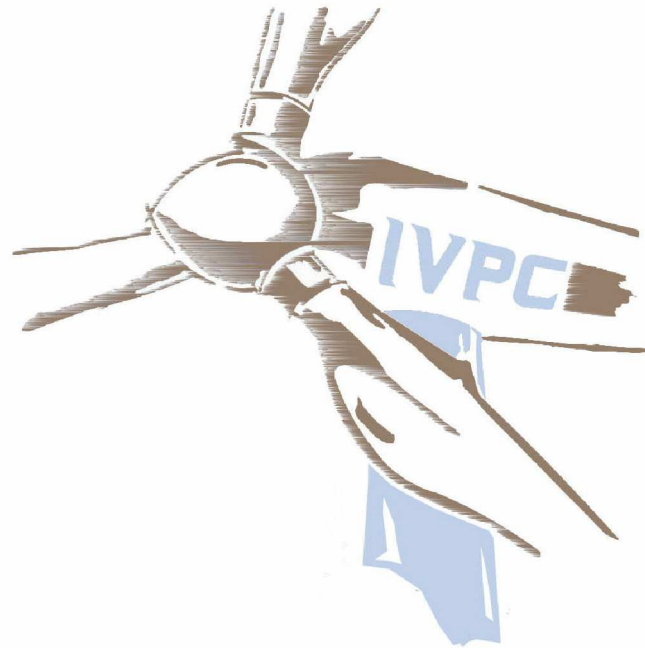


Regione Puglia

Provincia di Foggia

Comuni di San Paolo di Civitate e Poggio Imperiale



OGGETTO :

"PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI UN IMPIANTO DI PRODUZIONE
DI ENERGIA ELETTRICA DA FONTE EOLICA"
RISCONTRO RICHIESTA INTEGRAZIONI DVA U.0018776 del 18/07/2019

COMMITTENTE :



TITOLO TAVOLA :

RELAZIONE PRELIMINARE DI CALCOLO STRUTTURALE
in riscontro al Punto n° 06 della richiesta di integrazioni

SCALA :

VARIA

ELABORATO IN RISCONTRO AL PUNTO N° :

06

REVISIONE :

00

DATA :

Novembre 2019

PROGETTISTI:



Ing. Tommaso Monaco

Tel. 0885.429850 | Fax 0885.090485

E-Mail: ing.tommaso@studiotecnicomonaco.it



SOMMARIO

1	PREMESSA.....	1
2	PROGETTO ORIGINARIO.....	1
3	PROGETTO IN VARIANTE.....	2
4	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	2
5	COORDINATE PLANIMETRICHE AEREOGENERATORI.....	3
6	WTG 05 – 07 – 08 – 09 – 10 – SAN PAOLO CIVITATE.....	4
6.1	DESCRIZIONE TECNICA DELL’AEREOGENERATORE - VESTAS V 150 4,2 MW HH 155 mt.....	4
6.2	AZIONI CARATTERISTICHE SOLLECITANTI.....	6
6.3	AZIONI CARATTERISTICHE SISMICHE.....	6
6.4	MODELLO AGLI ELEMENTI FINITI.....	15
6.5	PARAMETRI GEOMECCANICI DEI TERRENI DI FONDAZIONE.....	19
6.6	VERIFICHE GEOTECNICHE DELLE FONDAZIONI.....	20
6.7	DESCRIZIONE DELLE OPERE FONDALI RISULTANTI.....	26
7	WTG 01 – 02 – 03 – POGGIO IMPERIALE.....	27
7.1	DESCRIZIONE TECNICA DELL’AEREOGENERATORE - VESTAS V 117 3,45 MW HH 80 mt.....	27
7.2	AZIONI CARATTERISTICHE SOLLECITANTI.....	29
7.3	AZIONI CARATTERISTICHE SISMICHE.....	29
7.4	MODELLO AGLI ELEMENTI FINITI.....	37
7.5	PARAMETRI GEOMECCANICI DEI TERRENI DI FONDAZIONE.....	41
7.6	VERIFICHE GEOTECNICHE DELLE FONDAZIONI.....	41
7.7	DESCRIZIONE DELLE OPERE FONDALI RISULTANTI.....	44
8	MATERIALI IN OPERA.....	48
8.1	CALCESTRUZZO IN OPERA.....	48
8.2	PROVE DI ACCETTAZIONE IN CANTIERE.....	52
8.3	CONTROLLO DI TIPO A.....	52
8.4	ACCIAIO D'ARMATURA IN OPERA.....	52
8.5	PROVE DI ACCETTAZIONE IN CANTIERE.....	53

1 PREMESSA

Per incarico ricevuto dalla società IVPC Power 6 s.r.l. con sede legale in Avellino, via Circumvallazione – 108, il sottoscritto ing. Tommaso Monaco, con studio tecnico in Cerignola - Viale di Levante 139/D, regolarmente iscritto all'Ordine degli Ingegneri di Foggia al n. 2906, ha provveduto ad effettuare tutto ciò che prescrive la buona regola d'arte per la redazione della presente relazione tecnica finalizzata al dimensionamento preliminare delle strutture civili, facenti parte del parco eolico in oggetto;

Infatti la società **Ivpc Power 6** srl, ha sottoposto alla procedura di VIA statale in data 10 agosto 2018, e per effetto dell'art7-bis comma 2 del D.Lgs. 152/2006, così come aggiornato dal D.Lgs. 104/2017, un progetto per la costruzione di un nuovo impianto per la produzione di energia da fonte rinnovabile eolica di potenza complessiva di 42 MW costituito da n° 10 aerogeneratori di potenza nominale pari a 4.2 MW modello Vestas V150, da realizzarsi nei comuni di Poggio Imperiale e San Paolo di Civitate entrambi in provincia di Foggia.

Lo studio relativo all'analisi degli impatti cumulativi in Area Vasta del Parco Eolico in progetto, redatto secondo la DGR del 23 ottobre 2012 n. 2122 al fine di integrare e meglio specificare la documentazione già presentata, nonché l'analisi di alcune delle osservazioni presentate al Ministero dell'Ambiente, rappresenta l'occasione per la società proponente, di revisionare la proposta progettuale originaria al fine di renderla maggiormente armonizzante con il territorio ed il contesto paesaggistico nel quale si inserisce.

L'analisi di quanto sopra ha generato la variante progettuale che qui viene presentata e che prevede **l'eliminazione di due aerogeneratori** ricadenti nel territorio del comune di San Paolo di Civitate (rispettivamente le torri denominate **WTG4 e WTG6**) nonché **la sostituzione del modello di aerogeneratore** per le tre torri **WTG1-WTG2 e WTG3** ubicate nel territorio di Poggio Imperiale per uniformarli a quelli già presenti nell'area ed oggetto, tra l'altro, di specifica autorizzazione rilasciata alla medesima società proponente, in altro procedimento, dalla Regione Puglia con *Determina Dirigenziale n° 15 del 13/03/2017*.

L'area oggetto di studio è ubicata parte ad Est e parte ad Ovest del centro abitato di Poggio Imperiale (FG) e ricade per intero nel Foglio 155 della Carta Geologica d'Italia (scala 1: 100.000); ricade inoltre nel Foglio 395 "Torremaggiore" della Carta Topografica d'Italia (scala 1:50.000), nel Foglio 396 "San Severo" della Carta Topografica d'Italia (scala 1:50.000), nel Foglio 383 "Sannicandro Garganico", nel Foglio 382 "Serracapriola". Tale progetto ricade, inoltre, nel Piano di Bacino Stralcio Assetto Idrogeologico – Autorità di Bacino della Puglia.

Le opere strutturali civili in oggetto sono costituite da strutture prefabbricate come le torri eoliche realizzate in acciaio, mentre le opere come i locali ed il basamento delle cabine elettriche, le fondazioni delle torri eoliche e le opere secondarie come i muri di recinzione della sottostazione i tombini per gli eventuali attraversamenti verranno realizzate in c.a. gettato in opera. Le caratteristiche strutturali delle torri eoliche verranno fornite dai fornitori, pertanto è possibile conoscere il tipo di acciaio le dimensioni strutturali solo durante l'elaborazione del progetto esecutivo, in questa fase è possibile solo effettuare una stima delle sollecitazioni, rispetto alle quali è possibile dimensionare gli elementi strutturali in fondazione.

2 PROGETTO ORIGINARIO

In data 10 agosto 2018, la società IVPC POWER 6, ha provveduto a presentare, presso il Ministero dell'Ambiente e il Ministero per i Beni le Attività Culturali per l'avvio della procedura di Via Statale, il Progetto per la costruzione di un Parco eolico composto da 10 aerogeneratori (modello Vestas V150) di potenza nominale pari a 4.2 MW e per un totale di 42 MW.

Sette di questi aerogeneratori, contrassegnati con le sigle WTG 04, WTG 05, WTG 06, WTG 07, WTG 08, WTG 09, WTG 10, sono ubicati nel territorio del comune di S. Paolo di Civitate (Fg) in località Masseria Difesola, Masseria Chirò, Masseria Tre Carra e Faugno Nuovo, mentre, gli aerogeneratori WTG 01, WTG 02 e WTG 03, sono ubicati nel comune di Poggio Imperiale (Fg) in località la Colonnella.

La medesima società proponente inoltre, è già titolare di una Autorizzazione Unica rilasciata con Determina Dirigenziale n° 15 del 13 marzo 2017 della dalla Regione Puglia e che prevede la realizzazione di un impianto eolico da 9.9 Mw nel comune di

Poggio Imperiale e di San Paolo di Civitate dove, proprio in quest'ultimo comune, verrà realizzata la Sottostazione Utente per l'allaccio dell'energia prodotta alla Rete Nazionale di Trasmissione.

Il nuovo progetto, sottoposto a valutazione al fine di una eventuale autorizzazione, condividerà proprio con il progetto già autorizzato di cui sopra parte delle opere quali, buona parte del tracciato del cavidotto interrato per il trasporto dell'energia prodotta, allargamenti e adeguamenti stradali, e la sottostazione di trasformazione dell'energia e allaccio alla rete la quale, se pur indicata negli elaborati progettuali, non dovrà essere realizzata.

3 PROGETTO IN VARIANTE

Come già descritto in premessa, la società ha inteso apportare delle modifiche al progetto presentato in data 10 agosto, al fine di ottimizzare il layout d'impianto con il territorio e renderlo più armonico al contesto nel quale andrebbe ad insediarsi, accogliendo e valutando, tra l'altro, alcune considerazioni rappresentate sia in sede di osservazioni pervenute al Ministero a margine del periodo di pubblicizzazione pubblica, sia in sede di preliminare verifica e sopralluogo da parte degli organismi preposti alla valutazione del progetto.

In definitiva la nuova proposta progettuale prevede **l'eliminazione di due aerogeneratori** nel territorio del comune di San Paolo di Civitate rispettivamente le torri denominate **WTG4 e WTG6 e la sostituzione del modello di aerogeneratore** per le tre torri **WTG1-WTG2 e WTG3** ubicate nel territorio di Poggio Imperiale.

Nello specifico, riguardo a questo secondo punto, si passerà dal modello di aerogeneratore **Vestas V150** (previsto nel progetto originario) **a quello modello Vestas V117** con una geometria più piccola rispetto alla precedente e nello specifico un'altezza inferiore di 80 mt. Tale scelta oltre a ridurre notevolmente l'impatto visivo, si concilierà maggiormente con il territorio nel quale si inserisce, atteso che trattasi dello stesso modello e dunque delle stesse caratteristiche dimensionali degli aerogeneratori adottati per quanto al progetto già autorizzato alla stessa società IVPC Power 6 con Autorizzazione Unica Dirigenziale n° 15 del 13 marzo 2017 della Regione Puglia, nonché del tutto similari agli impianti già presenti ed in esercizio sul territorio comunale per precedenti iniziative.

Quindi il layout ad oggi è così costituito:

- 1) 3 turbine su Poggio Imperiale V117 da 3.45 con altezza mozzo 91,5 mt;
- 2) 5 turbine su San Paolo Civitate V150 da 4.2 MW con altezza mozzo pari a 155 mt.

4 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Nell'esecuzione del progetto, nel calcolo strutturale, nella modalità di posa in opera si è tenuto conto della normativa di seguito riportata:

NORMATIVA NAZIONALE

Legge 05/11/1971 n.1086: Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica;

Legge 02/02/1974 n.64: Ministero dei lavori pubblici - Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;

Decreto Ministeriale 16/01/1996: Norme tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi;

Decreto Ministeriale 09/01/1996: Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche;

Decreto Ministeriale 11/03/1988: Ministero dei lavori pubblici - Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione;

Decreto Ministeriale 11/03/1988: Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione;

Circolare Ministero LL.PP. 24/09/1988 n.30483: Legge 02/07/1974 – D.M. 11/03/1988 – Istruzioni per l'applicazione;

Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17-01-18

Circolare Ministero LL.PP. n. 7 del 21 gennaio 2019: Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018

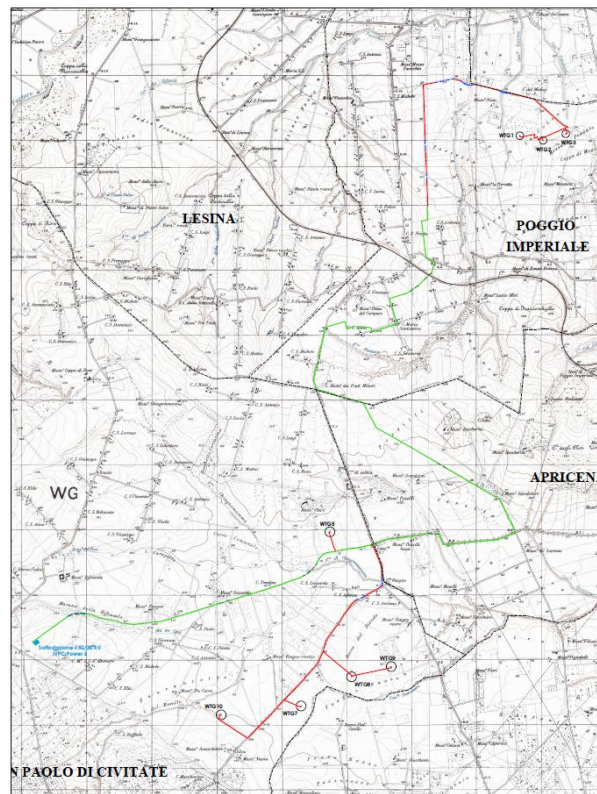
NORMATIVA INTERNAZIONALE

IEC 61400-1, 2005 - Wind turbine generator system;

5 COORDINATE PLANIMETRICHE AEREOGENERATORI

Considerando il sistema di coordinate denominato **UTM-WGS84**, i diversi aereogeneratori, saranno installati nelle seguenti posizioni:

COORDINATE GEOGRAFICHE PIANE E TIPOLOGIA AEROGENERATORE PREVISTA			
SIGLA AEROGENERATORE	UTM WGS84		MODELLO AEROGENERATORE
	Est	Nord	
WTG1	528 594	4 631 877	VESTAS V117 3,45 MW
WTG2	528 952	4 631 804	VESTAS V117 3,45 MW
WTG3	529 302	4 631 907	VESTAS V117 3,45 MW
WTG5	525 674	4 625 783	VESTAS V150 4,2 MW
WTG7	525 229	4 623 103	VESTAS V150 4,2 MW
WTG8	526 006	4 623 552	VESTAS V150 4,2 MW
WTG9	526 615	4 623 709	VESTAS V150 4,2 MW
WTG10	524 000	4 622 965	VESTAS V150 4,2 MW



6 WTG 05 – 07 – 08 – 09 – 10 – SAN PAOLO CIVITATE

6.1 DESCRIZIONE TECNICA DELL'AEREOGENERATORE - VESTAS V 150 4,2 MW HH 155 mt

L'aerogeneratore di progetto scelto per i WTG 05, WTG 07, WTG 08, WTG 09, WTG 10, ubicati nel territorio del comune di S. Paolo di Civitate (Fg), ha una potenza nominale di 4,2 MW ed è del tipo Vestas V150 con altezza al mozzo pari a 155 m.

Il rotore è costituito da tre pale ed da un mozzo. Le lame sono controllate dal sistema di ottimizzazione basato sul posizionamento ottimizzato delle stesse in funzione delle varie condizioni del vento. Il diametro del rotore è pari a 150 m con area spazzata pari a 17671,46 m² e verso di rotazione in senso orario con angolo di tilt pari a 6°.

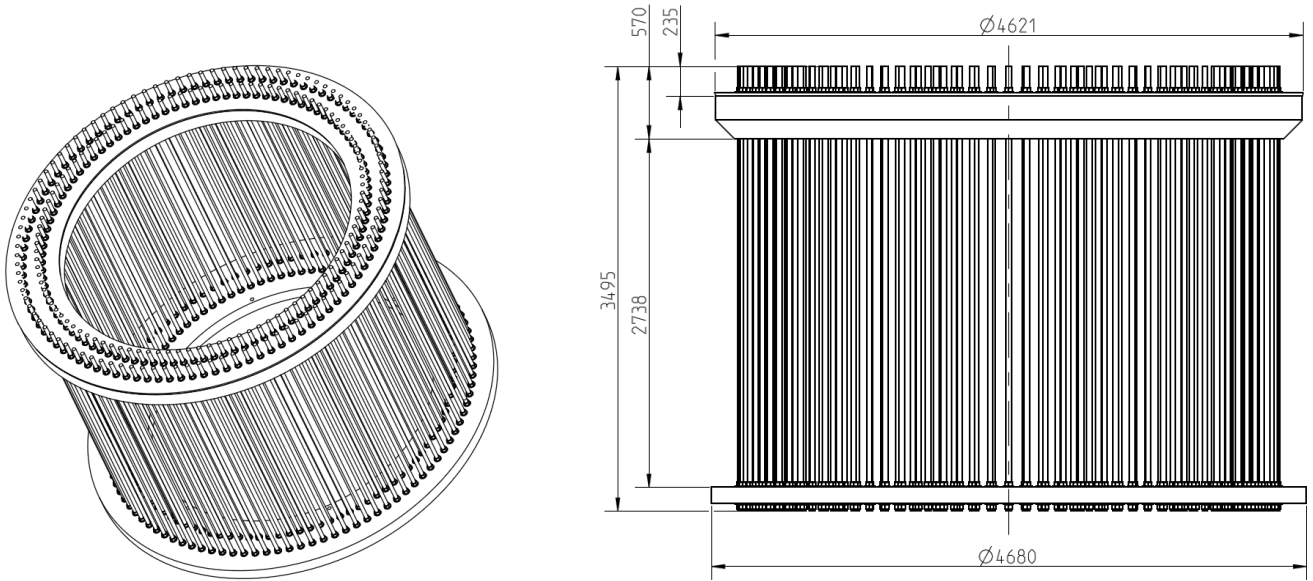
Le pale sono in fibra di carbonio e di vetro e sono costituite da due gusci di aerazione legato ad un fascio di supporto o con struttura incorporata. Il mozzo è in ghisa e supporta le tre pale e trasferisce le forze reattive ai cuscinetti e la coppia al cambio. L'albero principale di acciaio permette tale trasferimento di carichi. L'accoppiamento rende possibile il trasferimento dalla rotazione a bassa velocità del rotore a quella ad alta velocità del generatore. Il freno a disco è montato sull'albero ad alta velocità. L'altezza della torre tra quelle di produzione possibili sarà di 155 m e tale torre sarà costituita da più tronchi innestati in verticale. La navicella ha una struttura esterna in fibra di vetro con porte a livello pavimento per consentire il passaggio delle strutture interne da montare. Sono presenti sensori di misurazione del vento e lucernari che possono essere aperti dall'interno della navicella ma anche dall'esterno.

L'aerogeneratore opera a seconda della forza del vento; al di sotto di una certa velocità, detta di cut in, la macchina è incapace di partire; perché ci sia l'avviamento è necessario che la velocità raggiunga tale soglia che nel caso dell'aerogeneratore di progetto 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 13 m/s. Ad elevate velocità (25 m/s) l'aerogeneratore viene posto fuori servizio per motivi di sicurezza (velocità di cut off).

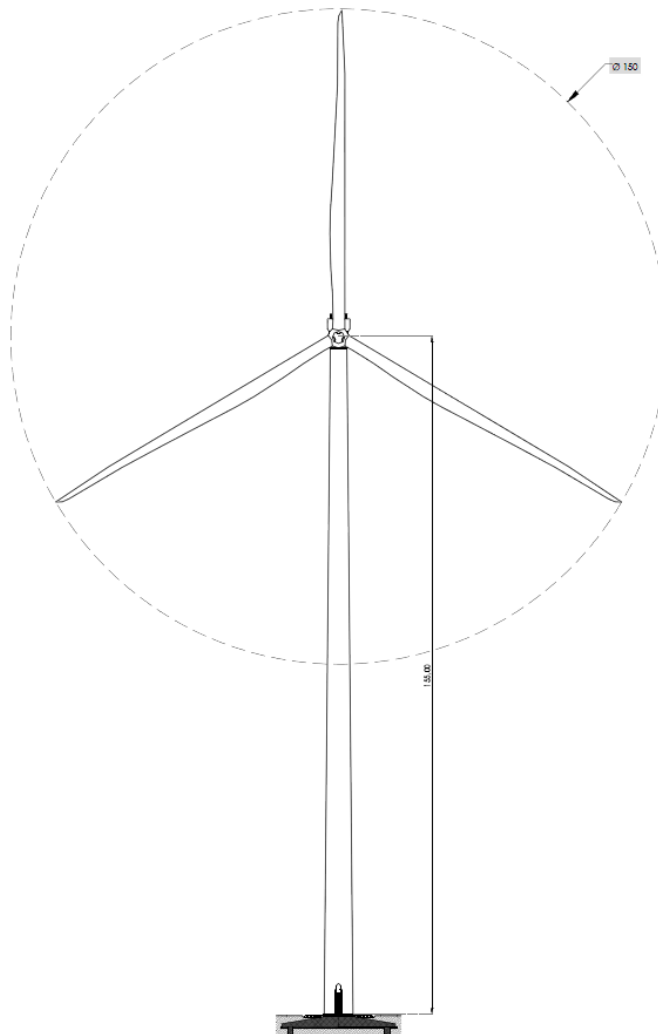
Di seguito si elencano le caratteristiche dimensionali principali dell'aerogeneratore:

DIMENSIONI TORRE – ALTEZZA AL MOZZO
155 m
DIAMETRO ROTORE
150 m
POTENZA
4,2 MW

Le sollecitazioni saranno trasmesse alle opere fondali tramite un anchor cage, costituito da 100 + 100 tirafondi M42 inguainati, i quali sono collegati ad un'estremità con una flangia di base ed all'altra alla flangia di base della torre eolica.



