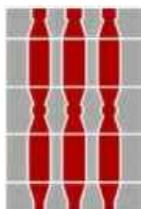


Regione Umbria



Provincia di Terni



Comune di Castel Giorgio



Comune di Orvieto



Committente:



RWE RENEWABLES ITALIA S.R.L.  
via Andrea Doria, 41/G - 00192 Roma  
P.IVA/C.F. 06400370968  
PEC: rwerenewablesitaliasrl@legalmail.it

Titolo del Progetto:

**PARCO EOLICO "PHOBOS"**  
- Comune di Castel Giorgio ed Orvieto (TR) -

Documento:

**PROGETTO DEFINITIVO OPERE CIVILI**

N° Documento:

PEOS\_OC\_03\_0

ID PROGETTO:

**PEOS**

DISCIPLINA:

**PD**

TIPOLOGIA:

**R**

FORMATO:

**A4**

Elaborato:

**Relazione preliminare sulle strutture**

FOGLIO:

-

SCALA:

-

Nome file:

PEOS\_OC\_03\_0\_preliminare\_strutture.pdf

Progettazione:



**NEW DEVELOPMENTS S.r.l.**  
piazza Europa, 14  
87100 Cosenza (CS)

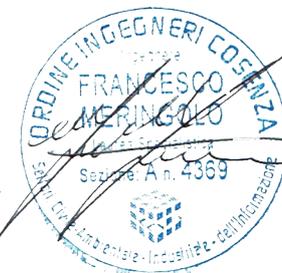
Progettista:



dott. ing. Giovanni Guzzo Foliario



dott. ing. Amedeo Costabile



dott. ing. Francesco Meringolo

Rev:	Data Revisione	Descrizione Revisione	Redatto	Controllato	Approvato
00	18/05/2021	PRIMA EMISSIONE	New Developments	RWE	RWE

## Sommario

Premessa .....	2
1. Descrizione tecnica dell'aerogeneratore previsto nel progetto.....	3
2. Dimensionamento di massima delle opere di fondazione degli aerogeneratori .....	4
3. Parametri geologici e geomeccanici del terreno .....	19
4. Verifiche geotecniche delle fondazioni .....	19
5. Materiali .....	23
6. Descrizione delle opere di fondazione (predimensionamento) .....	25

## Premessa

La presente relazione preliminare è redatta allo scopo di predimensionare le strutture civili facenti parte del parco eolico denominato “**Phobos**” in progetto nel territorio dei comuni di Castel Giorgio (TR) e Orvieto (TR) proposto dalla società **RWE Renewables Italia S.R.L.**

Le strutture facenti parte del progetto sono:

- N. 7 aerogeneratori del tipo *Siemens Gamesa SG 170* con altezza mozzo pari a 115 m e diametro del rotore pari a 170 m con relative opere di fondazione, ubicati in parte nel territorio del comune di Castel Giorgio (TR) e in parte nel territorio del comune di Orvieto (TR);
- Stazione elettrica di trasformazione 30/132 kV nel territorio del comune di Castel Giorgio (TR);

Gli aerogeneratori in progetto, costituiti da torri, lame e navicella, presentano struttura di elevazione in acciaio strutturale mentre la struttura in fondazione, costituita da plinto su pali, sarà realizzata in cemento armato gettato in opera. Le opere strutturali civili relativi ai basamenti delle cabine elettriche, eventuali recinzioni, muri di contenimento ed eventuali tombini per attraversamenti idraulici, saranno realizzate in cemento armato gettato in opera.

La presente relazione preliminare si basa sulle stime delle sollecitazioni necessarie al predimensionamento delle fondazioni rimandando alla progettazione esecutiva l’elaborazione del dimensionamento esecutivo delle opere nel rispetto delle normative vigenti in materia di sicurezza strutturale.

### **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

**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**

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

## 1. Descrizione tecnica dell'aerogeneratore previsto nel progetto

L'aerogeneratore previsto ha una potenza nominale di 6 MW ed è del tipo *Siemens Gamesa SG 170* con altezza al mozzo pari a 115 m. Il rotore è ad asse orizzontale ed è costituito da tre lame collegate al 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 170 m con area spazzata pari a circa 22.690 m<sup>2</sup> e verso di rotazione in senso orario con angolo di tilt pari a 6°.

Le pale sono realizzate in fibra di vetro CRP (Carbon Reinforced Plastic) e sono costituite da due gusci di aerazione legati ad un fascio di supporto o con struttura incorporata. Il mozzo è in ghisa, supporta le tre pale e trasferisce le forze reattive ai cuscinetti e alla coppia al cambio tramite l'albero principale (anch'esso in ghisa) di acciaio. L'accoppiamento rende possibile il trasferimento dalla rotazione a bassa velocità del rotore a quella ad alta velocità del generatore. Il freno a disco idraulico è posizionato nella parte posteriore del cambio.