Il diametro medio delle circonferenze lungo le quali sono disposti i tirafondi è pari a 400 cm



6.2 AZIONI CARATTERISTICHE SOLLECITANTI

Le azioni caratteristiche desunte dal Documento VESTAS n°. 0079-1611 VER 00, saranno utilizzate per il dimensionamento preliminare delle opere fondali.

In questa fase verranno considerati solo i carichi derivanti da una combinazione caratteristica estrema, in quanto quest'ultima risulta la combinazione dimensionante per l'intera opera.

Characteristic Extreme								
Lead	LC/Family	PLF	Type	Mbt	Mzt	FndFr	Fzt	Ref
Sensor	[-]	[-]	[-]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[-]
Mbt	23CoEogVrp6(fam149)	1.10	Abs	178100	-1534	1258	-6585	[2]
Mzt	21RPY8HWO3a00(fam87)	1.35	Abs	33090	-8902	252.6	-6441	[2]
FndFr	62E50a09000(fam281)	1.10	Abs	174200	-2540	1374	-6511	[1]
Fzt	12IceUHWO200(fam27)	1.35	Abs	58090	1354	425.4	-6760	[2]

Caso Caratteristico Estremo					
Azioni Caratteristiche		γ	Azioni Design Base Torre	braccio [m]	Azioni Design Base Fondazione
Fv [kN]	6760	1,5	10140	-	10140
Fh [kN]	1374	1,5	2061	3,08	2061
Mxy [kNm]	178100	1,5	267150	-	273497,88
Mz [kNm]	-9864	1,5	-14796	-	-14796

6.3 AZIONI CARATTERISTICHE SISMICHE

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A definita), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P^{TM} , nel periodo di riferimento V_r .

In alternativa viene ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica del sito.

Si definisce spettro di risposta elastico: lo strumento che consente di ottenere la risposta in termini di accelerazione (velocità o spostamento) di un oscillatore semplice con smorzamento assegnato (5%) sottoposto ad un accelerogramma sismico, al variare della frequenza propria (o periodo). Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento P_{vr} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.
- T_{e^*} periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

In allegato alla norma, per tutti i siti considerati, sono forniti i valori di a_g , F_0 e T_{e^*} necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

La normativa prevede la definizione di 3 distinti accelerogrammi: due orizzontali, tra loro ortogonali ed uno verticale, quest'ultimo ai fini delle verifiche è stato ritenuto trascurabile e pertanto non è presente nelle pagine a seguire.

Il § 3.2.3.2.1 del D.M. 20 Febbraio 2018 permette la definizione di uno spettro elastico, usato per la verifica allo SLD (stato limite reversibile).

Tuttavia per considerare la capacità dissipativa anelastica (sovra resistenze, incremento del periodo proprio a seguito di plasticizzazioni) della struttura allo SLV si utilizzerà uno spettro di progetto $S_d(T)$ abbattuto del fattore di struttura q .

CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

La normativa, in mancanza di specifiche analisi, prevede l'utilizzo di un approccio semplificato basato sull'individuazione delle categorie di sottosuolo riportate di seguito. Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione:

CATEGORIA	CARATTERISTICHE DELLA SUPERFICIE TOPOGRAFICA
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i < 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ < i < 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Categorie di sottosuolo	
Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

A seconda della categoria di sottosuolo e del tipo di superficie topografica si hanno delle amplificazioni derivate dalle differenze sussistenti tra suolo reale e suolo di riferimento (rigido con superficie topografica perfettamente orizzontale). Tali amplificazioni vengono riportate nelle tabelle a seguire

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO ORIZZONTALE

Qualunque sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata, lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

Dove:

- T è il periodo di vibrazione
- $S_e(T)$ è l'accelerazione spettrale orizzontale
- S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente: $S = S_s S_T$
- η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} > 0,55$$

dove ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione

- F_0 è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2
- T_c è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da:
- $T_c = C_c T_c'$
- T_b è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante
- $T_b = T_c/3$
- T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione: $T_D = 4,0 a_g/g + 1,6$

Per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse, al centro di massa è attribuita una eccentricità accidentale rispetto alla sua posizione quale deriva dal calcolo.

L'eccentricità accidentale in ogni direzione è stata considerata pari a 0,05 volte la dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica. Detta eccentricità è assunta costante, per entità e direzione, su tutti gli orizzontamenti.

FATTORE DI STRUTTURA

Quando si utilizza l'analisi lineare per sistemi dissipativi, come avviene per gli stati limite ultimi, gli effetti delle azioni sismiche sono calcolati, quale che sia la modellazione per esse utilizzata, riferendosi allo spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura q maggiore dell'unità. Tale fattore va a sostituirsi al termine η , all'interno delle formule soprastanti secondo la seguente uguaglianza:

$$\eta = 1/q$$

Il valore del fattore di struttura da utilizzare per ciascuna direzione della azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e, prende in conto le non linearità del materiale.

Esso è calcolato tramite la seguente espressione:

$$q = q_0 K_r$$

CARATTERISTICHE	q ₀	
	CD "B"	CD "A"
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste	3,0 α_u / α_1	4,5 α_u / α_1
Strutture a pareti non accoppiate	3,0	4,0 α_u / α_1
Strutture deformabili torsionalmente	2,0	3,0
Strutture a pendolo inverso	1,5	2,0

dove:

q_0 : è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto CW di tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione

K_r è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

Strutture aventi telai resistenti all'azione sismica composti, anche in una sola delle direzioni principali, con travi a spessore devono essere progettate in CD "B" a meno che tali travi non si possano considerare elementi strutturali "secondari".

Per strutture regolari in pianta, possono essere adottati i seguenti valori di α_u / α_1 .

a) Strutture a telaio o miste equivalenti a telai

- strutture a telaio di un piano $\alpha_u / \alpha_1 = 1,1$

- strutture a telaio con più piani ed una sola campata $\alpha u / \alpha l = 1,2$
- strutture a telaio con più piani e più campate $\alpha u / \alpha l = 1,3$

b) Strutture a pareti o miste equivalenti a pareti

- strutture con solo due pareti non accoppiate per direzione orizzontale $\alpha u / \alpha l = 1,0$
- altre strutture a pareti non accoppiate $\alpha u / \alpha l = 1,1$
- strutture a pareti accoppiate o miste equivalenti a pareti $\alpha u / \alpha l = 1,2$

Per le costruzioni non regolari in pianta, si possono adottare valori di $\alpha u / \alpha l$ pari alla media tra 1,0 ed i valori di volta in volta forniti per le diverse tipologie costruttive.

Le tipologie strutturali sismo-resistenti vengono elencate al § 7.4.3.1 e sono:

- *strutture a telaio*, nelle quali la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a telai spaziali, aventi resistenza a taglio alla base > 65% della resistenza a taglio totale;
- *strutture a pareti*, nelle quali la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a pareti, singole o accoppiate, aventi resistenza a taglio alla base > 65% della resistenza a taglio totale;
- *strutture miste telaio-pareti*, nelle quali la resistenza alle azioni verticali è affidata prevalentemente ai telai, la resistenza alle azioni orizzontali è affidata in parte ai telai ed in parte alle pareti, singole o accoppiate; se più del 50% dell'azione orizzontale è assorbita dai telai si parla di *strutture miste equivalenti a telai*, altrimenti si parla di *strutture miste equivalenti a pareti*;
- *strutture deformabili torsionalmente*, composte da telai e/o pareti, la cui rigidità torsionale non soddisfa ad ogni piano la condizione $r/s > 0,8$, nella quale:
 $r^2 =$ rapporto tra rigidità torsionale e flessionale di piano $L_s^2 = (L^2 + B^2) / 12$ con L e B dimensioni in pianta del piano
- *strutture a pendolo inverso*, nelle quali almeno il 50% della massa è nel terzo superiore dell'altezza della costruzione o nelle quali la dissipazione d'energia avviene alla base di un singolo elemento strutturale.

Coordinate di riferimento delle indagini sismiche

Avendo a disposizione le coordinate piane UTM, con fuso 33 T e datum WGS84, di alloggiamento delle torri eoliche, possiamo ricavare tali coordinate considerando il datum geodetico ED50

ID Aereog.	Fuso WGS84	EST	NORD	Lat. (ED50)	Long. (ED50)
WTG 5	33 T	525 624	4 625 783	41.78447662	15.30919276
WTG 7	33 T	525 229	4 623 103	41.76035184	15.30432472
WTG 8	33 T	526 006	4 623 552	41.76437059	15.31369101
WTG 9	33 T	526 615	4 623 709	41.76576434	15.32102418
WTG 10	33 T	524 000	4 622 965	41.75914721	15.28953550

Con tali informazioni è possibile determinare le azioni indotte dal sisma, riferite al singolo sito d'interesse, tramite l'applicazione ufficiale rilasciata dal *Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici*.

Si considerino i seguenti dati per la definizione dello spettro di progetto, tali dati sono validi per tutte le diverse coordinate, a cui corrispondono i diversi punti di alloggiamento delle torri.

Come strategia progettuale si sono considerate tutte le strutture con un'aliquota minima di dissipazione dell'energia indotta dall'evento sismico, infatti si è considerato un fattore di struttura q , sempre pari a 1,5.

Inoltre per l'importanza strategica dell'intera opera, nonostante non ci siano delle indicazioni normative in materia, si è scelto di considerare una Vita di riferimento dell'opera pari 200 anni, assoggettando la stessa ad opere di importanza strategica per l'intero Paese, in caso di calamità naturale.

Periodo di riferimento per l'azione sismica $V_r = 200$ anni

Tipologia sismo-resistente: strutture a PENDOLO INVERSO

Categoria suolo: C (*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti*)

Categoria topografica: T1 (*pianeggiante con pendii e rilievi isolati*)

$q = 1,5$

Classe d'uso della costruzione: CU = 2

Vita Nominale opera: $V_N > 100$ anni

Classe di duttilità: CD B

WTG 5 – TORRE EOLICA 5 - Coord. ED 50: Lat. 41.78447662° N, Long. 15.30919276° E

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	120	0,113	2,509	0,305
SLD	201	0,143	2,493	0,320
SLV	1898	0,346	2,427	0,353
SLC	2475	0,381	2,426	0,357

Prospetto dei valori di $a_g - F_o - T_C^*$ - T_R in relazione a diversi Stati Limite

WTG 7 – TORRE EOLICA 7 - Coord. ED 50: Lat. 41.76035184° N, Long. 15.30432472° E

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	120	0,115	2,505	0,307
SLD	201	0,144	2,495	0,321
SLV	1898	0,347	2,429	0,354
SLC	2475	0,382	2,427	0,359

Prospetto dei valori di $a_g - F_o - T_C^*$ - T_R in relazione a diversi Stati Limite

WTG 8 – TORRE EOLICA 8 - Coord. ED 50: Lat. 41.76437059° N, Long. 15.31369101° E

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	120	0,115	2,505	0,307
SLD	201	0,144	2,495	0,321
SLV	1898	0,347	2,429	0,354
SLC	2475	0,382	2,427	0,359

Prospetto dei valori di $a_g - F_o - T_C^*$ - T_R in relazione a diversi Stati Limite

WTG 9 – TORRE EOLICA 9 - Coord. ED 50: Lat. 41.76576434° N, Long. 15.32102418° E

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	120	0,115	2,505	0,307
SLD	201	0,144	2,495	0,321
SLV	1898	0,347	2,429	0,354
SLC	2475	0,382	2,427	0,359

Prospetto dei valori di $a_g - F_o - T_C^*$ - T_R in relazione a diversi Stati Limite

WTG 10 – TORRE EOLICA 10 - Coord. ED 50: Lat. 41.75914721° N, Long. 15.28953550° E

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	120	0,115	2,505	0,307
SLD	201	0,144	2,496	0,322
SLV	1898	0,347	2,430	0,355
SLC	2475	0,382	2,428	0,359

Prospetto dei valori di $a_g - F_o - T_C^*$ - T_R in relazione a diversi Stati Limite

Una volta analizzate le azioni sismiche per le posizioni disponibili, è possibile creare un prospetto dell'andamento delle accelerazioni spettrali a seconda delle coordinate, così da poter determinare quale spettro utilizzare, in fase di dimensionamento delle strutture, considerato che per gli aereogeneratori, bisognerà basarsi sulle prove effettuate, scegliendo in fase di dimensionamento, a favore di sicurezza, l'accelerazione spettrale massima, che sarà applicata a tutti i diversi plinti di fondazione, infatti:

ID	a_g SLD	a_g SLV
WTG-5	0.143	0.346
WTG-7	0.144	0.347
WTG-8	0.144	0.347
WTG-9	0.144	0.347
WTG-10	0.144	0.347

Quindi in fase di dimensionamento della sottostazione e delle strutture di fondazione, si prenderanno in considerazione, le accelerazioni spettrali maggiori.

Spettro di progetto allo Stato Limite di Danno (SLD)

Di seguito si riportano i parametri e lo spettro di risposta elastico di progetto delle componenti orizzontali per lo SLD, ossia quello stato limite, che ha il 63% di probabilità di superamento, nella vita utile dell'opera.

Considerando ovviamente, un fattore di struttura pari a 1

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_g	0,144 g
F_{o_1}	2,496
T_C	0,322 s
S_S	1,484
C_C	1,527
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,484
η	1,000
T_B	0,164 s
T_C	0,491 s
T_D	2,176 s

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	S_e [g]
	0,000	0,214
T_B ←	0,164	0,534
T_C ←	0,491	0,534
	0,571	0,459
	0,651	0,402
	0,732	0,358
	0,812	0,323
	0,892	0,294
	0,972	0,269
	1,053	0,249
	1,133	0,231
	1,213	0,216
	1,293	0,203
	1,374	0,191
	1,454	0,180

Prospetto dei valori dei parametri dipendenti ed indipendenti e dei punti dello spettro

Spettro di progetto allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)

Di seguito si riportano i parametri e lo spettro di risposta elastico di progetto delle componenti orizzontali per lo SLV, ossia quello stato limite, che ha il 10% di probabilità di superamento, nella vita utile dell'opera.

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,347 g
F_{o_1}	2,430
T_C	0,355 s
S_S	1,194
C_C	1,478
S_T	1,000
q	1,500

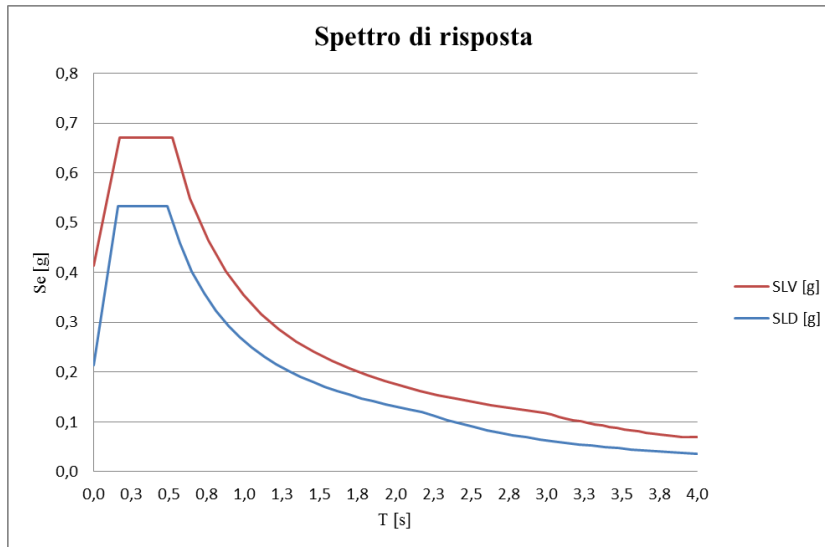
Parametri dipendenti

S	1,194
η	0,667
T_B	0,175 s
T_C	0,524 s
T_D	2,989 s

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	S_e [g]
	0,000	0,415
T_B ←	0,175	0,671
T_C ←	0,524	0,671
	0,642	0,549
	0,759	0,464
	0,876	0,402
	0,994	0,354
	1,111	0,317
	1,228	0,287
	1,346	0,262
	1,463	0,241
	1,581	0,223
	1,698	0,207
	1,815	0,194
	1,933	0,182

Prospetto dei valori dei parametri dipendenti ed indipendenti e dei punti dello spettro



Spettro di risposta –SLD - SLV

In fase di calcolo preliminare, è possibile stimare l'azione del sisma, tramite un'analisi statica equivalente, previa verifica che il primo periodo di vibrazione della struttura (T_1) non superi $2.5 T_C$.

Nel caso in esame avremo come dati di ingresso:

- il suolo di categoria C;
- la struttura principale di altezza H pari a 155 mt. ;
- uno "spessore medio", identificato come il diametro medio della sezione, di circa $L = 4.62$ mt, attraverso la seguente formula approssimativa:

$$T_1 = 0,085 \sqrt{\frac{H}{L}}$$

la quale restituisce un valore pari a: 0,492 s

La possibilità di effettuare una analisi statica lineare impone che il periodo del modo di vibrare considerato (T_1), sia inferiore a $2,5 T_c$ o comunque a T_d , così come definiti in precedenza, nel nostro caso, avremo un $T_c = 0,491$, quindi è rispettata la condizione per cui è possibile effettuare un'analisi statica equivalente.

La forza da applicare a ciascuna massa della costruzione è data dalla formula seguente:

$$F_i = F_h \cdot z_i \cdot W_i / \sum_j z_j W_j$$

dove:

- $F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda/g$
- F_i è la forza da applicare alla massa i -esima;
- W_i e W_j sono i pesi, rispettivamente, della massa i e della massa j ;
- z_i e z_j sono le quote, rispetto al piano di fondazione, delle masse i e j ;
- $S_d(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto;
- W è il peso complessivo della costruzione;
- λ è un coefficiente pari a 0,85 se la costruzione ha almeno tre orizzontamenti e se $T_1 < 2T_C$, pari a 1,0 in tutti gli altri casi;
- g è l'accelerazione di gravità.

Essendo $T_c < T_1 < T_d$ allora $S_d(T_1)$ è pari a :

$$S_d(T_1) = a_g S \frac{1}{q} F_0 (T_c/T) = 0,6698 \text{ g}$$

In cui:

- $a_g = 0,347$ g
- $S = 1,194$
- $F_0 = 2,430$
- $q = 1,5$

W è il peso complessivo dell'opera pari a $515000 + 211193 = 726193$ KG = 7121,52 KN

ELEMENTO	Peso Torre [KN]	Peso Elemento [KN]	Quota Z [m]	ziWi	Fh=Sd (T1)W·λ/g	Fi [KN]	M [KNm]
M turbina		2071	155,00	321005	493,03	251,08	38917,32
Sezione torre - 7	540		137,6	74304		58,12	7997,05
Sezione torre - 6	700		108,04	75628		59,15	6390,97
Sezione torre - 5	770		81,3	62601		48,96	3980,81
Sezione torre - 4	790		58,34	46088,6		36,05	2103,10
Sezione torre - 3	800		38,04	30432		23,80	905,46
Sezione torre - 2	770		20,26	15600,2		12,20	247,21
Sezione torre - 1	780		6	4680		3,66	21,96
				630338,8		493,03	60563,89

Caso Azione Sismica					
Azioni Caratteristiche		γ	Azioni Design Base Torre	Braccio [m]	Azioni Design Base Fondazione
Fv [kN]	7121,55	1,5	10682,32	-	10.682,32
Fh [kN]	493,03	1,5	739,545	3,08	739,54
Mxy [kNm]	60563,89	1,5	90845,835	-	93.123,63

A questo punto è possibile confrontare le forze indotte dall'azione sismica avente un Tempo di Ritorno pari a 1898 anni, con le forze indotte dall'azione caratteristica del vento, di seguito riproposte:

Caso Caratteristico Estremo					
Azioni Caratteristiche		γ	Azioni Design Base Torre	braccio [m]	Azioni Design Base Fondazione
Fv [kN]	6760	1,5	10140	-	10.140
Fh [kN]	1374	1,5	2061	3,08	2.061
Mxy [kNm]	178100	1,5	267150	-	273.497,88

Come si può ben notare, le forze indotte dell'azione sismica, sono ben minori rispetto all'azione caratteristica del vento, quindi il dimensionamento effettuato con le azioni caratteristiche del vento è rispondente anche alle forze indotte dalle azioni sismiche.

6.4 MODELLO AGLI ELEMENTI FINITI

Per il progetto e la verifica del plinto di fondazione si è utilizzato un programma di calcolo agli elementi finiti, ossia, IPERSPACEMAX rilasciato dalla SOFT.LAB.

Il plinto di fondazione è stato modellato utilizzando degli elementi shells regolarmente divisi tramite una disposizione radiale ed anulare. Lo spessore di detti elementi, è variabile per tener conto della variazione lineare dello spessore dell'intero plinto.

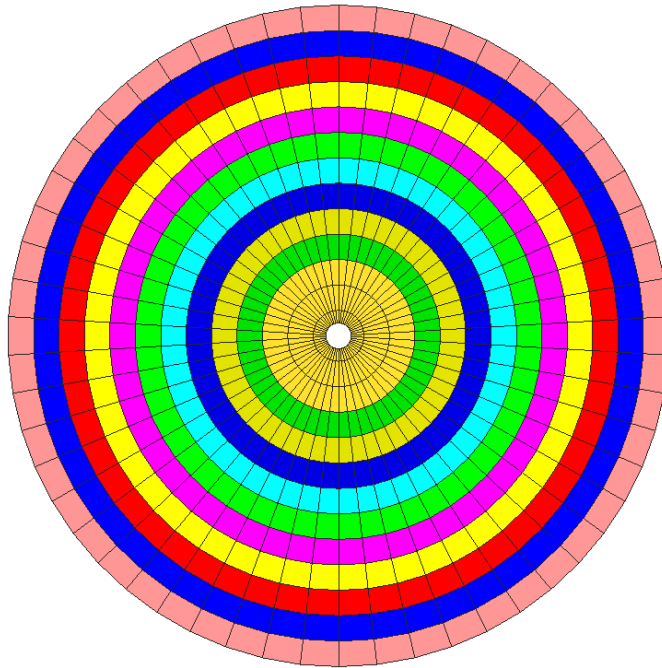
A favore di sicurezza il collare superiore è stato introdotto all'interno del modello come un carico uniformemente distribuito, quindi non si è tenuto conto della sua rigidezza.

Gli elementi shells sono stati impostati come elementi privi di reazione verticale alla winkler, in quanto si è deciso di affidare l'intera portanza alle fondazioni profonde.

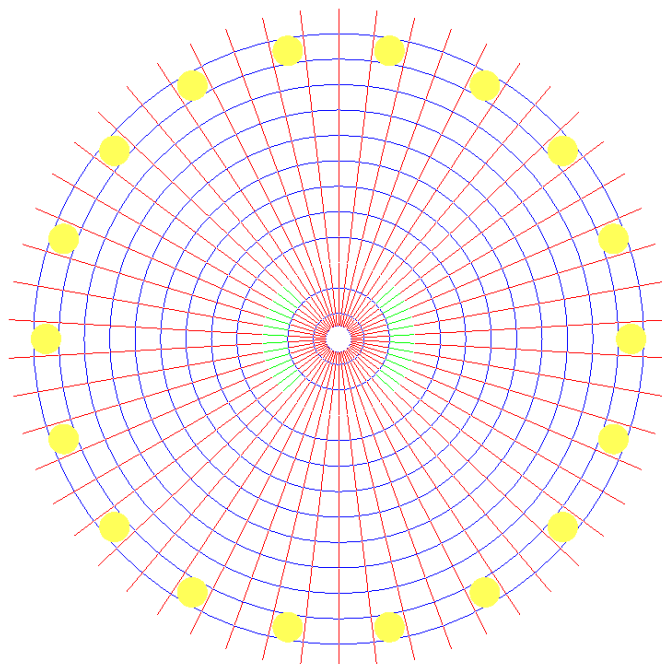
Infatti sono stati disposti 18 pali con interasse angolare pari a 20° , lunghezza pari a 30 m, e diametro pari a 120 cm.

Tali elementi sono definiti come elementi beam, immersi in un semi-spazio cedevole, ossia il terreno di fondazione.

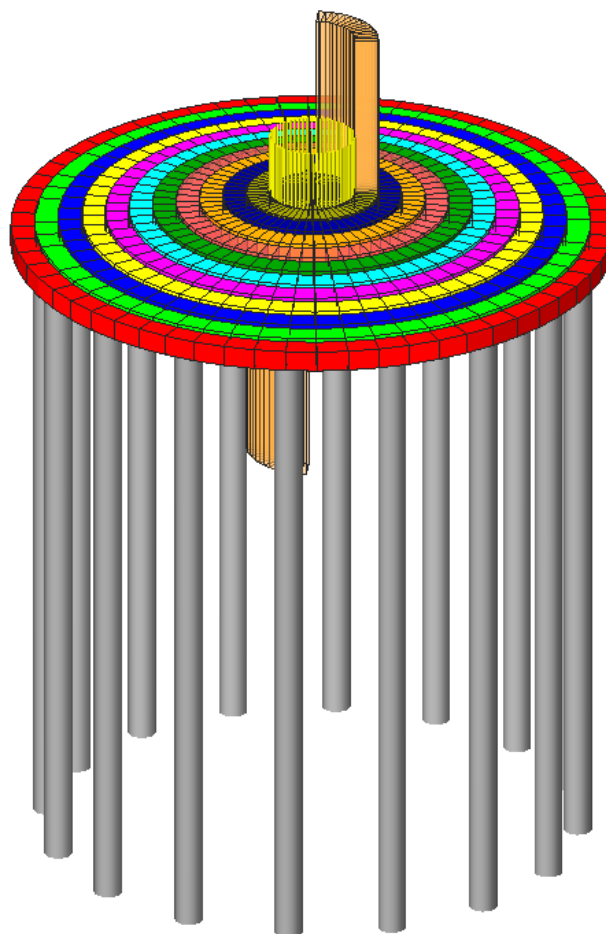
I carichi, così come definiti in precedenza, sono stati impressi alla struttura sotto forma di pressioni equivalenti, per quanto riguarda i momenti agenti, e in forze nodali per quanto riguarda le forze verticali agenti (Peso Torre).



Modello FEM – Vista in Pianta Elementi Shells



Modello FEM – Vista in Pianta Pali



Modello FEM – Vista in 3-D

Lo scenario di calcolo assunto, descritto di seguito, è stato scelto per considerare tutte le combinazioni di carico fornite dalla casa produttrice, sommando il peso proprio delle opere fondali.

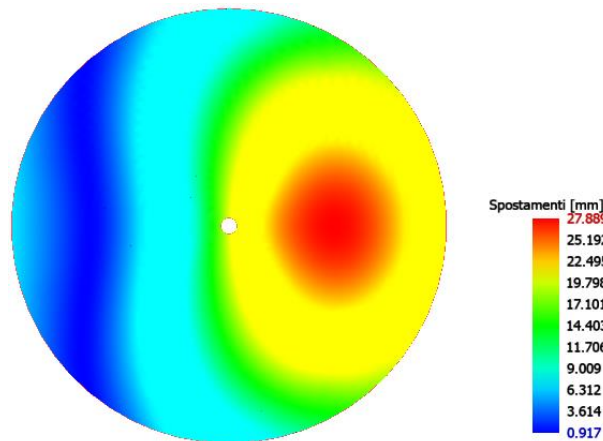
Scenario di calcolo

Scenario : ScenarioNT_2018 A2_SLV_SLD_STR_GEO

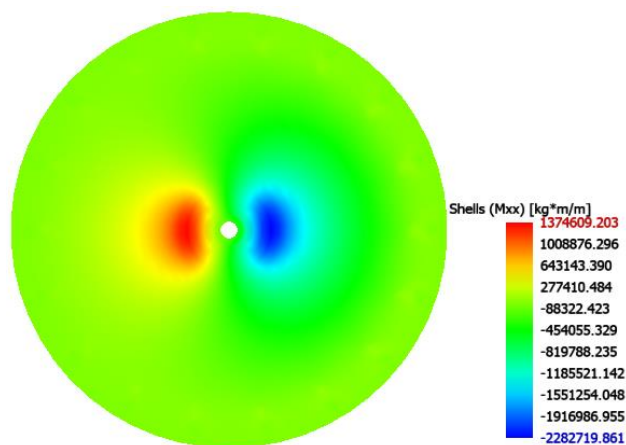
Combinazione	Tipo	Spettro	F.Sisma	α	K mod	Cond.Carico	Fatt. cv.	Attiva	Massa	Fattore m.
1) 1-Vento Estremo_Vert.Sfav.	STR+GEO				0.60					
						Peso Proprio	1.3	Si	Si	1
						Peso Torre	1.3	Si	No	1
						Rinterro	1.3	Si	No	1
						Vento Estremo	1.5	Si	No	1
						Vento Operativo	0	No	No	1
						Sisma	0	No	No	1
2) 2-Vento Estremo_Vert.Fav.	STR+GEO				1.00					
						Peso Proprio	1	Si	Si	1
						Peso Torre	1	Si	No	1
						Rinterro	1	Si	No	1
						Vento Estremo	1.5	Si	No	1
						Vento Operativo	0	No	No	1
						Sisma	0	No	No	1
3) 3-Vento Operativo	STR+GEO				1.00					
						Peso Proprio	1	Si	Si	1
						Peso Torre	1	Si	No	1
						Rinterro	1	Si	No	1
						Vento Estremo	1	No	No	1
						Vento Operativo	1	Si	No	1
						Sisma	0	No	No	1

Combinazione	Tipo	Spettro	F.Sisma	α	K mod	Cond.Carico	Fatt. cv.	Attiva	Massa	Fattore m.
4) Sisma	STR+GEO		1		1.00					
						Peso Proprio	1	Si	Si	1
						Peso Torre	1	Si	No	1
						Rinterro	1	Si	No	1
						Vento Estremo	0	No	No	1
						Vento Operativo	1	Si	No	1
						Sisma	1	Si	No	1
5) Rara	SLE Rara				1.00					
						Peso Proprio	1	Si	Si	1
						Peso Torre	1	Si	No	1
						Rinterro	1	Si	No	1
						Vento Estremo	1	Si	No	1
						Vento Operativo	1	No	No	1
						Sisma	0	No	No	1
6) Freq.	SLE Freq.				1.00					
						Peso Proprio	1	Si	Si	1
						Peso Torre	1	Si	No	1
						Rinterro	1	Si	No	1
						Vento Estremo	1	No	No	1
						Vento Operativo	1	Si	No	1
						Sisma	0	No	No	1

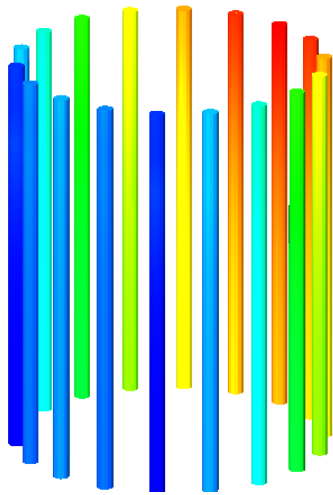
Di seguito sono riportati i principali risultati, relativi alla combinazione più gravosa (Comb. 1) sotto forma di immagine esplicative:



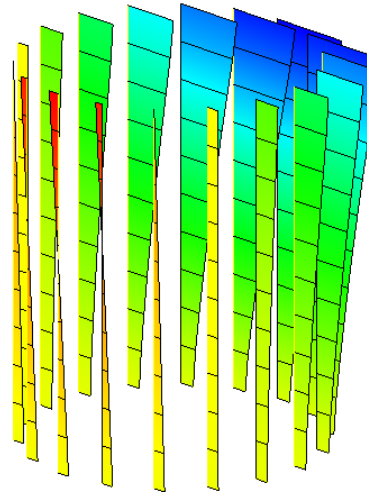
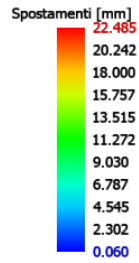
Deformata massima



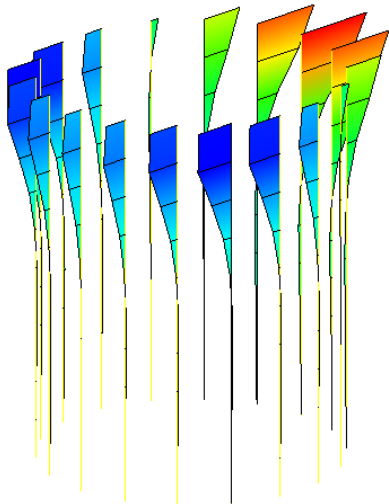
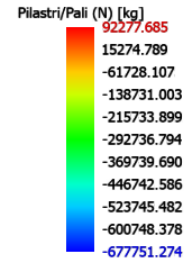
Momento flettente (per unità di lunghezza) che produce tensioni in direzione locale x sul plinto



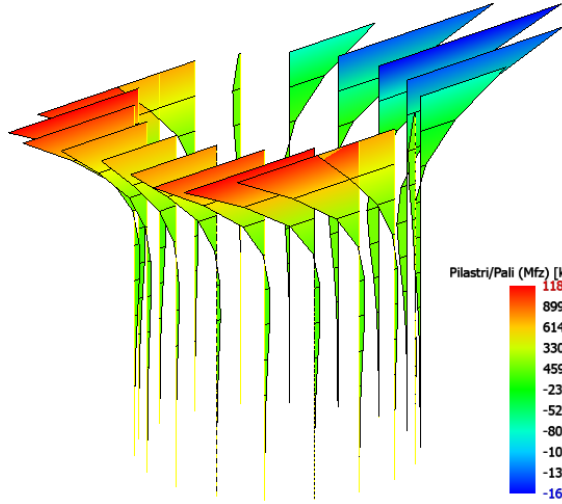
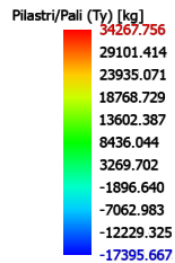
Massima Deformazione dei pali



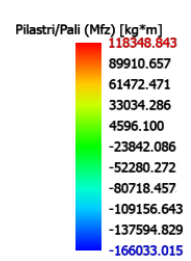
Sforzo normale sui pali



Sforzo di taglio sui pali



Momento flettente sui pali



6.5 PARAMETRI GEOMECCANICI DEI TERRENI DI FONDAZIONE E INTERAZIONI CON LA FALDA

Dai dati acquisiti dalla relazione geologica, effettuata dal Dott. Geol. Nazario Di Lella iscritto all'Ordine dei Geologi della Puglia con il n. 345, e considerando i risultati rinvenuti dalle prove sismiche a rifrazione, ed in particolare considerando la prova denominata SIS 06, si possono evincere i seguenti risultati, ricostruendo così la stratigrafia fondale, e di conseguenza i principali parametri meccanici.

CARATTERISTICHE MECCANICHE TERRENI SAN PAOLO CIVITATE						
Descrizione Strato	Spessore	γ	ϕ	c'	C_u	E_{ed}
[/]	[m]	[kN/m ³]	°	[MPa]	[MPa]	[MPa]
1	2.07	17.17	26.00	0.025	0.063	15.20
2	4.88	19.01	28.00	0.028	0.069	42.60
3	23.05	20.35	29.00	0.065	0.163	148.60

Avendo definito le proprietà meccaniche dei terreni, è necessario stabilire la profondità della falda acquifera, dal documento "Ricostruzione dell'andamento Piezometrico" è possibile asserire che la soggiacenza della falda dal p.c. varia tra i 25-30 m. dal p.c., per l'area di interesse ricadente nel Comune di San Paolo Civitate, pertanto le strutture di fondazione (pali L = 30 m.) intersecano la quota piezometrica. Ai fini del dimensionamento delle strutture di fondazione, la falda si considererà giacente a 25 m dal p.c..

6.6 VERIFICHE GEOTECNICHE DELLE FONDAZIONI

CRITERI DI VERIFICA

Per la verifica a carico limite si adotta l'approccio 2 con una unica combinazione di carico A1+M1+R3, secondo le modalità esposte al p.to 6.4.3 NTC 2018.

MODELLO DI CALCOLO DEL PALO

CARICO LIMITE VERTICALE

La valutazione del carico limite verticale del palo è effettuato attraverso le formule statiche. Ai fini del calcolo, il carico limite di un palo Q_{lim} viene convenzionalmente suddiviso in due aliquote, la resistenza alla punta P e la resistenza laterale S :

$$Q_{lim} = P + S = \frac{\pi d^2}{4} p + \int_0^L s(z) dz$$

dove con 'p' si indica la resistenza unitaria alla punta, con 's' la resistenza allo scorrimento all'interfaccia laterale palo-terreno, con 'd' il diametro e con 'L' la lunghezza del palo. La suddivisione è convenzionale in quanto gli sforzi laterali ed alla punta vengono mobilitati con il cedimento secondo leggi alquanto diverse e non necessariamente mono tonicamente crescenti; pertanto non è detto che, a rottura, siano contemporaneamente agenti le resistenze massime P ed S . Nel calcolo di 'p' ed 's' si prescinde dall' interazione dei due fenomeni di rottura.

RESISTENZA ALLA PUNTA

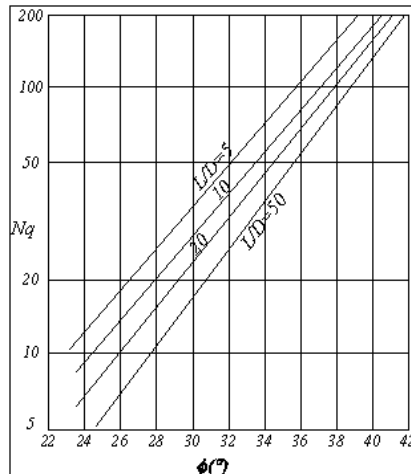
Come per le fondazioni dirette si pone:

$$p = N_q \sigma_{vl} + N_c c$$

dove σ_{vl} rappresenta la tensione litostatica verticale alla profondità L , e cioè quella che agisce sul piano orizzontale passante per la punta del palo. Per N_c vale la formula di trasformazione:

$$N_c = (N_q - 1) \cot(\phi)$$

Il valore di N_q è dato dall' abaco di Berentzantzev:



Esso è valido per pali di piccolo diametro.

RESISTENZA LATERALE

Detta $\sigma_h = k \sigma'_{vz}$ la tensione normale orizzontale agente alla profondità z si pone:

$$s = a + k \mu \sigma'_{vz}$$

nella quale 'a' è un termine coesivo, μ un coefficiente di attrito tra palo e terreno, 'k' un coefficiente di spinta e σ'_{vz} la tensione

effettiva litostatica alla profondità z.

Il coefficiente μ dipende dalla scabrezza dell' interfaccia tra palo e terreno ed ha come limite superiore $\tan(\phi)$, I valori di 'k' adottati sono individuati nella tabella seguente:

Tipo di palo	Valori di k per stato di addensamento		Valori di μ
	Sciolto	denso	
Prefabbricato	1	2	$\tan(3\phi/4)$
Gettato in opera	1	3	$\tan(\phi)$
Trivellato	0,5	0,4	$\tan(\phi)$
Trivellato - pressato con elica continua	0,7	0,9	$\tan(\phi)$

Per il termine coesivo si assume:

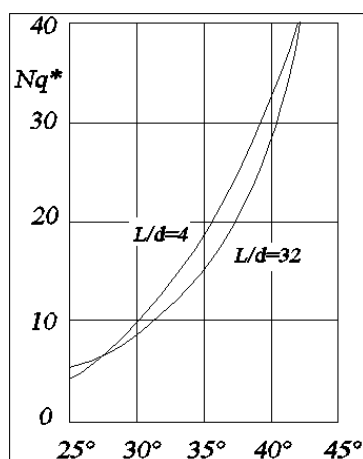
$$s = \alpha c$$

con α dato da:

Tipo di palo	Valori di c (kPa)	Valori di α
Battuto	$c \leq 25$	1,0
	$25 < c < 70$	$1 - 0,011(c - 25)$
	$c > 70$	0,5
Trivellato	$C \leq 25$	0,7
	$25 < c < 70$	$0,7 - 0,008(c - 25)$
	$c > 70$	0,35

CARICO LIMITE DI PALI TRIVELLATI DI GRANDE DIAMETRO

Per pali trivellati di grande diametro si adotta l'abaco ridotto delle norme AGI. Si è osservato che la resistenza laterale dei pali raggiunge il suo valore limite in corrispondenza di cedimenti del palo relativamente ridotti dell'ordine di 1-2 cm ed indipendenti dal diametro del palo. La resistenza alla punta al contrario si mobilita per spostamenti proporzionali al diametro pari a circa il 10% di questo per pali battuti ed al 25% per i pali trivellati. Nel caso di pali trivellati di grande diametro, pertanto, la resistenza alla punta si mobilita per spostamenti dell'ordine di 15-20 cm. In corrispondenza di spostamenti così elevati la resistenza laterale potrebbe addirittura assumere valori minori di quelli massimi, nel caso di andamento instabile. In ogni caso, applicando gli usuali valori dei coefficienti di sicurezza al carico limite calcolato come somma di P + S sotto i carichi di esercizio il palo avrebbe dei cedimenti troppo elevati. Per questi motivi il progetto dei pali di grande diametro è basato sulla considerazione di uno stato limite di servizio e non di rottura, pertanto, il carico limite del palo di grande diametro non è tanto quel carico che produrrebbe la rottura del terreno, ma quello che produrrebbe cedimenti troppo elevati incompatibili con la stabilità della struttura.



Analogamente ai pali di piccolo diametro il valore di 'p' è dato dalla relazione:

$$p = N_q^* \sigma_{vl} + N_c c$$

In entrambi i casi, in condizioni non drenate, si porrà $c = c_u$ e $\phi = 0$.

Per pali trivellati il valore dell'angolo ϕ da introdurre nei calcoli sarà $\phi = \phi' - 3^\circ$, dove ϕ' rappresenta l'angolo di attrito del terreno indisturbato.

CARICHI ORIZZONTALI

Il calcolo del carico limite orizzontale del palo è condotto attraverso la teoria di Broms, essa assume che il comportamento dell'interfaccia palo terreno sia di tipo rigido perfettamente plastico, inoltre il valore della pressione mobilitata sia indipendente dalla forma della sezione ma dipenda solo dalla dimensione trasversale 'd' (diametro del palo, lato di una sezione quadrata ecc.). Immaginando di imprimere una traslazione orizzontale al palo per effetto della resistenza mobilitata nel terreno, lungo il fusto del palo si destano momenti flettenti e la rottura del complesso terreno palo può presentare diverse caratteristiche anche in funzione del vincolo che si ha in testa al palo.

Se il momento di plasticizzazione del palo è talmente grande che in nessun punto del fusto non è superato dal valore massimo del momento flettente, il comportamento è di ' Palo Corto ' ; se il palo è libero di ruotare in testa e se il momento massimo supera il momento di plasticizzazione della sezione del palo, lungo il fusto si forma una cerniera plastica ed il comportamento del palo è quello di ' Palo Lungo ' ; per i pali impediti di ruotare in testa può accadere che si formi una sola cerniera plastica in testa ed il palo ha comportamento di ' Palo Intermedio', ovvero si formano due cerniere plastiche una in testa e l'altra lungo il fusto, in questo caso il palo ha il comportamento di ' Palo lungo ' .