La torre di sostegno, con altezza complessiva di circa 115 m, è del tipo tubolare a cinque trami tra loro ancorati in verticale con unioni bullonate.

L'aerogeneratore opera a seconda della forza del vento; al di sotto di una certa velocità, detta di cut-in, la macchina è 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 11 m/s. Ad elevate velocità (25 m/s) l'aerogeneratore viene posto fuori servizio per motivi di sicurezza (velocità di cut-off).

## 2. Dimensionamento di massima delle opere di fondazione degli aerogeneratori

Le sollecitazioni utilizzate per il predimensionamento delle fondazioni degli aerogeneratori prescelti sono state ricavate dal documento fornito dal costruttore e che si allega alla presente relazione tecnica (SIEMENS GAMESA. SG 170 Foundation loads T135-50A). Le sollecitazioni agenti sulle fondazioni sono state calcolate in base al codice di progetto e alle condizioni climatiche.

L'effettivo dimensionamento delle strutture di fondazione è rimandato al progetto esecutivo. Inoltre viene considerata quale sollecitazione dimensionante quella relativa alle condizioni di vento estremo combinate e fornite per una turbina avente dimensioni e potenza pari a quella oggetto della presente. Dette sollecitazioni saranno trasmesse alle opere fondali tramite un anchor cage, 280 barre M39, 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 565 cm.

### Informazioni sul codice di progettazione

Descrizione	Unità di misura	valore
codice di progettazione	-	IEC-61400-1 Ed3
Classe IEC	-	3°
Vita utile del progetto	Anni	20
Velocità del vento all'altezza mozzo	m/s	7,50
Velocità del vento estrema mozzo	m/s	37,50
Intensità media di turbolenza a 15 m/s	-	0,16
Densità media dell'aria	Kg/m <sup>3</sup>	1,225

Tabella 1. Informazioni sul codice di progettazione e condizioni climatiche

### Sistema di coordinate

Il sistema di assi utilizzato per la presentazione dei carichi sul fondo della torre è illustrato in figura

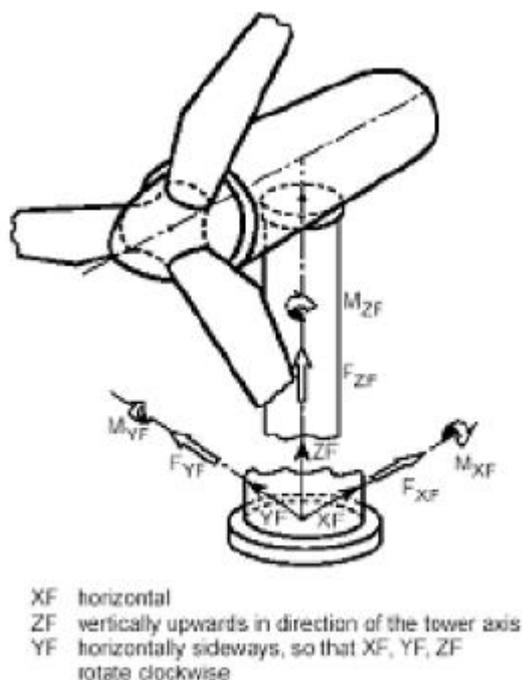


Figura 1. Sistema di coordinate

Sistema di coordinate nella parte inferiore della torre: posizione nella parte inferiore della torre, sulla superficie superiore di flangia della sezione d'acciaio di fondazione.

### Rigidità rotazionale

I requisiti di rigidità rotazionale della fondazione sono specificati da SGRE per ciascuna turbina eolica, in modo da far funzionare correttamente la turbina alla frequenza naturale dell'intera unità. Se questa condizione non è soddisfatta, i carichi forniti da SGRE per i carichi di fondazione non saranno più validi. Nel caso di fondazioni su pali, SGRE fornirà il valore minimo di rigidità orizzontale della fondazione da garantire nel progetto.

Il valore per SG 170 T135-50A è mostrato nella tabella che segue

WTG	SG 170 - T135 - 50A
Rigidità rotazionale minima della fondazione	$1,5 \times 10^{11}$ Nm/rad

Tabella 2. SG 170 T135-50A Rigidità rotazionale minima

La rigidità rotazionale minima della fondazione deriva dal modello aeroelastico del completo della turbina eolica. Nel caso in cui questi valori guidino i progetti di fondazione, i valori inferiori possono essere valutati se essi continuano a garantire l'adeguato comportamento dinamico della turbina eolica.