La valutazione della pressione di contatto palo-terreno è valutata secondo la relazione:

$$p = 9cd + 3k_p \gamma d$$

il primo termine, costante, è esteso tra le profondità 1,5d ed L; il secondo variabile linearmente è esteso tra 0 ed L. Il valore di k_p (coefficiente di spinta passiva) è dato dalla relazione $k_p = \tan(45 + \phi/2)$. In condizioni non drenate si porrà $c=c_u$ e $\phi = 0$, quando si individua che $\phi = 0$ si trascura automaticamente il secondo termine (esso potrebbe essere trascurato imponendo $\gamma = 0$, ma il calcolo automatico condurrebbe ad una errata valutazione del carico limite verticale), per terreni incoerenti si porrà $c=0$.

Simbologia

D	Diametro del palo
e	Lunghezza fuori terra del palo
L	Lunghezza interrata del palo
Hf	profondità della falda
Mu	Momento ultimo della sezione del palo
V	Azione verticale in testa al palo
H	Azione orizzontale in testa al palo/spessore strato
γ_b	Coefficiente parziale di sicurezza per la resistenza alla punta
γ_s	Coefficiente parziale di sicurezza per la resistenza laterale in compressione
γ_{st}	Coefficiente parziale di sicurezza per la resistenza laterale in trazione
γ_T	Coefficiente di sicurezza per carico limite orizzontale
ξ_3, ξ_4	Coefficiente di correlazione in funzione del numero di verticali indagate
effV, effH	Efficienza di gruppo per carico limite verticale e orizzontale
ϕ	Angolo di attrito interno terreno
c	Coesione
γ	Peso specifico terreno
γ_{sat}	Peso specifico terreno saturo
P	Resistenza alla punta
S	Resistenza laterale
Nd	Carico limite verticale di progetto
Hl	Carico limite orizzontale del palo
Hd	Carico orizzontale di progetto del palo
Z0	Profondità del punto di rotazione (M=0 Teoria di Broms) del palo (solo per pali corti liberi e intermedi vincolati)
Zmax	Profondità in cui si verifica il momento massimo (Teoria di Broms)
Mmax	Momento corrispondente a Zmax(Teoria di Broms)

GD = Palo di **Grande** diametro per $D > D_g = 0.60$ [m]

Tipologie Palo: PR=Prefabbricato, G=Gettato, TR=Trivellato, TRP=TrivellatoPressato

Palo	Tipo	Testa	GD	D [m]	e [m]	L [m]	Mu [kg*m]	V [kg]	H [kg]
1 (Nodo 388)	TR	Vinc	Si	1.20	--	30.00	313817.17	677751	34268
2 (Nodo 600)	TR	Vinc	Si	1.20	--	30.00	311165.07	653801	29845
3 (Nodo 692)	TR	Vinc	Si	1.20	--	30.00	302034.06	585488	26726
4 (Nodo 742)	TR	Vinc	Si	1.20	--	30.00	283731.18	482648	29714
5 (Nodo 760)	TR	Vinc	Si	1.20	--	30.00	254273.70	358400	25281
6 (Nodo 759)	TR	Vinc	Si	1.20	--	30.00	218638.54	227001	16345
7 (Nodo 741)	TR	Vinc	Si	1.20	--	30.00	218118.50	225194	14080
8 (Nodo 691)	TR	Vinc	Si	1.20	--	30.00	218112.66	225174	12457

Palo	Tipo	Testa	GD	D [m]	e [m]	L [m]	Mu [kg*m]	V [kg]	H [kg]
9 (Nodo 599)	TR	Vinc	Si	1.20	--	30.00	218119.06	225196	15278
10 (Nodo 387)	TR	Vinc	Si	1.20	--	30.00	218114.91	225181	16259
11 (Nodo 175)	TR	Vinc	Si	1.20	--	30.00	218119.05	225196	15278
12 (Nodo 83)	TR	Vinc	Si	1.20	--	30.00	218112.63	225173	12457
13 (Nodo 33)	TR	Vinc	Si	1.20	--	30.00	218118.45	225194	14080
14 (Nodo 15)	TR	Vinc	Si	1.20	--	30.00	218670.64	227113	16348
15 (Nodo 16)	TR	Vinc	Si	1.20	--	30.00	254302.14	358511	25284
16 (Nodo 34)	TR	Vinc	Si	1.20	--	30.00	283751.66	482748	29715
17 (Nodo 84)	TR	Vinc	Si	1.20	--	30.00	302045.33	585563	26725
18 (Nodo 176)	TR	Vinc	Si	1.20	--	30.00	311169.77	653842	29848

Coefficienti di sicurezza:

Palo	γ_b	γ_s	γ_{st}	γ_T	ξ	effV	effH
1 (Nodo 388)	1.35	1.15	1.25	1.30	1.55	1.00	1.00
2 (Nodo 600)	1.35	1.15	1.25	1.30	1.55	1.00	1.00
3 (Nodo 692)	1.35	1.15	1.25	1.30	1.55	1.00	1.00
4 (Nodo 742)	1.35	1.15	1.25	1.30	1.55	1.00	1.00
5 (Nodo 760)	1.35	1.15	1.25	1.30	1.55	1.00	1.00
6 (Nodo 759)	1.35	1.15	1.25	1.30	1.55	1.00	1.00
7 (Nodo 741)	1.35	1.15	1.25	1.30	1.55	1.00	1.00
8 (Nodo 691)	1.35	1.15	1.25	1.30	1.55	1.00	1.00
9 (Nodo 599)	1.35	1.15	1.25	1.30	1.55	1.00	1.00
10 (Nodo 387)	1.35	1.15	1.25	1.30	1.55	1.00	1.00
11 (Nodo 175)	1.35	1.15	1.25	1.30	1.55	1.00	1.00
12 (Nodo 83)	1.35	1.15	1.25	1.30	1.55	1.00	1.00
13 (Nodo 33)	1.35	1.15	1.25	1.30	1.55	1.00	1.00
14 (Nodo 15)	1.35	1.15	1.25	1.30	1.55	1.00	1.00
15 (Nodo 16)	1.35	1.15	1.25	1.30	1.55	1.00	1.00
16 (Nodo 34)	1.35	1.15	1.25	1.30	1.55	1.00	1.00
17 (Nodo 84)	1.35	1.15	1.25	1.30	1.55	1.00	1.00
18 (Nodo 176)	1.35	1.15	1.25	1.30	1.55	1.00	1.00

Stratigrafie:

H [m]	ϕ [°]	OCR	c [kg/cm ^q]	c_u [kg/cm ^q]	γ [t/mc]	γ_{sat} [t/mc]	Addens.	Descrizione
Palo n° 1 (Nodo 388), Quota falda Zf=22.00 [m]								
3.90	28.00	--	0.28	--	1.90	1.90	No	
30.00	29.00	--	0.65	--	2.04	2.04	No	
Palo n° 2 (Nodo 600), Quota falda Zf=22.00 [m]								
3.90	28.00	--	0.28	--	1.90	1.90	No	
30.00	29.00	--	0.65	--	2.04	2.04	No	
Palo n° 3 (Nodo 692), Quota falda Zf=22.00 [m]								
3.90	28.00	--	0.28	--	1.90	1.90	No	
30.00	29.00	--	0.65	--	2.04	2.04	No	
Palo n° 4 (Nodo 742), Quota falda Zf=22.00 [m]								
3.90	28.00	--	0.28	--	1.90	1.90	No	
30.00	29.00	--	0.65	--	2.04	2.04	No	
Palo n° 5 (Nodo 760), Quota falda Zf=22.00 [m]								
3.90	28.00	--	0.28	--	1.90	1.90	No	
30.00	29.00	--	0.65	--	2.04	2.04	No	
Palo n° 6 (Nodo 759), Quota falda Zf=22.00 [m]								
3.90	28.00	--	0.28	--	1.90	1.90	No	
30.00	29.00	--	0.65	--	2.04	2.04	No	
Palo n° 7 (Nodo 741), Quota falda Zf=22.00 [m]								
3.90	28.00	--	0.28	--	1.90	1.90	No	
30.00	29.00	--	0.65	--	2.04	2.04	No	
Palo n° 8 (Nodo 691), Quota falda Zf=22.00 [m]								
3.90	28.00	--	0.28	--	1.90	1.90	No	
30.00	29.00	--	0.65	--	2.04	2.04	No	
Palo n° 9 (Nodo 599), Quota falda Zf=22.00 [m]								

H [m]	ϕ [°]	OCR	c [kg/cmq]	cu [kg/cmq]	γ [t/mc]	γ_{sat} [t/mc]	Addens.	Descrizione
3.90	28.00	--	0.28	--	1.90	1.90	No	
30.00	29.00	--	0.65	--	2.04	2.04	No	
Palo n° 10 (Nodo 387), Quota falda Zf=22.00 [m]								
3.90	28.00	--	0.28	--	1.90	1.90	No	
30.00	29.00	--	0.65	--	2.04	2.04	No	
Palo n° 11 (Nodo 175), Quota falda Zf=22.00 [m]								
3.90	28.00	--	0.28	--	1.90	1.90	No	
30.00	29.00	--	0.65	--	2.04	2.04	No	
Palo n° 12 (Nodo 83), Quota falda Zf=22.00 [m]								
3.90	28.00	--	0.28	--	1.90	1.90	No	
30.00	29.00	--	0.65	--	2.04	2.04	No	
Palo n° 13 (Nodo 33), Quota falda Zf=22.00 [m]								
3.90	28.00	--	0.28	--	1.90	1.90	No	
30.00	29.00	--	0.65	--	2.04	2.04	No	
Palo n° 14 (Nodo 15), Quota falda Zf=22.00 [m]								
3.90	28.00	--	0.28	--	1.90	1.90	No	
30.00	29.00	--	0.65	--	2.04	2.04	No	
Palo n° 15 (Nodo 16), Quota falda Zf=22.00 [m]								
3.90	28.00	--	0.28	--	1.90	1.90	No	
30.00	29.00	--	0.65	--	2.04	2.04	No	
Palo n° 16 (Nodo 34), Quota falda Zf=22.00 [m]								
3.90	28.00	--	0.28	--	1.90	1.90	No	
30.00	29.00	--	0.65	--	2.04	2.04	No	
Palo n° 17 (Nodo 84), Quota falda Zf=22.00 [m]								
3.90	28.00	--	0.28	--	1.90	1.90	No	
30.00	29.00	--	0.65	--	2.04	2.04	No	
Palo n° 18 (Nodo 176), Quota falda Zf=22.00 [m]								
3.90	28.00	--	0.28	--	1.90	1.90	No	
30.00	29.00	--	0.65	--	2.04	2.04	No	

Verifica Carico Verticale

Palo	N [kg]	P [kg]	S [kg]	Peso Palo [kg]	(*)Nd [kg]	Nq	Nc	Verifica
1 (Nodo 388)[1]	762574	396814	1111558	84823	813231	5.53	9.29	VERIFICATO
2 (Nodo 600)[1]	738624	396814	1111558	84823	813231	5.53	9.29	VERIFICATO
3 (Nodo 692)[1]	670311	396814	1111558	84823	813231	5.53	9.29	VERIFICATO
4 (Nodo 742)[1]	567471	396814	1111558	84823	813231	5.53	9.29	VERIFICATO
5 (Nodo 760)[1]	443223	396814	1111558	84823	813231	5.53	9.29	VERIFICATO
6 (Nodo 759)[1]	311824	396814	1111558	84823	813231	5.53	9.29	VERIFICATO
7 (Nodo 741)[3]	310017	396814	1111558	84823	813231	5.53	9.29	VERIFICATO
7 (Nodo 741)[1]	187580	396814	1111558	84823	813231	5.53	9.29	VERIFICATO
8 (Nodo 691)[3]	309997	396814	1111558	84823	813231	5.53	9.29	VERIFICATO
8 (Nodo 691)[1]	84712	396814	1111558	84823	813231	5.53	9.29	VERIFICATO
9 (Nodo 599)[3]	310019	396814	1111558	84823	813231	5.53	9.29	VERIFICATO
9 (Nodo 599)[2]	-51067	396814	1111558	84823	573707	5.53	9.29	VERIFICATO
10 (Nodo 387)[3]	310004	396814	1111558	84823	813231	5.53	9.29	VERIFICATO
10 (Nodo 387)[2]	-75009	396814	1111558	84823	573707	5.53	9.29	VERIFICATO
11 (Nodo 175)[3]	310019	396814	1111558	84823	813231	5.53	9.29	VERIFICATO
11 (Nodo 175)[2]	-51027	396814	1111558	84823	573707	5.53	9.29	VERIFICATO
12 (Nodo 83)[3]	309996	396814	1111558	84823	813231	5.53	9.29	VERIFICATO
12 (Nodo 83)[1]	84787	396814	1111558	84823	813231	5.53	9.29	VERIFICATO
13 (Nodo 33)[3]	310017	396814	1111558	84823	813231	5.53	9.29	VERIFICATO
13 (Nodo 33)[1]	187679	396814	1111558	84823	813231	5.53	9.29	VERIFICATO
14 (Nodo 15)[1]	311936	396814	1111558	84823	813231	5.53	9.29	VERIFICATO

Palo	N [kg]	P [kg]	S [kg]	Peso Palo [kg]	(*)Nd [kg]	Nq	Nc	Verifica
15 (Nodo 16)[1]	443334	396814	1111558	84823	813231	5.53	9.29	VERIFICATO
16 (Nodo 34)[1]	567571	396814	1111558	84823	813231	5.53	9.29	VERIFICATO
17 (Nodo 84)[1]	670386	396814	1111558	84823	813231	5.53	9.29	VERIFICATO
18 (Nodo 176)[1]	738665	396814	1111558	84823	813231	5.53	9.29	VERIFICATO

Verifica Carico Orizzontale

Palo	H [kg]	Hl [kg]	Hd [kg]	Meccanismo di rottura	Z0 [m]	Zmax [m]	Mmax [kg*m]	Verifica
1 (Nodo 388)[1]	34268	225772	112046	Lungo	--	4.02	313825.44	VERIFICATO
2 (Nodo 600)[1]	29845	224454	111391	Lungo	--	4.01	311181.34	VERIFICATO
3 (Nodo 692)[1]	26726	219879	109121	Lungo	--	3.98	302020.48	VERIFICATO
4 (Nodo 742)[1]	29714	210620	104526	Lungo	--	3.92	283733.70	VERIFICATO
5 (Nodo 760)[1]	25281	195333	96939	Lungo	--	3.78	254264.53	VERIFICATO
6 (Nodo 759)[1]	16345	175995	87343	Lungo	--	3.59	218641.60	VERIFICATO
7 (Nodo 741)[3]	14080	175703	87198	Lungo	--	3.58	218113.94	VERIFICATO
7 (Nodo 741)[1]	17136	154308	76580	Lungo	--	3.36	180953.36	VERIFICATO
8 (Nodo 691)[3]	12457	175703	87198	Lungo	--	3.58	218119.78	VERIFICATO
8 (Nodo 691)[1]	14048	133171	66090	Lungo	--	3.13	146630.10	VERIFICATO
9 (Nodo 599)[3]	15278	175703	87198	Lungo	--	3.58	218113.37	VERIFICATO
9 (Nodo 599)[2]	5293	99134	49198	Lungo	--	2.74	96656.26	VERIFICATO
10 (Nodo 387)[3]	16259	175703	87198	Lungo	--	3.58	218117.53	VERIFICATO
10 (Nodo 387)[2]	3129	92225	45769	Lungo	--	2.65	87354.90	VERIFICATO
11 (Nodo 175)[3]	15278	175703	87198	Lungo	--	3.58	218113.38	VERIFICATO
11 (Nodo 175)[2]	5295	99146	49204	Lungo	--	2.74	96672.68	VERIFICATO
12 (Nodo 83)[3]	12457	175703	87198	Lungo	--	3.58	218119.80	VERIFICATO
12 (Nodo 83)[1]	14051	133186	66097	Lungo	--	3.13	146652.10	VERIFICATO
13 (Nodo 33)[3]	14080	175703	87198	Lungo	--	3.58	218113.98	VERIFICATO
13 (Nodo 33)[1]	17139	154324	76588	Lungo	--	3.36	180975.81	VERIFICATO
14 (Nodo 15)[1]	16348	176012	87351	Lungo	--	3.59	218669.98	VERIFICATO
15 (Nodo 16)[1]	25284	195350	96948	Lungo	--	3.78	254302.22	VERIFICATO
16 (Nodo 34)[1]	29715	210629	104530	Lungo	--	3.92	283746.32	VERIFICATO
17 (Nodo 84)[1]	26725	219887	109125	Lungo	--	3.98	302043.13	VERIFICATO
18 (Nodo 176)[1]	29848	224454	111391	Lungo	--	4.01	311176.64	VERIFICATO

$Nd = (P/\gamma_b + S/\gamma_s) \cdot \text{eff}V/\xi$ (per pali in trazione $\gamma_s = \gamma_{st}$ e $P=0$)

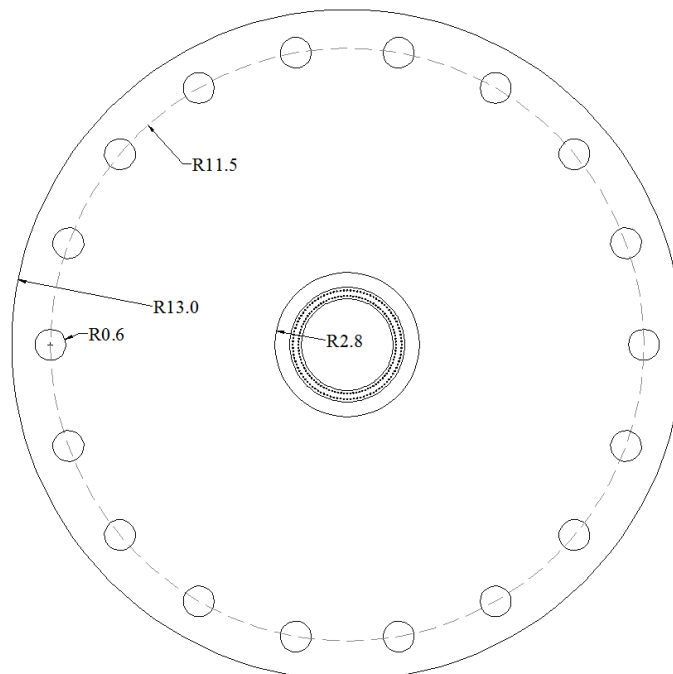
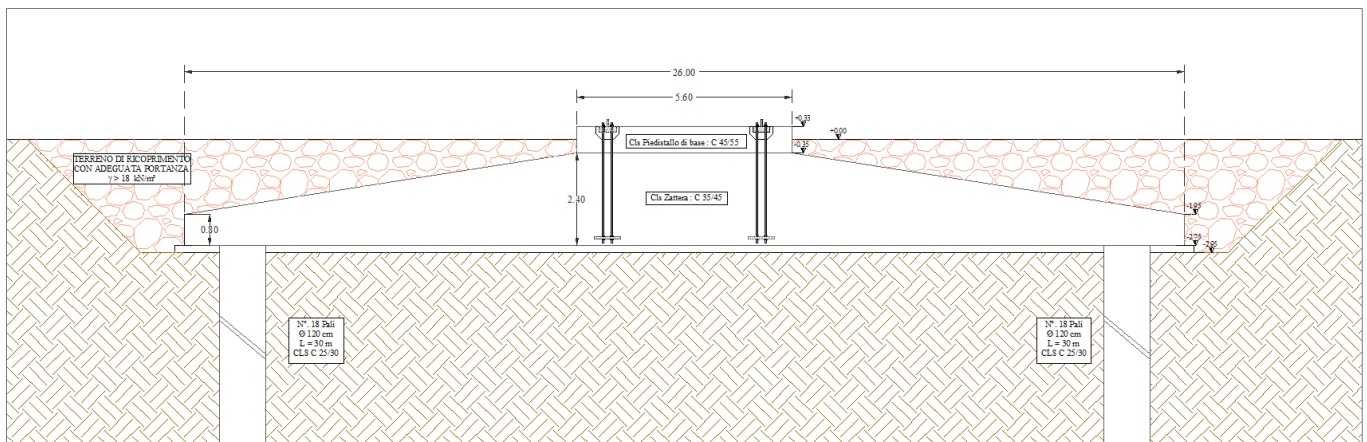
$Hd = (H/(\xi \cdot \gamma T)) \cdot \text{eff}H$

6.7 DESCRIZIONE DELLE OPERE FONDALI RISULTANTI

Il plinto di fondazione, ipotizzato, come si evince dalle verifiche sopra esposte, risulta idoneo ai carichi trasmessi dalla sovra struttura. Detto plinto è concepito come una fondazione ad anello circolare con un diametro esterno di 26,00 metri e un diametro interno di circa 5,60 m. In questa fase si è previsto l'utilizzo per le fondazioni indirette di n° 18 pali di diametro Ø120 cm e profondità pari a 30 metri, posti su un raggio di 11,30 metri. Le congiungenti degli assi di due generici pali contigui con il centro del plinto formano un angolo di 20,00°.

L'altezza totale della fondazione è variabile ed è pari a 0,80 m all'estremità e pari a 2,40 m alla fine della porzione tronco conica. Mentre nella zona centrale di alloggiamento dell'anchor cage l'altezza massima è pari a 3,08 m.

La parte superiore della fondazione è situato a 33 cm sopra il livello del suolo. L'area della piastra di fondazione al di là della base è coperta da materiale di recupero con massa volumica a secco di 18 kN/m². L'altezza dello strato di copertura del plinto varia da 35 centimetri fino a 195 sul bordo. La fondazione è rinforzata in direzione radiale e circonferenziale con armatura metallica. Si prevede di realizzare plinti su pali, in funzione delle analisi geologiche e geotecniche espletate in fase esecutiva.



Pianta delle opere fondali

Fondazione							
Plinto Eolico				Pali di Fondazione			
Forma	D [m]	A [m ²]	H Max [m]	N°.	D [m]	A [m ²]	L [m]
Circolare	26	530,93	3,08	18	1,2	1,131	30

7 WTG 01 – 02 – 03 – POGGIO IMPERIALE

7.1 DESCRIZIONE TECNICA DELL'AEREOGENERATORE - VESTAS V 117 3,45 MW HH 91,5 mt

L'aerogeneratore di progetto scelto per i WTG 01, WTG 02, WTG 03, ubicati nel territorio del comune di Poggio Imperiale (Fg), ha una potenza nominale di 3,45 MW ed è del tipo Vestas V117 con altezza al mozzo pari a 91,5 m.

Il rotore è costituito da tre pale ed da un mozzo. Le lame sono controllate dal sistema di ottimizzazione basato sul posizionamento ottimizzato delle stesse in funzione delle varie condizioni del vento. Il diametro del rotore è pari a 117 m con area spazzata pari a 10745,86 m² e verso di rotazione in senso orario con angolo di tilt pari a 6°.

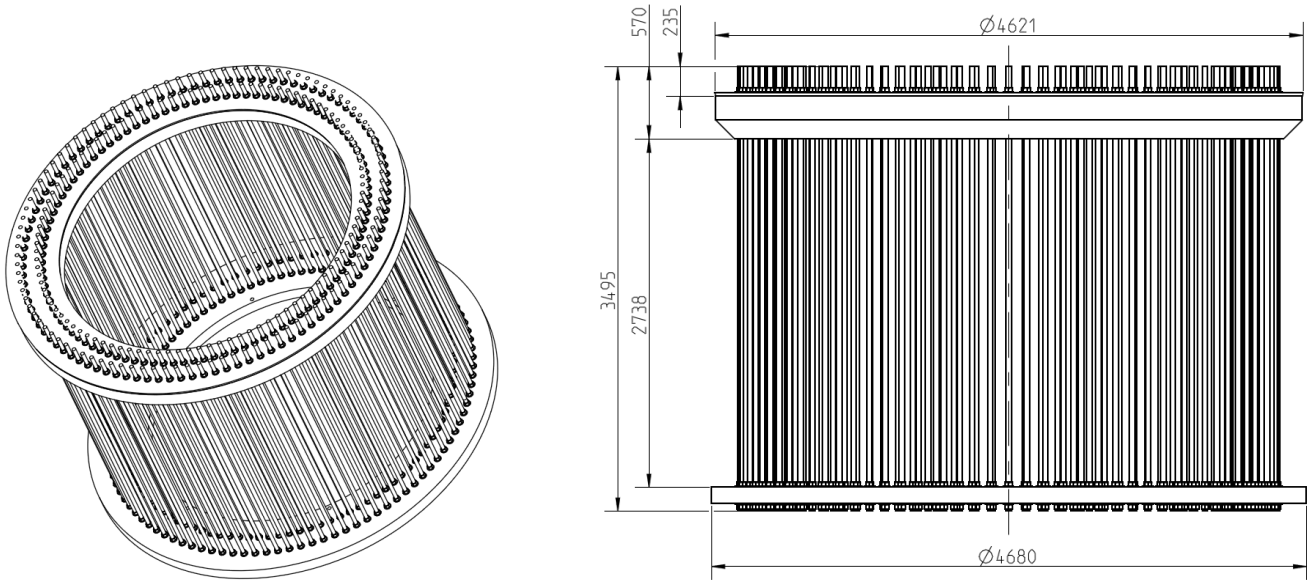
Le pale sono in fibra di carbonio e di vetro e sono costituite da due gusci di aerazione legato ad un fascio di supporto o con struttura incorporata. Il mozzo è in ghisa e supporta le tre pale e trasferisce le forze reattive ai cuscinetti e la coppia al cambio. L'albero principale di acciaio permette tale trasferimento di carichi. L'accoppiamento rende possibile il trasferimento dalla rotazione a bassa velocità del rotore a quella ad alta velocità del generatore. Il freno a disco è montato sull'albero ad alta velocità. L'altezza della torre tra quelle di produzione possibili sarà di 91,5 m e tale torre sarà costituita da più tronchi innestati in verticale. La navicella ha una struttura esterna in fibra di vetro con porte a livello pavimento per consentire il passaggio delle strutture interne da montare. Sono presenti sensori di misurazione del vento e lucernari che possono essere aperti dall'interno della navicella ma anche dall'esterno.

L'aerogeneratore opera a seconda della forza del vento; al di sotto di una certa velocità, detta di cut in, la macchina è incapace di partire; perché ci sia l'avviamento è necessario che la velocità raggiunga tale soglia che nel caso dell'aerogeneratore di progetto 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 13 m/s. Ad elevate velocità (25 m/s) l'aerogeneratore viene posto fuori servizio per motivi di sicurezza (velocità di cut off).

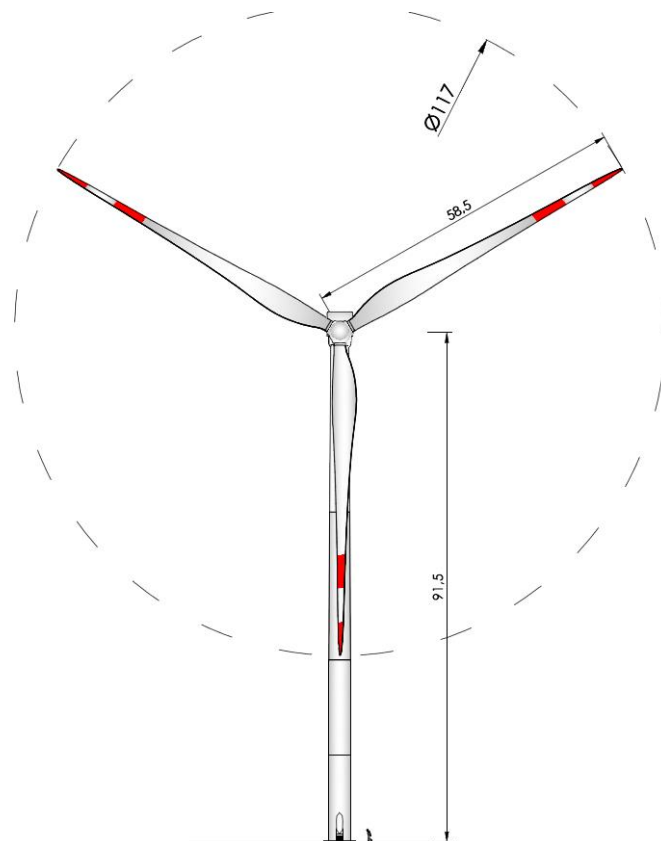
Di seguito si elencano le caratteristiche dimensionali principali dell'aerogeneratore:

DIMENSIONI TORRE – ALTEZZA AL MOZZO
91,5 m
DIAMETRO ROTORE
117 m
POTENZA
3,45 MW

Le sollecitazioni saranno trasmesse alle opere fondali tramite un anchor cage, costituito da 100 + 100 tirafondi M42 inguainati, i quali sono collegati ad un'estremità con una flangia di base ed all'altra alla flangia di base della torre eolica.



Il diametro medio delle circonferenze lungo le quali sono disposti i tirafondi è pari a 400 cm



7.2 AZIONI CARATTERISTICHE SOLLECITANTI

Le azioni caratteristiche desunte dal Documento VESTAS n°. SP-44886_07_RP001EN_01, saranno utilizzate per il dimensionamento preliminare delle opere fondali. Detto documento afferisce il calcolo esecutivo della stessa turbina effettuato nello stesso comune per un altro intervento.

In questa fase verranno considerati solo i carichi derivanti da una combinazione caratteristica estrema, in quanto quest'ultima risulta la combinazione dimensionante per l'intera opera.

Characteristic Extreme Wind Loads			
M_{res}	M_z	F_{res}	F_z
[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
113010	4068	1409,4	-4239

Table 3.2. Resulting Characteristic Extreme Wind Loads. No partial safety factors are applied. PLF must be applied acc. to D.M. 17-01-2018.

Caso Caratteristico Vento Estremo					
Azioni Caratteristiche		γ	Azioni Design Base Torre	braccio [m]	Azioni Design Base Fondazione
Fv [kN]	4239	1,5	6358,5	-	6358,5
Fh [kN]	1409,4	1,5	2114,1	3,12	2114,1
Mxy [kNm]	113010	1,5	169515	-	176110,99
Mz [kNm]	4068	1,5	6102	-	6102

7.3 AZIONI CARATTERISTICHE SISMICHE

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A definita), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P^{TM} , nel periodo di riferimento V_r .

In alternativa viene ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica del sito.

Si definisce spettro di risposta elastico: lo strumento che consente di ottenere la risposta in termini di accelerazione (velocità o spostamento) di un oscillatore semplice con smorzamento assegnato (5%) sottoposto ad un accelerogramma sismico, al variare della frequenza propria (o periodo). Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento P_{vr} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_o valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.
- T_{e^*} periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

In allegato alla norma, per tutti i siti considerati, sono forniti i valori di a_g , F_o e T_{e^*} necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

La normativa prevede la definizione di 3 distinti accelerogrammi: due orizzontali, tra loro ortogonali ed uno verticale, quest'ultimo ai fini delle verifiche è stato ritenuto trascurabile e pertanto non è presente nelle pagine a seguire.

Il § 3.2.3.2.1 del D.M. 20 Febbraio 2018 permette la definizione di uno spettro elastico, usato per la verifica allo SLD (stato limite reversibile).

Tuttavia per considerare la capacità dissipativa anelastica (sovra resistenze, incremento del periodo proprio a seguito di plasticizzazioni) della struttura allo SLV si utilizzerà uno spettro di progetto $S_d(T)$ abbattuto del fattore di struttura q .

CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

La normativa, in mancanza di specifiche analisi, prevede l'utilizzo di un approccio semplificato basato sull'individuazione delle categorie di sottosuolo riportate di seguito. Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione:

CATEGORIA	CARATTERISTICHE DELLA SUPERFICIE TOPOGRAFICA
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i < 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ < i < 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

<i>Categorie di sottosuolo</i>	
Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,j0}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s {ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina}.
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

A seconda della categoria di sottosuolo e del tipo di superficie topografica si hanno delle amplificazioni derivate dalle differenze sussistenti tra suolo reale e suolo di riferimento (rigido con superficie topografica perfettamente orizzontale). Tali amplificazioni vengono riportate nelle tabelle a seguire

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO ORIZZONTALE

Qualunque sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata, lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

Dove:

- T è il periodo di vibrazione
- $S_e(T)$ è l'accelerazione spettrale orizzontale
- S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente: $S = S_s S_t$
- η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} > 0,55$$

dove ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione

- F_0 è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2
- T_c è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da:
- $T_c = C_c T_c'$
- T_b è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante
- $T_b = T_c/3$
- T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione: $T_D = 4,0 a_g/g + 1,6$

Per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse, al centro di massa è attribuita una eccentricità accidentale rispetto alla sua posizione quale deriva dal calcolo.

L'eccentricità accidentale in ogni direzione è stata considerata pari a 0,05 volte la dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica. Detta eccentricità è assunta costante, per entità e direzione, su tutti gli orizzontamenti.

FATTORE DI STRUTTURA

Quando si utilizza l'analisi lineare per sistemi dissipativi, come avviene per gli stati limite ultimi, gli effetti delle azioni sismiche sono calcolati, quale che sia la modellazione per esse utilizzata, riferendosi allo spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura q maggiore dell'unità. Tale fattore va a sostituirsi al termine η , all'interno delle formule soprastanti secondo la seguente uguaglianza:

$$\eta = 1/q$$

Il valore del fattore di struttura da utilizzare per ciascuna direzione della azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e, prende in conto le non linearità del materiale.

Esso è calcolato tramite la seguente espressione:

$$q = q_0 K_r$$

CARATTERISTICHE	q_0	
	CD "B"	CD "A"
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste	$3,0 \alpha_u / \alpha_1$	$4,5 \alpha_u / \alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate	3,0	$4,0 \alpha_u / \alpha_1$
Strutture deformabili torsionalmente	2,0	3,0
Strutture a pendolo inverso	1,5	2,0

dove:

q_0 : è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto CW di tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione

K_r è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

Strutture aventi telai resistenti all'azione sismica composti, anche in una sola delle direzioni principali, con travi a spessore devono essere progettate in CD "B" a meno che tali travi non si possano considerare elementi strutturali "secondari".

Per strutture regolari in pianta, possono essere adottati i seguenti valori di α_u / α_1 .

a) Strutture a telaio o miste equivalenti a telai

- strutture a telaio di un piano $\alpha_u / \alpha_1 = 1,1$
- strutture a telaio con più piani ed una sola campata $\alpha_u / \alpha_1 = 1,2$
- strutture a telaio con più piani e più campate $\alpha_u / \alpha_1 = 1,3$

b) Strutture a pareti o miste equivalenti a pareti

- strutture con solo due pareti non accoppiate per direzione orizzontale $\alpha u / \alpha l = 1,0$
- altre strutture a pareti non accoppiate $\alpha u / \alpha l = 1,1$
- strutture a pareti accoppiate o miste equivalenti a pareti $\alpha u / \alpha l = 1,2$

Per le costruzioni non regolari in pianta, si possono adottare valori di $\alpha u / \alpha l$ pari alla media tra 1,0 ed i valori di volta in volta forniti per le diverse tipologie costruttive.

Le tipologie strutturali sismo-resistenti vengono elencate al § 7.4.3.1 e sono:

- *strutture a telaio*, nelle quali la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a telai spaziali, aventi resistenza a taglio alla base > 65% della resistenza a taglio totale;
- *strutture a pareti*, nelle quali la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a pareti, singole o accoppiate, aventi resistenza a taglio alla base > 65% della resistenza a taglio totale;
- *strutture miste telaio-pareti*, nelle quali la resistenza alle azioni verticali è affidata prevalentemente ai telai, la resistenza alle azioni orizzontali è affidata in parte ai telai ed in parte alle pareti, singole o accoppiate; se più del 50% dell'azione orizzontale è assorbita dai telai si parla di *strutture miste equivalenti a telai*, altrimenti si parla di *strutture miste equivalenti a pareti*;
- *strutture deformabili torsionalmente*, composte da telai e/o pareti, la cui rigidezza torsionale non soddisfa ad ogni piano la condizione $r/l_s > 0,8$, nella quale:

$$r^2 = \text{rapporto tra rigidezza torsionale e flessionale di piano } L_s^2 = (L^2 + B^2) / 12 \text{ con L e B dimensioni in pianta del piano}$$
- *strutture a pendolo inverso*, nelle quali almeno il 50% della massa è nel terzo superiore dell'altezza della costruzione o nelle quali la dissipazione d'energia avviene alla base di un singolo elemento strutturale.

Coordinate di riferimento delle indagini sismiche

Avendo a disposizione le coordinate piane UTM, con fuso 33 T e datum WGS84, di alloggiamento delle torri eoliche, possiamo ricavare tali coordinate considerando il datum geodetico ED50

ID Aereog.	Fuso WGS84	EST	NORD	Lat. (ED50)	Long. (ED50)
WTG 1	33 T	528 594	4 631 877	41. 83925909	15. 34522761
WTG 2	33 T	528 952	4 631 804	41. 83858854	15. 34953564
WTG 3	33 T	529 302	4 631 907	41. 83950324	15. 35375600

Con tali informazioni è possibile determinare le azioni indotte dal sisma, riferite al singolo sito d'interesse, tramite l'applicazione ufficiale rilasciata dal *Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici*.

Si considerino i seguenti dati per la definizione dello spettro di progetto, tali dati sono validi per tutte le diverse coordinate, a cui corrispondono i diversi punti di alloggiamento delle torri.

Come strategia progettuale si sono considerate tutte le strutture con un'aliquota minima di dissipazione dell'energia indotta dall'evento sismico, infatti si è considerato un fattore di struttura q , sempre pari a 1,5.

Inoltre per l'importanza strategica dell'intera opera, nonostante non ci siano delle indicazioni normative in materia, si è scelto di considerare una Vita di riferimento dell'opera pari 200 anni, assoggettando la stessa ad opere di importanza strategica per l'intero Paese, in caso di calamità naturale.

Periodo di riferimento per l'azione sismica $V_r = 200$ anni

Tipologia sismo-resistente: strutture a PENDOLO INVERSO

Categoria suolo: C (*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti*)

Categoria topografica: T1 (*pianeggiante con pendii e rilievi isolati*)

$q = 1,5$

Classe d'uso della costruzione: $CU = 2$

Vita Nominale opera: $V_N > 100$ anni

Classe di duttilità: CD B

WTG 1 – TORRE EOLICA 5 - Coord. ED 50: Lat. 41.78447662° N, Long. 15.30919276° E

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	120	0,109	2,513	0,305
SLD	201	0,138	2,495	0,320
SLV	1898	0,338	2,426	0,350
SLC	2475	0,372	2,425	0,354

Prospetto dei valori di $a_g - F_o - T_C^* - T_r$ in relazione a diversi Stati Limite

WTG 2 – TORRE EOLICA 7 - Coord. ED 50: Lat. 41.76035184° N, Long. 15.30432472° E

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	120	0,109	2,513	0,305
SLD	201	0,138	2,495	0,320
SLV	1898	0,338	2,426	0,350
SLC	2475	0,372	2,425	0,354

Prospetto dei valori di $a_g - F_o - T_C^* - T_r$ in relazione a diversi Stati Limite

WTG 3 – TORRE EOLICA 8 - Coord. ED 50: Lat. 41.76437059° N, Long. 15.31369101° E

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	120	0,109	2,513	0,305
SLD	201	0,138	2,495	0,320
SLV	1898	0,338	2,426	0,350
SLC	2475	0,372	2,425	0,354

Prospetto dei valori di $a_g - F_o - T_C^* - T_r$ in relazione a diversi Stati Limite

Una volta analizzate le azioni sismiche per le posizioni disponibili, è possibile creare un prospetto dell'andamento delle accelerazioni spettrali a seconda delle coordinate, così da poter determinare quale spettro utilizzare, in fase di dimensionamento delle strutture, considerato che per gli aereogeneratori, bisognerà basarsi sulle prove effettuate, scegliendo in fase di dimensionamento, a favore di sicurezza, l'accelerazione spettrale massima, che sarà applicata a tutti i diversi plinti di fondazione, infatti:

ID	a_g SLD	a_g SLV
WTG-1	0.138	0.338
WTG-2	0.138	0.338
WTG-3	0.138	0.338

Quindi in fase di dimensionamento della sottostazione e delle strutture di fondazione, si prenderanno in considerazione, le accelerazioni spettrali maggiori.

Spettro di progetto allo Stato Limite di Danno (SLD)

Di seguito si riportano i parametri e lo spettro di risposta elastico di progetto delle componenti orizzontali per lo SLD, ossia quello stato limite, che ha il 63% di probabilità di superamento, nella vita utile dell'opera.

Considerando ovviamente, un fattore di struttura pari a 1

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_g	0,138 g
$F_{0,1}$	2,495
T_C	0,320 s
S_S	1,494
C_C	1,530
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,494
η	1,000
T_B	0,163 s
T_C	0,489 s
T_D	2,152 s

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,206
T_B	0,163	0,514
T_C	0,489	0,514
	0,568	0,442
	0,647	0,388
	0,727	0,346
	0,806	0,312
	0,885	0,284
	0,964	0,261
	1,043	0,241
	1,122	0,224
	1,202	0,209
	1,281	0,196
	1,360	0,185
	1,439	0,175

Prospetto dei valori dei parametri dipendenti ed indipendenti e dei punti dello spettro

Spettro di progetto allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)

Di seguito si riportano i parametri e lo spettro di risposta elastico di progetto delle componenti orizzontali per lo SLV, ossia quello stato limite, che ha il 10% di probabilità di superamento, nella vita utile dell'opera.

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,338 g
$F_{0,1}$	2,426
T_C	0,350 s
S_S	1,208
C_C	1,485
S_T	1,000
q	1,500

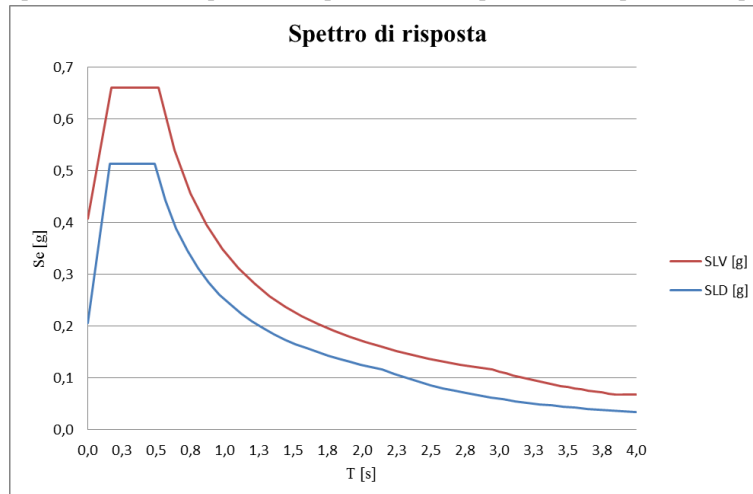
Parametri dipendenti

S	1,208
η	0,667
T_B	0,173 s
T_C	0,520 s
T_D	2,951 s

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,408
T_B	0,173	0,660
T_C	0,520	0,660
	0,635	0,540
	0,751	0,457
	0,867	0,396
	0,983	0,349
	1,099	0,312
	1,214	0,283
	1,330	0,258
	1,446	0,237
	1,562	0,220
	1,677	0,205
	1,793	0,191
	1,909	0,180

Prospetto dei valori dei parametri dipendenti ed indipendenti e dei punti dello spettro



Spettro di risposta - SLD - SLV

In fase di calcolo preliminare, è possibile stimare l'azione del sisma, desunte dal Documento VESTAS n°. SP-44886_07_RP001EN_01.

Detto documento afferisce il calcolo esecutivo della stessa turbina effettuato nello stesso comune per un altro intervento.

3.3.3 S.L.V. Seismic Loads

S.L.V. Seismic Loads					
F _x [kN]	F _y [kN]	F _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
90,55	301,84	-4419,83	-24080,54	7224,16	190,59

Table 3.3.3 S.L.V. Characteristic Seismic Loads Soil Type C. PLF must be applied acc. to D.M. 17-01-2018.