### Carico estremo

I carichi estremi per la progettazione delle fondazioni SG 170 T135-50A sono mostrati nella tabella che segue:

combinazione di carico	Fattore di carico	F <sub>x</sub> (kN)	F <sub>y</sub> (kN)	F <sub>z</sub> (kN)	M <sub>x</sub> (kNm)	M <sub>y</sub> (kNm)	M <sub>z</sub> (kNm)	M <sub>xy</sub> (kNm)
Dlc22_3bn_v1 1.0_p_s8	1,1	1.899,37	-30,20	-8.518,03	10.542,98	248.324,90	848,69	248.548,63

Tabella 3. SG 170 HH135m Carichi estremi fattorizzati / non fattorizzati sul fondo della torre

I carichi forniti da Siemens Gamesa come "carichi estremi" in questa sezione sono i massimi carichi statici per la specifica turbina eolica calcolati secondo lo standard IEC 61400 o DIBt per ciascuna classe di sito. Questi carichi non devono essere combinati con nessun altro tipo di carico. Includono il comportamento dinamico della struttura e corrispondono al caso più sfavorevole alla base dell'aerogeneratore tra i diversi casi di carico, secondo IEC 61400 o DIBt. Pertanto, i carichi forniti da Siemens Gamesa come "carichi estremi" sono direttamente i carichi di progetto della fondazione. Non saranno divisi o combinati con qualsiasi altro carico.

### Carico caratteristico

Carichi caratteristici (massima combinazione di carico del momento flettente M<sub>xy</sub> dei gruppi N, E e T secondo la GL2012 Sez. 5.4.3.1.3, o gruppi equivalenti NT secondo IEC 61400-1 2006) sono stati stimati come mostrato nella tabella che segue:

combinazione di carico	Fattore di carico	F <sub>x</sub> (kN)	F <sub>y</sub> (kN)	F <sub>z</sub> (kN)	M <sub>x</sub> (kNm)	M <sub>y</sub> (kNm)	M <sub>z</sub> (kNm)	M <sub>xy</sub> (kNm)
Dlc14_v90.0_p_00	1	1.316,18	54,14	-7.707,99	2.463,44	186.812,50	294,48	186.828,70

Tabella 4. SG 170 HH135m Carichi caratteristici alla base della torre

## Carico quasi permanente

I carichi secondo GL2010, considerando DLC 1.1 e 6.4 con probabilità di superamento  $pf = 10^{-2}$  (equivalenti a 1750 h in 20 anni) con  $\gamma_F = 1,0$  sono stati stimati come mostrato nella tabella che segue

altezza dal fondo (m)	Fattore di carico	F <sub>x</sub> (kN)	F <sub>y</sub> (kN)	F <sub>z</sub> (kN)	M <sub>x</sub> (kNm)	M <sub>y</sub> (kNm)	M <sub>z</sub> (kNm)	M <sub>xy</sub> (kNm)
0,00	1	1.006,50	1.007,01	-7.544,75	20.249,99	139.551,80	4.991,20	139.856,37

Tabella 5. Carichi quasi permanenti SG 170 HH135m sul fondo della torre

## Carico di fatica

I carichi di fatica equivalenti sono forniti per le basi di progetto nella tabella che segue:

	Fattore di carico	m	F <sub>x</sub> (kN)	F <sub>y</sub> (kN)	F <sub>z</sub> (kN)	M <sub>x</sub> (kNm)	M <sub>y</sub> (kNm)	M <sub>z</sub> (kNm)
Fondo della torre	1	4	560,67	303,66	174,19	26.512,46	45.561,28	10.268,24
Fondo della torre	1	7	556,44	328,85	171,86	32.543,10	57.949,46	10.821,19

Tabella 6. Carichi di fatica equivalenti SG 6.0-170 HH135m alla base della torre

Nella tabella sopra riportata, i valori "m" corrispondono al gradiente di Wöhler, che ha un valore di  $m = 4$  per acciaio annegato e  $m = 7$  per armatura in cemento armato. La seguente tabella mostra i carichi di fatica medi per la progettazione della fondazione:

Fattore di carico	F <sub>x</sub> (kN)	F <sub>y</sub> (kN)	F <sub>z</sub> (kN)	M <sub>x</sub> (kNm)	M <sub>y</sub> (kNm)	M <sub>z</sub> (kNm)
1	478,42	-5,29	-7.608,11	4.649,15	66.600,68	-58,85

Tabella 7. Carichi medi di fatica SG 170 HH135m alla base della torre

## Interfaccia

La giunzione tra torre e fondazione dovrà essere eseguita utilizzando le interfacce fornite da SGRE (compresi i sistemi di livellamento e posizionamento). Per la fondazione SG T135-50A è inclusa un'interfaccia a gabbia per barre post-tensionate. La gabbia delle sbarre deve essere assemblata con la flangia a T inferiore T135.