Caso Azione Sismica					
Azioni Caratteristiche		γ	Azioni Design Base Torre	Braccio [m]	Azioni Design Base Fondazione
F _v [kN]	4419,83	1,5	6629,745	-	6.629,74
F _h [kN]	315,13	1,5	472,695	3,12	472,69
M _{xy} [kNm]	25140,82	1,5	37711,23	-	39.186,04

A questo punto è possibile confrontare le forze indotte dall'azione sismica avente un Tempo di Ritorno pari a 1898 anni, con le forze indotte dall'azione caratteristica del vento, di seguito riproposte:

Caso Caratteristico Vento Estremo					
Azioni Caratteristiche		γ	Azioni Design Base Torre	braccio [m]	Azioni Design Base Fondazione
F _v [kN]	4239	1,5	6358,5	-	6.358,5
F _h [kN]	1409,4	1,5	2114,1	3,12	2.114,1
M _{xy} [kNm]	113010	1,5	169515	-	176.110,99

Come si può ben notare, le forze indotte dell'azione sismica, sono ben minori rispetto all'azione caratteristica del vento, quindi il dimensionamento effettuato con le azioni caratteristiche del vento è rispondente anche alle forze indotte dalle azioni sismiche.

7.4 MODELLO AGLI ELEMENTI FINITI

Per il progetto e la verifica del plinto di fondazione si è utilizzato un programma di calcolo agli elementi finiti, ossia, IPERSPACEMAX rilasciato dalla SOFT.LAB.

Il plinto di fondazione è stato modellato utilizzando degli elementi shells regolarmente divisi tramite una disposizione radiale ed anulare. Lo spessore di detti elementi, è variabile per tener conto della variazione lineare dello spessore dell'intero plinto.

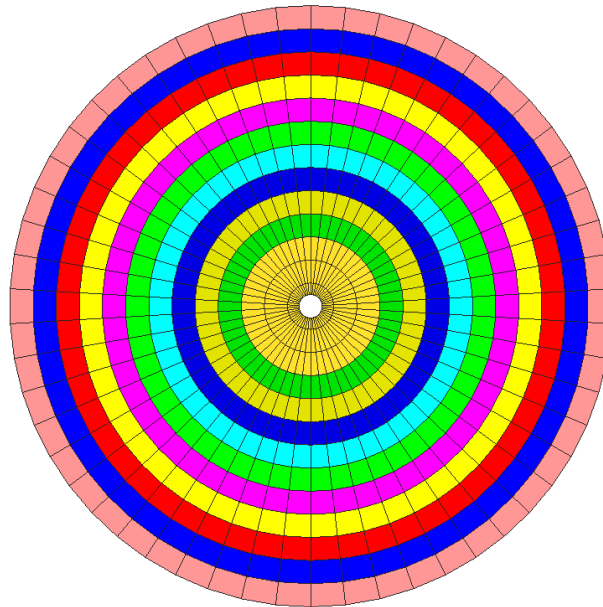
A favore di sicurezza il collare superiore è stato introdotto all'interno del modello come un carico uniformemente distribuito, quindi non si è tenuto conto della sua rigidezza.

Gli elementi shells sono stati impostati come elementi privi di reazione verticale alla winkler, in quanto si è deciso di affidare l'intera portanza alle fondazioni profonde.

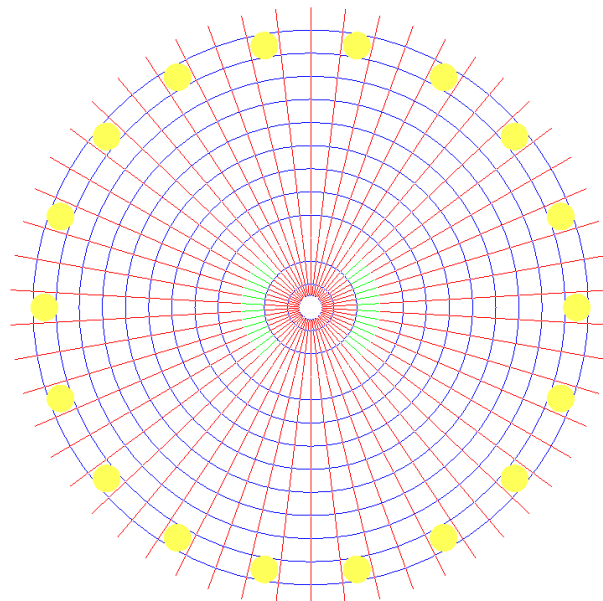
Infatti sono stati disposti 18 pali con interasse angolare pari a 20° , lunghezza pari a 30 m, e diametro pari a 120 cm.

Tali elementi sono definiti come elementi beam, immersi in un semi-spazio cedevole, ossia il terreno di fondazione.

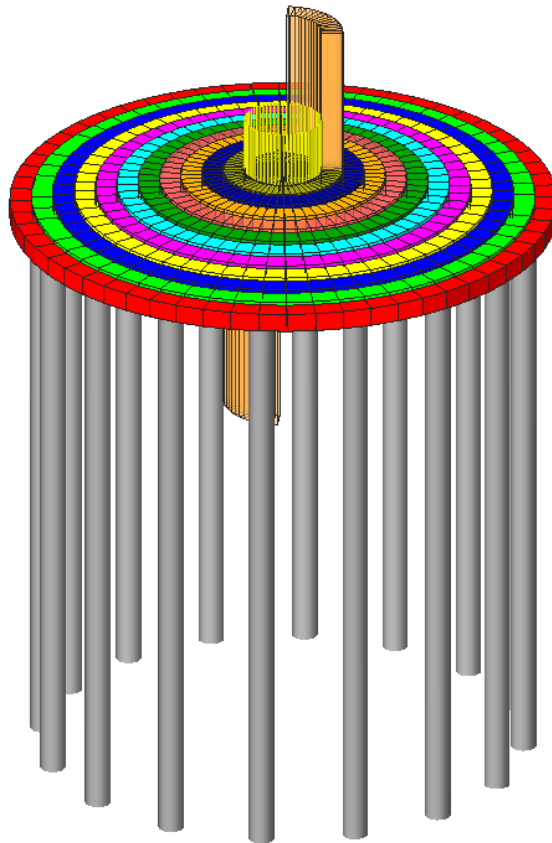
I carichi, così come definiti in precedenza, sono stati impressi alla struttura sotto forma di pressioni equivalenti, per quanto riguarda i momenti agenti, e in forze nodali per quanto riguarda le forze verticali agenti (Peso Torre).



Modello FEM – Vista in Pianta Elementi Shells



Modello FEM – Vista in Pianta Pali



Modello FEM – Vista in 3-D

Lo scenario di calcolo assunto, descritto di seguito, è stato scelto per considerare tutte le combinazioni di carico fornite dalla casa produttrice, sommando il peso proprio delle opere fondali.

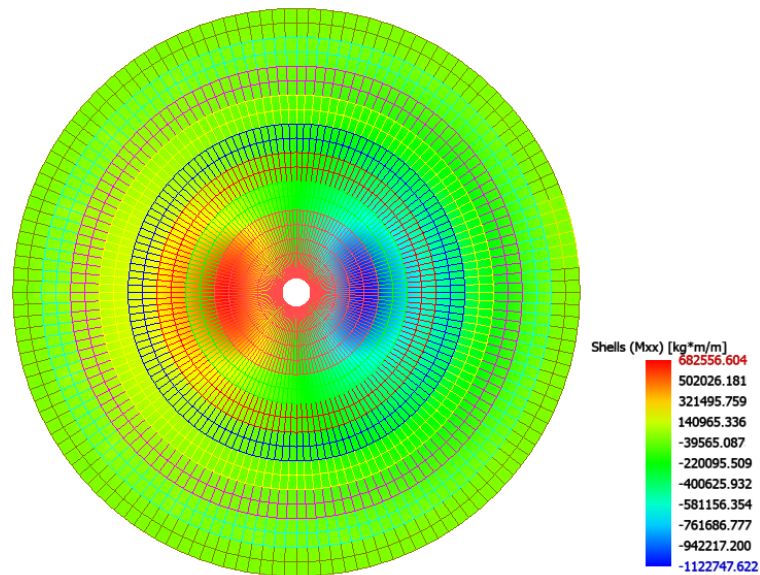
Scenario di calcolo

Scenario : ScenarioNT_ 2018 A2_SLV_SLD_STR_GEO

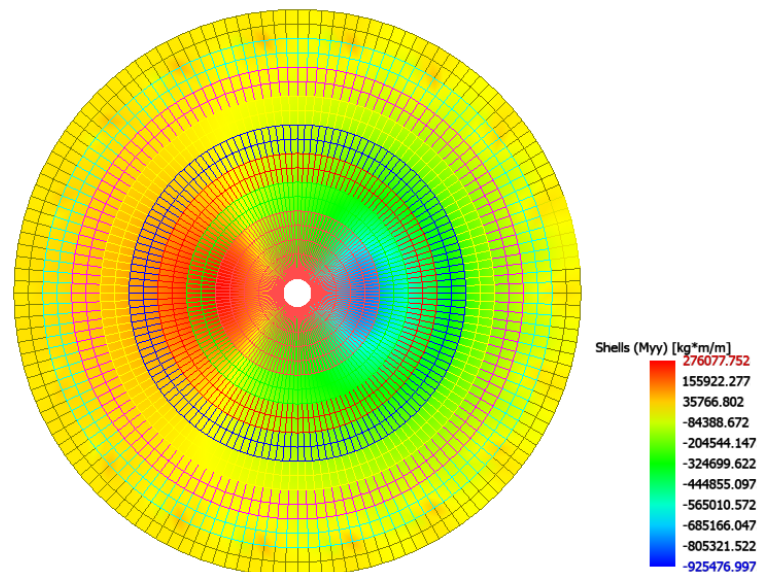
Combinazione	Tipo	Spettro	F.Sisma	α	K mod	Cond.Carico	Fatt. cv.	Attiva	Massa	Fattore m.
1) 1-Vento Estremo_Vert.Sfav.	STR+GEO				0.60					
						Peso Proprio	1.3	Si	Si	1
						Peso Torre	1.3	Si	No	1
						Rinterro	1.3	Si	No	1
						Vento Estremo	1.5	Si	No	1
						Vento Operativo	0	No	No	1
						Sisma	0	No	No	1
2) 2-Vento Estremo_Vert.Fav.	STR+GEO				1.00					
						Peso Proprio	1	Si	Si	1
						Peso Torre	1	Si	No	1
						Rinterro	1	Si	No	1
						Vento Estremo	1.5	Si	No	1
						Vento Operativo	0	No	No	1
						Sisma	0	No	No	1
3) 3-Vento Operativo	STR+GEO				1.00					
						Peso Proprio	1	Si	Si	1
						Peso Torre	1	Si	No	1
						Rinterro	1	Si	No	1
						Vento Estremo	1	No	No	1
						Vento Operativo	1	Si	No	1
						Sisma	0	No	No	1
4) Sisma	STR+GEO				1.00					
						Peso Proprio	1	Si	Si	1
						Peso Torre	1	Si	No	1
						Rinterro	1	Si	No	1
						Vento Estremo	0	No	No	1

Combinazione	Tipo	Spettro	F.Sisma	α	K mod	Cond.Carico	Fatt. cv.	Attiva	Massa	Fattore m.
			1			Vento Operativo	1	Si	No	1
						Sisma	1	Si	No	1
5) Rara	SLE Rara				1.00					
						Peso Proprio	1	Si	Si	1
						Peso Torre	1	Si	No	1
						Rinterro	1	Si	No	1
						Vento Estremo	1	Si	No	1
						Vento Operativo	1	No	No	1
						Sisma	0	No	No	1
6) Freq.	SLE Freq.				1.00					
						Peso Proprio	1	Si	Si	1
						Peso Torre	1	Si	No	1
						Rinterro	1	Si	No	1
						Vento Estremo	1	No	No	1
						Vento Operativo	1	Si	No	1
						Sisma	0	No	No	1

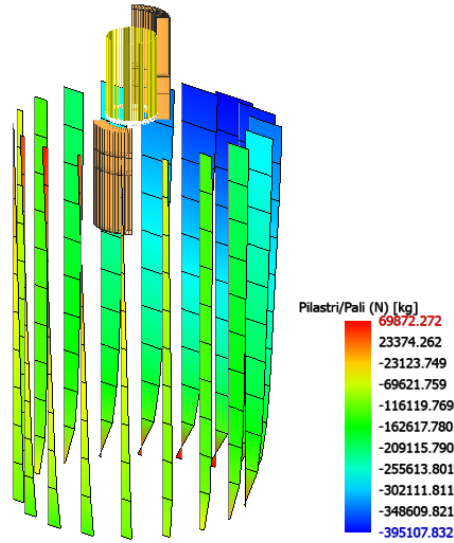
Di seguito sono riportati i principali risultati, relativi alla combinazione più gravosa (Comb. 1) sotto forma di immagine esplicative:



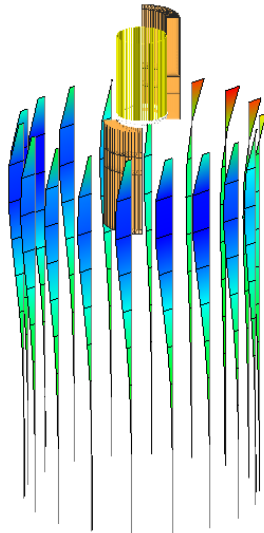
Massimi Momenti Radiali



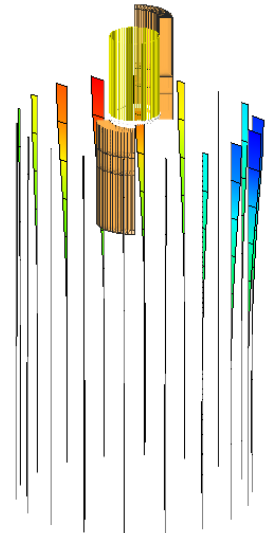
Massimi Momenti Anulari



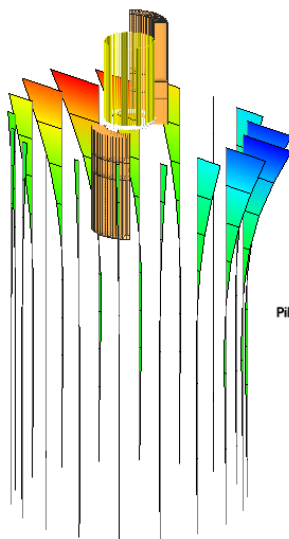
Massima Compressione



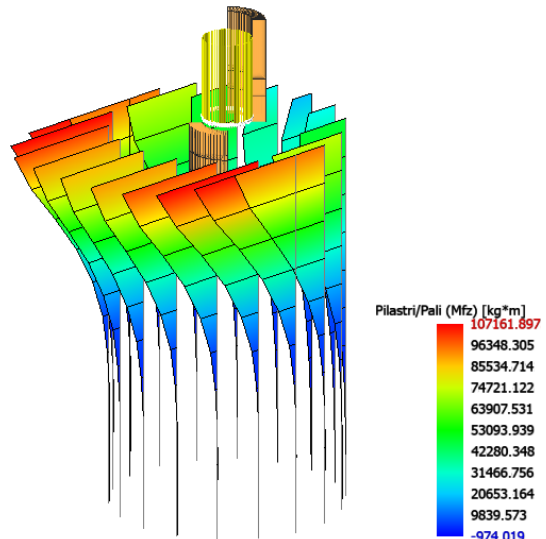
Massimo Taglio in Direzione Y



Massimo Taglio in Direzione Z



Massimo Momento in Direzione Y



Massimo Momento in Direzione Z

7.5 PARAMETRI GEOMECCANICI DEI TERRENI DI FONDAZIONE

Dai dati acquisiti dalla relazione geologica, effettuata dal Dott. Geol. Nazario Di Lella iscritto all'Ordine dei Geologi della Puglia con il n. 345, e considerando i risultati rinvenuti dalle prove sismiche a rifrazione, ed in particolare considerando la prova denominata SIS 01, si possono evincere i seguenti risultati, ricostruendo così la stratigrafia fondale, e di conseguenza i principali parametri meccanici.

CARATTERISTICHE MECCANICHE TERRENI POGGIO IMPERIALE						
Descrizione Strato	Spessore	γ	ϕ	c'	Cu	Eed
[/]	[m]	[kN/m ³]	°	[MPa]	[MPa]	[MPa]
1	1.35	17.16	22.00	0.005	0.012	14.80
2	7.89	18.97	23.00	0.02	0.05	40.70
3	20.76	19.73	25.00	0.032	0.08	184.50

Avendo definito le proprietà meccaniche dei terreni, è necessario stabilire la profondità della falda acquifera, dal documento "Ricostruzione dell'andamento Piezometrico" è possibile asserire che la soggiacenza della falda dal p.c. varia tra i 15-20 m. dal p.c., per l'area di interesse ricadente nel Comune di Poggio Imperiale, pertanto le strutture di fondazione (pali L = 30 m.) intersecano la quota piezometrica. Ai fini del dimensionamento delle strutture di fondazione, la falda si considererà giacente a 18 m dal p.c..

7.6 VERIFICHE GEOTECNICHE DELLE FONDAZIONI

CRITERI DI VERIFICA

Per la verifica a carico limite si adotta l'approccio 2 con una unica combinazione di carico A1+M1+R3, secondo le modalità esposte al p.to 6.4.3 NTC 2018.

MODELLO DI CALCOLO DEL PALO

CARICO LIMITE VERTICALE

La valutazione del carico limite verticale del palo è effettuato attraverso le formule statiche. Ai fini del calcolo, il carico limite di un palo Q_{lim} viene convenzionalmente suddiviso in due aliquote, la resistenza alla punta P e la resistenza laterale S:

$$Q_{lim} = P + S = \frac{\pi d^2}{4} p + \int_0^L s(z) dz$$

dove con 'p' si indica la resistenza unitaria alla punta, con 's' la resistenza allo scorrimento all'interfaccia laterale palo-terreno, con 'd' il diametro e con 'L' la lunghezza del palo. La suddivisione è convenzionale in quanto gli sforzi laterali ed alla punta vengono mobilitati con il cedimento secondo leggi alquanto diverse e non necessariamente mono tonicamente crescenti; pertanto non è detto che, a rottura, siano contemporaneamente agenti le resistenze massime P ed S. Nel calcolo di 'p' ed 's' si prescinde dall'interazione dei due fenomeni di rottura.

RESISTENZA ALLA PUNTA

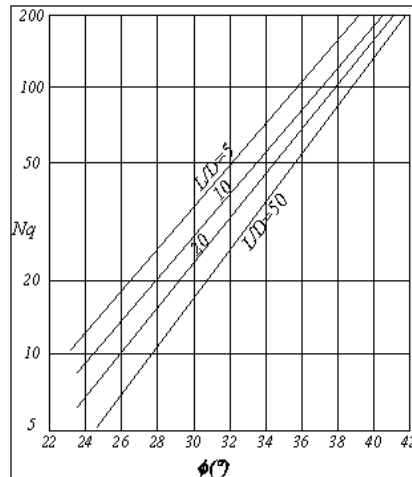
Come per le fondazioni dirette si pone:

$$P = N_q \sigma_{vl} + N_c c$$

dove σ_{vl} rappresenta la tensione litostatica verticale alla profondità L, e cioè quella che agisce sul piano orizzontale passante per la punta del palo. Per N_c vale la formula di trasformazione:

$$N_c = (N_q - 1) \cot(\phi)$$

Il valore di N_q è dato dall'abaco di Berentzantzev:



Esso è valido per pali di piccolo diametro.

RESISTENZA LATERALE

Detta $\sigma_h = k\sigma'_{vz}$ la tensione normale orizzontale agente alla profondità z si pone:

$$s = a + k\mu\sigma'_{vz}$$

nella quale 'a' è un termine coesivo, μ un coefficiente di attrito tra palo e terreno, 'k' un coefficiente di spinta e σ'_{vz} la tensione effettiva litostatica alla profondità z .

Il coefficiente μ dipende dalla scabrezza dell' interfaccia tra palo e terreno ed ha come limite superiore $\tan(\phi)$, I valori di 'k' adottati sono individuati nella tabella seguente:

Tipo di palo	Valori di k per stato di addensamento		Valori di μ
	Sciolto	denso	
Prefabbricato	1	2	$\tan(3\phi/4)$
Gettato in opera	1	3	$\tan(\phi)$
Trivellato	0,5	0,4	$\tan(\phi)$
Trivellato - pressato con elica continua	0,7	0,9	$\tan(\phi)$

Per il termine coesivo si assume:

$$s = \alpha c$$

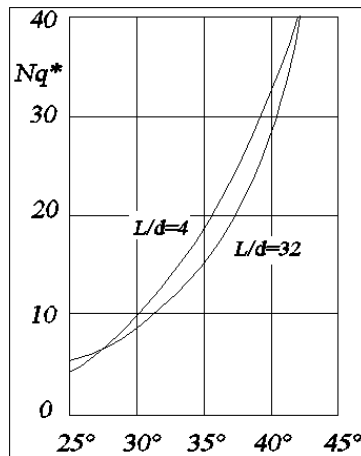
con α dato da:

Tipo di palo	Valori di c (kPa)	Valori di α
Battuto	$c \leq 25$	1,0
	$25 < c < 70$	$1 - 0,011(c - 25)$
	$c > 70$	0,5
Trivellato	$C \leq 25$	0,7
	$25 < c < 70$	$0,7 - 0,008(c - 25)$
	$c > 70$	0,35

CARICO LIMITE DI PALI TRIVELLATI DI GRANDE DIAMETRO

Per pali trivellati di grande diametro si adotta l'abaco ridotto delle norme AGI. Si è osservato che la resistenza laterale dei pali raggiunge il suo valore limite in corrispondenza di cedimenti del palo relativamente ridotti dell'ordine di 1-2 cm ed indipendenti dal diametro del palo. La resistenza alla punta al contrario si mobilita per spostamenti proporzionali al diametro pari a circa il 10% di questo per pali battuti ed al 25% per i pali trivellati. Nel caso di pali trivellati di grande diametro, pertanto, la resistenza alla punta si mobilita per spostamenti dell'ordine di 15-20 cm. In corrispondenza di spostamenti così elevati la resistenza laterale

potrebbe addirittura assumere valori minori di quelli massimi, nel caso di andamento instabile. In ogni caso, applicando gli usuali valori dei coefficienti di sicurezza al carico limite calcolato come somma di P + S sotto i carichi di esercizio il palo avrebbe dei cedimenti troppo elevati. Per questi motivi il progetto dei pali di grande diametro è basato sulla considerazione di uno stato limite di servizio e non di rottura, pertanto, il carico limite del palo di grande diametro non è tanto quel carico che produrrebbe la rottura del terreno, ma quello che produrrebbe cedimenti troppo elevati incompatibili con la stabilità della struttura.



Analogamente ai pali di piccolo diametro il valore di 'p' è dato dalla relazione:

$$p = N_q^* \sigma_{vl} + N_c c$$

In entrambi i casi, in condizioni non drenate, si porrà $c = c_u$ e $\phi = 0$.

Per pali trivellati il valore dell'angolo ϕ da introdurre nei calcoli sarà $\phi = \phi' - 3^\circ$, dove ϕ' rappresenta l'angolo di attrito del terreno indisturbato.

CARICHI ORIZZONTALI

Il calcolo del carico limite orizzontale del palo è condotto attraverso la teoria di Broms, essa assume che il comportamento dell'interfaccia palo terreno sia di tipo rigido perfettamente plastico, inoltre il valore della pressione mobilitata sia indipendente dalla forma della sezione ma dipenda solo dalla dimensione trasversale 'd' (diametro del palo, lato di una sezione quadrata ecc.). Immaginando di imprimere una traslazione orizzontale al palo per effetto della resistenza mobilitata nel terreno, lungo il fusto del palo si destano momenti flettenti e la rottura del complesso terreno palo può presentare diverse caratteristiche anche in funzione del vincolo che si ha in testa al palo.

Se il momento di plasticizzazione del palo è talmente grande che in nessun punto del fusto non è superato dal valore massimo del momento flettente, il comportamento è di 'Palo Corto'; se il palo è libero di ruotare in testa e se il momento massimo supera il momento di plasticizzazione della sezione del palo, lungo il fusto si forma una cerniera plastica ed il comportamento del palo è quello di 'Palo Lungo'; per i pali impediti di ruotare in testa può accadere che si formi una sola cerniera plastica in testa ed il palo ha comportamento di 'Palo Intermedio', ovvero si formano due cerniere plastiche una in testa e l'altra lungo il fusto, in questo caso il palo ha il comportamento di 'Palo lungo'.

La valutazione della pressione di contatto palo-terreno è valutata secondo la relazione:

$$p = 9cd + 3k_p \gamma d$$

il primo termine, costante, è esteso tra le profondità 1,5d ed L; il secondo variabile linearmente è esteso tra 0 ed L. Il valore di k_p (coefficiente di spinta passiva) è dato dalla relazione $k_p = \tan(45 + \phi/2)$. In condizioni non drenate si porrà $c = c_u$ e $\phi = 0$, quando si individua che $\phi = 0$ si trascura automaticamente il secondo termine (esso potrebbe essere trascurato imponendo $\gamma = 0$, ma il calcolo automatico condurrebbe ad una errata valutazione del carico limite verticale), per terreni incoerenti si porrà $c = 0$.

Simbologia

D	Diametro del palo
e	Lunghezza fuori terra del palo
L	Lunghezza interrata del palo
Hf	profondità della falda
Mu	Momento ultimo della sezione del palo
V	Azione verticale in testa al palo
H	Azione orizzontale in testa al palo/spessore strato
γ_b	Coefficiente parziale di sicurezza per la resistenza alla punta
γ_s	Coefficiente parziale di sicurezza per la resistenza laterale in compressione
γ_{st}	Coefficiente parziale di sicurezza per la resistenza laterale in trazione
γ_T	Coefficiente di sicurezza per carico limite orizzontale

ξ_3, ξ_4	Coefficiente di correlazione in funzione del numero di verticali indagate
effV, effH	Efficienza di gruppo per carico limite verticale e orizzontale
ϕ	Angolo di attrito interno terreno
c	Coesione
γ	Peso specifico terreno
γ_{sat}	Peso specifico terreno saturo
P	Resistenza alla punta
S	Resistenza laterale
Nd	Carico limite verticale di progetto
Hl	Carico limite orizzontale del palo
Hd	Carico orizzontale di progetto del palo
Z0	Profondità del punto di rotazione (M=0 Teoria di Broms) del palo (solo per pali corti liberi e intermedi vincolati)
Zmax	Profondità in cui si verifica il momento massimo (Teoria di Broms)
Mmax	Momento corrispondente a Zmax (Teoria di Broms)

GD = Palo di **Grande** diametro per $D > D_g = 0.60$ [m]

Tipologie Palo: PR=Prefabbricato, G=Gettato, TR=Trivellato, TRP=Trivellato Pressato

Palo	Tipo	Testa	GD	D [m]	e [m]	L [m]	Mu [kg*m]	V [kg]	H [kg]
1 (Nodo 400)	TR	Vinc	Si	1.20	--	30.00	298010.20	407174	17306
2 (Nodo 625)	TR	Vinc	Si	1.20	--	30.00	294399.83	392466	14975
3 (Nodo 717)	TR	Vinc	Si	1.20	--	30.00	283836.24	350509	13774
4 (Nodo 761)	TR	Vinc	Si	1.20	--	30.00	267164.90	287200	15075
5 (Nodo 778)	TR	Vinc	Si	1.20	--	30.00	245844.93	210662	12457
6 (Nodo 779)	TR	Vinc	Si	1.20	--	30.00	221891.54	129702	8339
7 (Nodo 762)	TR	Vinc	Si	1.20	--	30.00	205961.79	78445	5511
8 (Nodo 718)	TR	Vinc	Si	1.20	--	30.00	196877.76	50061	5469
9 (Nodo 626)	TR	Vinc	Si	1.20	--	30.00	190753.61	31252	4908
10 (Nodo 406)	TR	Vinc	Si	1.20	--	30.00	188588.14	24662	4609
11 (Nodo 170)	TR	Vinc	Si	1.20	--	30.00	190756.08	31260	4908
12 (Nodo 78)	TR	Vinc	Si	1.20	--	30.00	196882.29	50075	5470
13 (Nodo 34)	TR	Vinc	Si	1.20	--	30.00	205967.71	78464	5511
14 (Nodo 17)	TR	Vinc	Si	1.20	--	30.00	221905.81	129749	8340
15 (Nodo 16)	TR	Vinc	Si	1.20	--	30.00	245858.53	210709	12458
16 (Nodo 33)	TR	Vinc	Si	1.20	--	30.00	267176.60	287243	15076
17 (Nodo 77)	TR	Vinc	Si	1.20	--	30.00	283845.14	350544	13775
18 (Nodo 169)	TR	Vinc	Si	1.20	--	30.00	294405.32	392488	14975

Coefficienti di sicurezza:

Palo	γ_b	γ_s	γ_{st}	γ_T	ξ	effV	effH
1 (Nodo 400)	1.35	1.15	1.25	1.30	1.70	1.00	1.00
2 (Nodo 625)	1.35	1.15	1.25	1.30	1.70	1.00	1.00
3 (Nodo 717)	1.35	1.15	1.25	1.30	1.70	1.00	1.00
4 (Nodo 761)	1.35	1.15	1.25	1.30	1.70	1.00	1.00
5 (Nodo 778)	1.35	1.15	1.25	1.30	1.70	1.00	1.00
6 (Nodo 779)	1.35	1.15	1.25	1.30	1.70	1.00	1.00
7 (Nodo 762)	1.35	1.15	1.25	1.30	1.70	1.00	1.00
8 (Nodo 718)	1.35	1.15	1.25	1.30	1.70	1.00	1.00
9 (Nodo 626)	1.35	1.15	1.25	1.30	1.70	1.00	1.00
10 (Nodo 406)	1.35	1.15	1.25	1.30	1.70	1.00	1.00
11 (Nodo 170)	1.35	1.15	1.25	1.30	1.70	1.00	1.00
12 (Nodo 78)	1.35	1.15	1.25	1.30	1.70	1.00	1.00
13 (Nodo 34)	1.35	1.15	1.25	1.30	1.70	1.00	1.00
14 (Nodo 17)	1.35	1.15	1.25	1.30	1.70	1.00	1.00
15 (Nodo 16)	1.35	1.15	1.25	1.30	1.70	1.00	1.00
16 (Nodo 33)	1.35	1.15	1.25	1.30	1.70	1.00	1.00
17 (Nodo 77)	1.35	1.15	1.25	1.30	1.70	1.00	1.00
18 (Nodo 169)	1.35	1.15	1.25	1.30	1.70	1.00	1.00

Stratigrafie:

H [m]	ϕ [°]	OCR	c [kg/cm ²]	c _u [kg/cm ²]	γ [t/mc]	γ_{sat} [t/mc]	Addens.	Descrizione
Palo n° 1 (Nodo 400), Quota falda Zf=15.00 [m]								
6.20	23.00	--	0.20	--	1.90	1.90	No	Strato n°1
30.00	25.00	--	0.32	--	1.97	1.97	Si	Strato n°2
Palo n° 2 (Nodo 625), Quota falda Zf=15.00 [m]								
6.20	23.00	--	0.20	--	1.90	1.90	No	Strato n°1
30.00	25.00	--	0.32	--	1.97	1.97	Si	Strato n°2
Palo n° 3 (Nodo 717), Quota falda Zf=15.00 [m]								
6.20	23.00	--	0.20	--	1.90	1.90	No	Strato n°1
30.00	25.00	--	0.32	--	1.97	1.97	Si	Strato n°2
Palo n° 4 (Nodo 761), Quota falda Zf=15.00 [m]								
6.20	23.00	--	0.20	--	1.90	1.90	No	Strato n°1
30.00	25.00	--	0.32	--	1.97	1.97	Si	Strato n°2
Palo n° 5 (Nodo 778), Quota falda Zf=15.00 [m]								
6.20	23.00	--	0.20	--	1.90	1.90	No	Strato n°1
30.00	25.00	--	0.32	--	1.97	1.97	Si	Strato n°2
Palo n° 6 (Nodo 779), Quota falda Zf=15.00 [m]								
6.20	23.00	--	0.20	--	1.90	1.90	No	Strato n°1
30.00	25.00	--	0.32	--	1.97	1.97	Si	Strato n°2
Palo n° 7 (Nodo 762), Quota falda Zf=15.00 [m]								
6.20	23.00	--	0.20	--	1.90	1.90	No	Strato n°1
30.00	25.00	--	0.32	--	1.97	1.97	Si	Strato n°2
Palo n° 8 (Nodo 718), Quota falda Zf=15.00 [m]								
6.20	23.00	--	0.20	--	1.90	1.90	No	Strato n°1
30.00	25.00	--	0.32	--	1.97	1.97	Si	Strato n°2
Palo n° 9 (Nodo 626), Quota falda Zf=15.00 [m]								
6.20	23.00	--	0.20	--	1.90	1.90	No	Strato n°1
30.00	25.00	--	0.32	--	1.97	1.97	Si	Strato n°2
Palo n° 10 (Nodo 406), Quota falda Zf=15.00 [m]								
6.20	23.00	--	0.20	--	1.90	1.90	No	Strato n°1
30.00	25.00	--	0.32	--	1.97	1.97	Si	Strato n°2
Palo n° 11 (Nodo 170), Quota falda Zf=15.00 [m]								
6.20	23.00	--	0.20	--	1.90	1.90	No	Strato n°1
30.00	25.00	--	0.32	--	1.97	1.97	Si	Strato n°2
Palo n° 12 (Nodo 78), Quota falda Zf=15.00 [m]								
6.20	23.00	--	0.20	--	1.90	1.90	No	Strato n°1
30.00	25.00	--	0.32	--	1.97	1.97	Si	Strato n°2
Palo n° 13 (Nodo 34), Quota falda Zf=15.00 [m]								
6.20	23.00	--	0.20	--	1.90	1.90	No	Strato n°1
30.00	25.00	--	0.32	--	1.97	1.97	Si	Strato n°2
Palo n° 14 (Nodo 17), Quota falda Zf=15.00 [m]								
6.20	23.00	--	0.20	--	1.90	1.90	No	Strato n°1
30.00	25.00	--	0.32	--	1.97	1.97	Si	Strato n°2
Palo n° 15 (Nodo 16), Quota falda Zf=15.00 [m]								
6.20	23.00	--	0.20	--	1.90	1.90	No	Strato n°1
30.00	25.00	--	0.32	--	1.97	1.97	Si	Strato n°2
Palo n° 16 (Nodo 33), Quota falda Zf=15.00 [m]								
6.20	23.00	--	0.20	--	1.90	1.90	No	Strato n°1
30.00	25.00	--	0.32	--	1.97	1.97	Si	Strato n°2
Palo n° 17 (Nodo 77), Quota falda Zf=15.00 [m]								
6.20	23.00	--	0.20	--	1.90	1.90	No	Strato n°1
30.00	25.00	--	0.32	--	1.97	1.97	Si	Strato n°2
Palo n° 18 (Nodo 169), Quota falda Zf=15.00 [m]								
6.20	23.00	--	0.20	--	1.90	1.90	No	Strato n°1
30.00	25.00	--	0.32	--	1.97	1.97	Si	Strato n°2

Verifica Carico Verticale

Palo	N [kg]	P [kg]	S [kg]	Peso Palo [kg]	(*N _d [kg]	N _q	N _c	Verifica
1 (Nodo 400)[1]	431997	266211	639988	84823	443355	4.71	9.19	VERIFICATO
2 (Nodo 625)[1]	427289	266211	639988	84823	443355	4.71	9.19	VERIFICATO
3 (Nodo 717)[1]	415332	266211	639988	84823	443355	4.71	9.19	VERIFICATO
4 (Nodo 761)[1]	372023	266211	639988	84823	443355	4.71	9.19	VERIFICATO
5 (Nodo 778)[1]	295485	266211	639988	84823	443355	4.71	9.19	VERIFICATO
6 (Nodo 779)[1]	214525	266211	639988	84823	443355	4.71	9.19	VERIFICATO
7 (Nodo 762)[3]	163268	266211	639988	84823	443355	4.71	9.19	VERIFICATO
7 (Nodo 762)[1]	137992	266211	639988	84823	443355	4.71	9.19	VERIFICATO
8 (Nodo 718)[3]	134884	266211	639988	84823	443355	4.71	9.19	VERIFICATO
8 (Nodo 718)[1]	74691	266211	639988	84823	443355	4.71	9.19	VERIFICATO
9 (Nodo 626)[3]	116075	266211	639988	84823	443355	4.71	9.19	VERIFICATO
9 (Nodo 626)[2]	-6531	266211	639988	84823	301171	4.71	9.19	VERIFICATO
10 (Nodo 406)[3]	109485	266211	639988	84823	443355	4.71	9.19	VERIFICATO
10 (Nodo 406)[2]	-21226	266211	639988	84823	301171	4.71	9.19	VERIFICATO
11 (Nodo 170)[3]	116083	266211	639988	84823	443355	4.71	9.19	VERIFICATO
11 (Nodo 170)[2]	-6514	266211	639988	84823	301171	4.71	9.19	VERIFICATO
12 (Nodo 78)[3]	134898	266211	639988	84823	443355	4.71	9.19	VERIFICATO
12 (Nodo 78)[1]	74722	266211	639988	84823	443355	4.71	9.19	VERIFICATO
13 (Nodo 34)[3]	163287	266211	639988	84823	443355	4.71	9.19	VERIFICATO
13 (Nodo 34)[1]	138033	266211	639988	84823	443355	4.71	9.19	VERIFICATO
14 (Nodo 17)[1]	214572	266211	639988	84823	443355	4.71	9.19	VERIFICATO
15 (Nodo 16)[1]	295532	266211	639988	84823	443355	4.71	9.19	VERIFICATO
16 (Nodo 33)[1]	372066	266211	639988	84823	443355	4.71	9.19	VERIFICATO
17 (Nodo 77)[1]	435367	266211	639988	84823	443355	4.71	9.19	VERIFICATO
18 (Nodo 169)[1]	443311	266211	639988	84823	443355	4.71	9.19	VERIFICATO

Verifica Carico Orizzontale

Palo	H [kg]	Hl [kg]	Hd [kg]	Meccanismo di rottura	Z0 [m]	Zmax [m]	Mmax [kg*m]	Verifica
1 (Nodo 400)[1]	17306	202325	91550	Lungo	--	4.35	298020.72	VERIFICATO
2 (Nodo 625)[1]	14975	200655	90794	Lungo	--	4.33	294389.15	VERIFICATO
3 (Nodo 717)[1]	13774	195745	88573	Lungo	--	4.27	283835.32	VERIFICATO
4 (Nodo 761)[1]	15075	187859	85004	Lungo	--	4.18	267160.05	VERIFICATO
5 (Nodo 778)[1]	12457	177516	80324	Lungo	--	4.06	245835.79	VERIFICATO
6 (Nodo 779)[1]	8339	165517	74894	Lungo	--	3.92	221895.57	VERIFICATO
7 (Nodo 762)[3]	5511	157281	71168	Lungo	--	3.82	205959.60	VERIFICATO
7 (Nodo 762)[1]	8656	153023	69241	Lungo	--	3.77	197888.79	VERIFICATO
8 (Nodo 718)[3]	5469	152485	68998	Lungo	--	3.76	196870.88	VERIFICATO
8 (Nodo 718)[1]	6630	141707	64121	Lungo	--	3.62	176978.78	VERIFICATO
9 (Nodo 626)[3]	4908	149213	67517	Lungo	--	3.72	190757.68	VERIFICATO
9 (Nodo 626)[2]	2110	125654	56857	Lungo	--	3.41	148735.73	VERIFICATO
10 (Nodo 406)[3]	4609	148044	66988	Lungo	--	3.70	188587.11	VERIFICATO
10 (Nodo 406)[2]	668	122539	55447	Lungo	--	3.37	143451.41	VERIFICATO
11 (Nodo 170)[3]	4908	149213	67517	Lungo	--	3.72	190755.21	VERIFICATO
11 (Nodo 170)[2]	2111	125658	56859	Lungo	--	3.41	148744.37	VERIFICATO
12 (Nodo 78)[3]	5470	152490	69000	Lungo	--	3.76	196883.60	VERIFICATO
12 (Nodo 78)[1]	6632	141712	64123	Lungo	--	3.62	176984.47	VERIFICATO
13 (Nodo 34)[3]	5511	157286	71170	Lungo	--	3.82	205971.41	VERIFICATO
13 (Nodo 34)[1]	8657	153027	69243	Lungo	--	3.77	197892.76	VERIFICATO
14 (Nodo 17)[1]	8340	165521	74897	Lungo	--	3.92	221899.85	VERIFICATO
15 (Nodo 16)[1]	12458	177526	80328	Lungo	--	4.06	245861.68	VERIFICATO
16 (Nodo 33)[1]	15076	187864	85006	Lungo	--	4.18	267169.13	VERIFICATO
17 (Nodo 77)[1]	13775	195751	88575	Lungo	--	4.27	283848.00	VERIFICATO
18 (Nodo 169)[1]	14975	200661	90797	Lungo	--	4.33	294405.73	VERIFICATO

$N_d = (P/\gamma_b + S/\gamma_s) \cdot \text{eff}V/\xi$ (per pali in trazione $\gamma_s = \gamma_{st}$ e $P=0$)

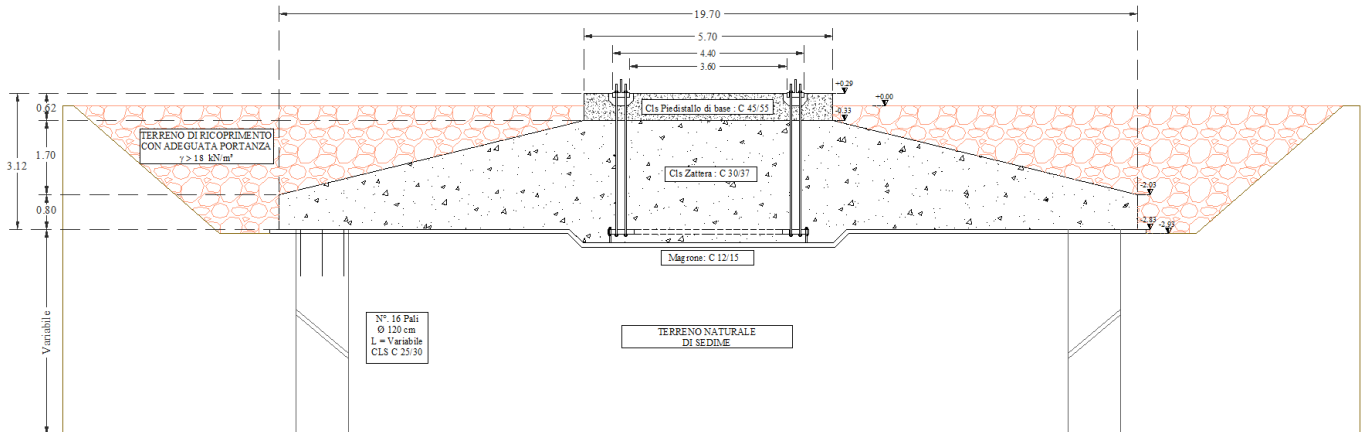
$H_d = (H/(\xi \cdot \gamma T)) \cdot \text{eff}H$

7.7 DESCRIZIONE DELLE OPERE FONDALI RISULTANTI

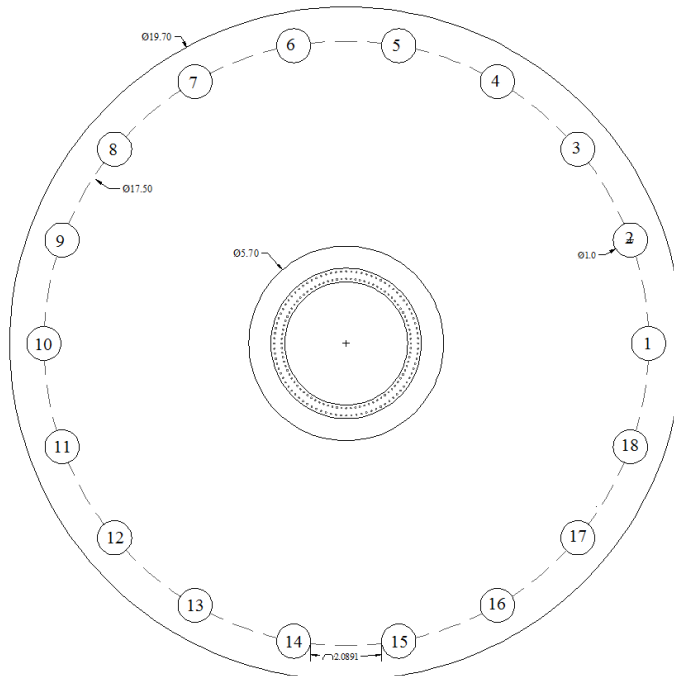
Il plinto di fondazione, ipotizzato, come si evince dalle verifiche sopra esposte, risulta idoneo ai carichi trasmessi dalla sovra struttura. Detto plinto è concepito come una fondazione ad anello circolare con un diametro esterno di 19,70 metri e un diametro interno di circa 5,70 m. In questa fase si è previsto l'utilizzo per le fondazioni indirette di n° 18 pali di diametro Ø120 cm e profondità pari a 30 metri, posti su un raggio di 8,75 metri. Le congiungenti degli assi di due generici pali contigui con il centro del plinto formano un angolo di 20,00°.

L'altezza totale della fondazione è variabile ed è pari a 0,80 m all'estremità e pari a 2,40 m alla fine della porzione tronco conica. Mentre nella zona centrale di alloggiamento dell'anchor cage l'altezza massima è pari a 3,12 m.

La parte superiore della fondazione è situato a 29 cm sopra il livello del suolo. L'area della piastra di fondazione al di là della base è coperta da materiale di recupero con massa volumica a secco di 18 kN/m². L'altezza dello strato di copertura del plinto varia da 33 centimetri fino a 205 sul bordo. La fondazione è rinforzata in direzione radiale e circonferenziale con armatura metallica. Si prevede di realizzare plinti su pali, in funzione delle analisi geologiche e geotecniche espletate in fase esecutiva.



Sezione architettonica



Pianta delle opere fondali

Fondazione							
Plinto Eolico				Pali di Fondazione			
Forma	D [m]	A [m ²]	H Max [m]	N°.	D [m]	A [m ²]	L [m]
Circolare	19,70	304,80	3,12	18	1,2	1,131	30

8 MATERIALI IN OPERA

8.1 CALCESTRUZZO IN OPERA

Il calcestruzzo utilizzato in opera sarà di diversa fattura a seconda dei casi di utilizzo dello stesso, infatti verrà utilizzato cls ordinario di classe C25/30 per la realizzazione dei pali di fondazione a servizio degli aereogeneratori, nonché di tutte le strutture facenti parte la sotto - stazione. Mentre per la piastra di base, su cui sarà innestata la torre eolica, verrà utilizzato un cls di classe C30/37. Per il piedistallo di alloggiamento della torre, verrà utilizzato un cls di classe C45/55.

Il calcestruzzo ordinario utilizzato in opera sarà di tipo normale avente massa volumica, dopo essiccazione a 105 °C, compresa fra 2000 e 2600 kg/mc.

Dovrà essere garantita, unitamente alla resistenza, la durabilità delle strutture in conglomerato cementizio. Pertanto, nel caso di calcestruzzi a "prestazione garantita" (UNI EN 206-1), dovranno essere rispettate anche le prescrizioni relative alla composizione ed alle caratteristiche del conglomerato fresco ed indurito, nonché quant'altro esplicitamente o implicitamente contenuto nella documentazione tecnica di progetto.

Per i soli calcestruzzi di sottofondazione (indicati anche come "magroni"), è possibile produrre miscele a dosaggio con $R_{ck} > 15$ N/mm².

I materiali impiegati per il confezionamento del calcestruzzo sono: aggregato di inerti (sabbia e ghiaia o pietrisco), pasta di cemento (cemento e acqua) ed eventuali additivi.

Tali materiali dovranno rispettare quanto indicato nelle normative di riferimento sopra elencate.

- **Aggregati di inerti** - Si utilizzeranno aggregati di massa volumica normale compresa fra 2000 e 3000 kg/mc. Gli inerti in genere dovranno corrispondere ai requisiti prescritti dalla normativa vigente e dalle UNI EN 12620. Dovrà essere attentamente analizzata la possibilità di insorgenza di reazioni tipo "ASR" (alcali silice), prendendo tutti i provvedimenti e le precauzioni indicate nella UNI EN 206-1, nella UNI 8520/22:2002 e nella UNI 8981-8:1999.
- **Cementi** - I cementi devono rispettare le norme, le indicazioni, le caratteristiche e le prescrizioni contenute nella UNI EN 197/01 e nelle normative Legge 26/05/1965 n. 595 e DM 03/06/1968 "Nuove norme sui requisiti di accettazione e modalità di prova dei cementi".
- **Acqua** - L'acqua di impasto dovrà ottemperare alle prescrizioni della UNI EN 1008:2003 o presentare, in alternativa, un tenore di sali disciolti minore dello 0.2% in peso. Per le acque non provenienti dai normali impianti di distribuzione di acqua potabile, si dovrà stabilirne l'idoneità mediante gli esami necessari per rilevare la presenza di sostanze con influenza negativa sui fenomeni di presa e indurimento del calcestruzzo, nonché sulla durabilità. L'acqua dovrà essere comunque limpida, incolore, inodore e sotto agitazione non dovrà dare luogo a formazione di schiume persistenti.
- **Additivi** - Gli additivi dovranno corrispondere alle prescrizioni delle UNI 7110:1972, UNI EN 934-2:2002, UNI 10765:1999, UNI EN 480-8:1998, UNI EN 480-10:1998. Gli additivi eventualmente utilizzati dovranno migliorare e potenziare le caratteristiche finali dei manufatti ed essere impiegati secondo le precise prescrizioni del produttore che dimostrerà, con prove di un Laboratorio Ufficiale da sottoporre al giudizio del Direttore dei Lavori, di rispondere ai requisiti richiesti ed alle disposizioni vigenti.
- **Calcestruzzo** - Il calcestruzzo potrà essere confezionato con processo industrializzato in uno stabilimento esterno o in cantiere secondo quanto indicato nelle Norme Tecniche delle Costruzioni 2008 al paragrafo 11.2 e nelle Linee Guida sul Calcestruzzo Strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2006 ed UNI 11104:2004;

Calcestruzzo Ordinario C 45/55

Si indicano le seguenti caratteristiche del calcestruzzo in funzione delle caratteristiche statiche e di esposizione ambientale richieste:

- classe di resistenza C45/55
- Rck ≥ 55 MPA
- classe di esposizione XC2
- rapporto a/c max 0,60
- dosaggio minimo cemento 300 Kg/mc
- classe di consistenza S5
- diametro massimo aggregato 10/25 mm
- copri ferro C = 50 mm

Caratteristiche meccaniche di progetto del calcestruzzo Classe NTC 2018 (EC2 - UNI EN 206-1:2006) C45/55

CARATTERISTICHE MATERIALI DA COSTRUZIONE									
DATI GENERALI DI PROGETTO					GRANDEZZE CARATTERISTICHE				
CLASSE CLS	C45/55			MPa	Resistenza trazione caratteristica CLS	f _{ctk}	2,66		MPa
ACCIAIO	B450			C	Resistenza compressione cilindrica caratteristica	f _{ck}	45		MPa
CLASSE ESPOSIZIONE	XC2				Resistenza compressione cubica caratteristica	R _{ck}	55		MPa
COEFFICIENTI DI SICUREZZA					Tensione caratteristica di rottura ACCIAIO	f _{yt}	540,00		MPa
Coefficiente tempo	α_{cc}	0,85			Tensione caratteristica di snervamento ACCIAIO	f _{yk}	450,00		MPa
Coefficiente sicurezza	γ_c	1,5			Tensione caratteristica aderenza CLS-ACCIAIO	f _{bk}	5,98		MPa
Coefficiente Poisson	ν	0,2			CARATTERISTICHE CALCESTRUZZO				
Coefficiente sicurezza	γ_s	1,15			Deformazione ultima	ϵ_{cu}	0,35		%
Coefficiente barre	η	1			Snervamento (parabola-rettangolo)	ϵ_{c2}	0,20		%
LUNGHEZZA ANCORAGGIO FERRI					Snervamento (lineare-costante)	ϵ_{c3}	0,18		%
Lmin. Ancoraggio ferri	l _d	24,547228		Φ	Snervamento (stress block)	ϵ_{c4}	0,07		%
COPRIFERRI					Deformazione ultima a trazione	ϵ_{ctu}	0,00		%
Aggressività ambiente	ordinario				Modulo elastico medio a compressione	E _{cm}	36283		MPa
Classe min. CLS	C _{MIN}	25	30	MPa	Modulo elastico a trazione	E _{ct}	36283		MPa
Classe riferimento CLS	C ₀	35	45	MPa	Resistenza compressione cilindrica media	f _{cm}	53,00		MPa
Tolleranze posa ferri	10			mm	Resistenza compressione	f _{cd}	25,50		MPa
Copri ferro per piastre	d _{p'}	25		mm	Resistenza compressione solette (s < 50 mm)		20,40		MPa
Copri ferro	d'	30		mm	Resistenza trazione media	f _{ctm}	3,80		MPa
CARATTERISTICHE ACCIAIO					Resistenza media a trazione per flessione	f _{cfm}	4,55		MPa
Snervamento	ϵ_{yd}	0,19		%	Resistenza a trazione	f _{ctd}	1,77		MPa
Modulo elastico	E _s	210000		MPa					
Resistenza di calcolo	f _{yd}	391,30		MPa					
Tensione aderenza	f _{bd}	3,99		MPa					

Calcestruzzo Ordinario C 30/37

Si indicano le seguenti caratteristiche del calcestruzzo in funzione delle caratteristiche statiche e di esposizione ambientale richieste:

- classe di resistenza C30/37
- Rck ≥ 37 MPa
- classe di esposizione XC2
- rapporto a/c max 0,60
- dosaggio minimo cemento 300 Kg/mc
- classe di consistenza S5
- diametro massimo aggregato 10/25 mm
- copri ferro C = 50 mm

Caratteristiche meccaniche di progetto del calcestruzzo Classe NTC 2018 (EC2 - UNI EN 206-1:2006) C30/37

CARATTERISTICHE MATERIALI DA COSTRUZIONE									
DATI GENERALI DI PROGETTO					GRANDEZZE CARATTERISTICHE				
CLASSE CLS	C30/37			MPa	Resistenza trazione caratteristica CLS	f _{ctk}	2,03	MPa	
ACCIAIO	B450			C	Resistenza compressione cilindrica caratteristica	f _{ck}	30	MPa	
CLASSE ESPOSIZIONE	XC2				Resistenza compressione cubica caratteristica	R _{ck}	37	MPa	
COEFFICIENTI DI SICUREZZA					Tensione caratteristica di rottura ACCIAIO	f _{yt}	540,00	MPa	
Coefficiente tempo	α_{cc}	0,85			Tensione caratteristica di snervamento ACCIAIO	f _{yk}	450,00	MPa	
Coefficiente sicurezza	γ_c	1,5			Tensione caratteristica aderenza CLS-ACCIAIO	f _{bk}	4,56	MPa	
Coefficiente Poisson	ν	0,2			CARATTERISTICHE CALCESTRUZZO				
Coefficiente sicurezza	γ_s	1,15			Deformazione ultima	ϵ_{cu}	0,35	%	
Coefficiente barre	η	1			Snervamento (parabola-rettangolo)	ϵ_{c2}	0,20	%	
LUNGHEZZA ANCORAGGIO FERRI					Snervamento (lineare-costante)	ϵ_{c3}	0,18	%	
Lmin. Ancoraggio ferri	l _d	32,165968		Φ	Snervamento (stress block)	ϵ_{c4}	0,07	%	
COPRIFERRI					Deformazione ultima a trazione	ϵ_{ctu}	0,00	%	
Aggressività ambiente	ordinario				Modulo elastico medio a compressione	E _{cm}	32837	MPa	
Classe min. CLS	C _{MIN}	25	30	MPa	Modulo elastico a trazione	E _{ct}	32837	MPa	
Classe riferimento CLS	C _o	35	45	MPa	Resistenza compressione cilindrica media	f _{cm}	38,00	MPa	
Tolleranze posa ferri	10			mm	Resistenza compressione	f _{cd}	17,00	MPa	
Copriferro per piastre	d _p '	30		mm	Resistenza compressione solette (s < 50 mm)		13,60	MPa	
Copriferro	d'	35		mm	Resistenza trazione media	f _{ctm}	2,90	MPa	
CARATTERISTICHE ACCIAIO					Resistenza media a trazione per flessione	f _{cfm}	3,48	MPa	
Snervamento	ϵ_{yd}	0,19		%	Resistenza a trazione	f _{ctd}	1,35	MPa	
Modulo elastico	E _s	210000		MPa					
Resistenza di calcolo	f _{yd}	391,30		MPa					
Tensione aderenza	f _{bd}	3,04		MPa					

Calcestruzzo Ordinario C 25/30

Si indicano le seguenti caratteristiche del calcestruzzo in funzione delle caratteristiche statiche e di esposizione ambientale richieste:

- classe di resistenza C25/30
- Rck ≥ 30 MPA
- classe di esposizione XC2
- rapporto a/c max 0,60
- dosaggio minimo cemento 300 Kg/mc
- classe di consistenza S4
- diametro massimo aggregato 25 mm
- copri ferro C = 50 mm

Caratteristiche meccaniche di progetto del calcestruzzo Classe NTC 2018 (EC2 - UNI EN 206-1:2006) C25/30

CARATTERISTICHE MATERIALI DA COSTRUZIONE							
DATI GENERALI DI PROGETTO				GRANDEZZE CARATTERISTICHE			
CLASSE CLS	C25/30		MPa	Resistenza trazione caratteristica CLS	f _{ctk}	1,80	MPa
ACCIAIO	B450		C	Resistenza compressione cilindrica caratteristica	f _{ck}	25	MPa
CLASSE ESPOSIZIONE	XC2			Resistenza compressione cubica caratteristica	R _{ck}	30	MPa
COEFFICIENTI DI SICUREZZA				Tensione caratteristica di rottura ACCIAIO	f _{yt}	540,00	MPa
Coefficiente tempo	α_{cc}	0,85		Tensione caratteristica di snervamento ACCIAIO	f _{yk}	450,00	MPa
Coefficiente sicurezza	γ_c	1,5		Tensione caratteristica aderenza CLS-ACCIAIO	f _{bk}	4,04	MPa
Coefficiente Poisson	ν	0,2		CARATTERISTICHE CALCESTRUZZO			
Coefficiente sicurezza	γ_s	1,15		Deformazione ultima	ϵ_{cu}	0,35	%
Coefficiente barre	η	1		Snervamento (parabola-rettangolo)	ϵ_{c2}	0,20	%
LUNGHEZZA ANCORAGGIO FERRI				Snervamento (lineare-costante)	ϵ_{c3}	0,18	%
Lmin. Ancoraggio ferri	l _d	36,323202	Φ	Snervamento (stress block)	ϵ_{c4}	0,07	%
COPRIFERRI				Deformazione ultima a trazione	ϵ_{ctu}	0,00	%
Aggressività ambiente	ordinario			Modulo elastico medio a compressione	E _{cm}	31476	MPa
Classe min. CLS C _{MIN}	25	30	MPa	Modulo elastico a trazione	E _{ct}	31476	MPa
Classe riferimento CLS C ₀	35	45	MPa	Resistenza compressione cilindrica media	f _{cm}	33,00	MPa
Tolleranze posa ferri	10		mm	Resistenza compressione	f _{cd}	14,17	MPa
Copri ferro per piastre	d _{p'}	30	mm	Resistenza compressione solette (s < 50 mm)		11,33	MPa
Copri ferro	d'	35	mm	Resistenza trazione media	f _{ctm}	2,56	MPa
CARATTERISTICHE ACCIAIO				Resistenza media a trazione per flessione	f _{cfm}	3,08	MPa
Snervamento	ϵ_{yd}	0,19	%	Resistenza a trazione	f _{ctd}	1,20	MPa
Modulo elastico	E _s	210000	MPa				
Resistenza di calcolo	f _{yd}	391,30	MPa				
Tensione aderenza	f _{bd}	2,69	MPa				

8.2 PROVE DI ACCETTAZIONE IN CANTIERE

Secondo quanto indicato dalle attuali norme "Il Direttore dei Lavori ha l'obbligo di eseguire controlli sistematici in corso d'opera per verificare la conformità delle caratteristiche del calcestruzzo messo in opera rispetto a quello stabilito dal progetto e sperimentalmente verificato in sede di valutazione preliminare." (D.M. 17/01/2018, cap. 11.2.4. e 11.2.5).

Il controllo di accettazione va eseguito su miscele omogenee e si configura, in funzione del quantitativo di calcestruzzo in accettazione, nel:

- controllo di tipo A di cui al § 11.2.5.1
- controllo di tipo B di cui al § 11.2.5.2

Nelle strutture in oggetto si prevedono quantitativi di miscela omogenea non superiori ai 1500 mc, pertanto si prescrive il **controllo di tipo A**:

"Il controllo di tipo A è riferito ad un quantitativo di miscela omogenea non maggiore di 300 m³. Ogni controllo di accettazione di tipo A è rappresentato da tre prelievi (ossia due provini), ciascuno dei quali eseguito su un massimo di 100 m³ di getto di miscela omogenea. Risulta quindi un controllo di accettazione ogni 300 m³ massimo di getto. Per ogni giorno di getto va comunque effettuato almeno un prelievo.

Nelle costruzioni con meno di 100 m³ di getto di miscela omogenea, fermo restando l'obbligo di almeno 3 prelievi e del rispetto delle limitazioni di cui sopra, è consentito derogare dall'obbligo di prelievo giornaliero." (NTC 2018 § 11.2.5.1)

8.3 CONTROLLO DI TIPO A

- $R_1 \geq R_{ck}-3,5$;
- $R_m \geq R_{ck}+3,5$;
- n° prelievi = 3 (2 provini a prelievo)

Il prelievo dei provini per il controllo di accettazione va eseguito alla presenza del Direttore dei lavori o di un tecnico di sua fiducia che provvede alla redazione di apposito verbale di prelievo e dispone l'identificazione dei provini mediante sigle, etichettature indelebili, ecc. La domanda di prove al laboratorio deve essere sottoscritta dal Direttore dei Lavori e deve contenere precise indicazioni sulla posizione delle strutture interessate da ciascun prelievo e sulla identificazione dei provini facendo riferimento ai relativi verbali di prelievo.

8.4 ACCIAIO D'ARMATURA IN OPERA

L'acciaio da utilizzare deve provenire da uno stabilimento qualificato e deve essere controllato in stabilimento secondo le procedure descritte dalle norme tecniche (NTC 2008 paragrafo 11.3). Deve quindi essere sempre marchiato ed accompagnato dalla relativa documentazione, in particolare:

- dichiarazione di conformità CE o attestato di qualificazione del Servizio Tecnico Centrale riportanti un timbro in originale e almeno la data di spedizione ed il destinatario;
- documento di trasporto che indichi lo stabilimento di provenienza, le dimensioni, il tipo, la quantità ed il destinatario.

Nel caso di acciaio lavorato in centri di trasformazione questi ultimi sono tenuti ad effettuare i controlli previsti nelle Norme Tecniche e ad accompagnare la fornitura in cantiere con:

- Documento di trasporto con dichiarazione degli estremi dell'attestato di avvenuta dichiarazione di attività, rilasciato dal Servizio Tecnico Centrale, recante il logo o il marchio del centro di trasformazione;
- Attestazione inerente l'esecuzione delle prove di controllo interno fatte eseguire dal direttore tecnico del centro di trasformazione, con indicazione dei giorni nei quali la fornitura è stata lavorata.

Classe NTC 2018 B450C barre di armatura

- Resistenza caratteristica di rottura: $f_{tk} > 540,0$ MPa
- Resistenza caratteristica di snervamento: $f_{yk} > 450,0$ MPa
- Coefficiente di sicurezza dell'acciaio: $\gamma_s = 1,15$
- Tensione di calcolo a snervamento: $f_{yd} = 391,3$ MPa
- Modulo di elasticità di progetto: $E_s = 206000$ MPa

- Deformazione a snervamento dell'acciaio $f_{yd} = 0,0019$
- Rapporti di sovra resistenza $1.15 < (f_t/f_y)_k < 1.35$ $(f_y/f_{y, nom})_k < 1.25$
- Allungamento $(A_{gt}) > 6 \%$
- Saldabilità e tenore di Carbonio secondo quanto indicato nelle NTC 2018

8.5 PROVE DI ACCETTAZIONE IN CANTIERE

Nel caso degli acciai da calcestruzzo armato i controlli di accettazione in cantiere devono essere effettuati entro 30 giorni dalla data di consegna del materiale e devono essere campionati, nell'ambito di ciascun lotto di spedizione, in ragione di 3 spezzoni, marchiati, di uno stesso diametro, scelto entro ciascun lotto, sempre che il marchio e la documentazione di accompagnamento dimostrino la provenienza del materiale da uno stesso stabilimento. In caso contrario i controlli devono essere estesi ai lotti provenienti da altri stabilimenti.

I valori di resistenza ed allungamento di ciascun campione devono essere compresi fra i valori massimi e minimi riportati nella tabella seguente:

CARATTERISTICA	VALORE LIMITE	NOTE
f_y minimo	425 MPa	(450-25) MPa
f_y massimo	572 MPa	[450 x (1,25+0,02)] MPa
Agt minimo	> 6%	per acciai B450C
Agt minimo	> 2%	per acciai B450A
Rottura/snervamento	$1,13 < f_t/f_y < 1,37$	per acciai B450C
Rottura/snervamento	$f_t/f_y > 1,03$	per acciai B450A
Piegamento / raddrizzamento	assenza di cricche	per tutti

Cerignola, Novembre 2019

Il Progettista
dott. ing. Tommaso Monaco