Le dimensioni principali della flangia a T sono illustrate come segue:

### PARTE INFERIORE

Spessore flangia con collo tflt:	0,140
Spessore flangia senza collo tfl:	0,095
Larghezza della flangia wfl:	0,350
Spessore del guscio del collo tsh:	0,0493
Diametro BCD dBCD:	5.482 / 5.818
Diametro centrale della conchiglia del collo dM pl, 2:	5.650
Diametro dei fori dei bulloni Dbh:	0,045
Numero di bulloni nmet:	140 * 2
Bolt metrico incontrato:	39

Precarico iniziale 480 kN

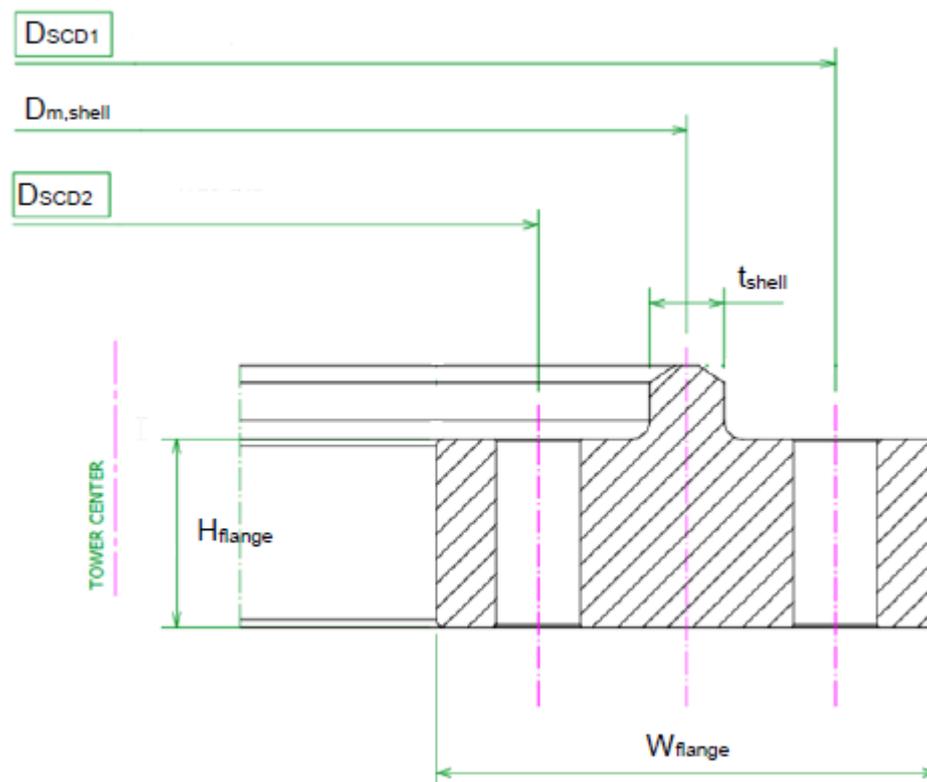


Figura 2. Interfaccia della torre

## Gabbia a barre:

Le informazioni sulla gabbia delle barre possono essere visualizzate di seguito

### DIMENSIONI

Dped (m)	7.1	Diametro piedistallo
Hped (m)	0,5	Altezza del piedistallo
N righe	2	Numero di righe
D (m)	5.65	Diametro medio della torre
Nbars	280	Numero totale di barre
s (m)	0.168	Distanza tra le file
Metrica a barre	M39	Metrica delle barre filettate
Ø condotti successivi (mm)	50	Diametro esterno dei condotti di protezione per barre filettate
Wtow (m)	0.350	Larghezza della flangia della torre
Htow (m)	0.095	Spessore della flangia inferiore della torre
Collo (m)	0.0495	Spessore del collo della flangia della torre
Wtem (m)	0.519	Larghezza della sagoma superiore
Htem (m)	0.085	Spessore della sagoma superiore
Øh, tem (mm)	42	Diametro dei fori della dima superiore
Wgro (m)	0.740	Larghezza della malta
Hgro (m)	0.160	Spessore dello strato di boiaccia (misurato tra facce inferiori della dima superiore e della boiaccia)
Hupp (m)	0.300	Altezza del calcestruzzo con diversa resistenza
Wlow (m)	0.521	Larghezza della sagoma inferiore
Hlow (m)	0.083	Spessore della dima inferiore
Øhlow (mm)	42	Diametro dei fori nella dima inferiore
Lbup (mm)	0.280	Lunghezza esposta superiore
Lblow (mm)	0.135	Lunghezza inferiore esposta

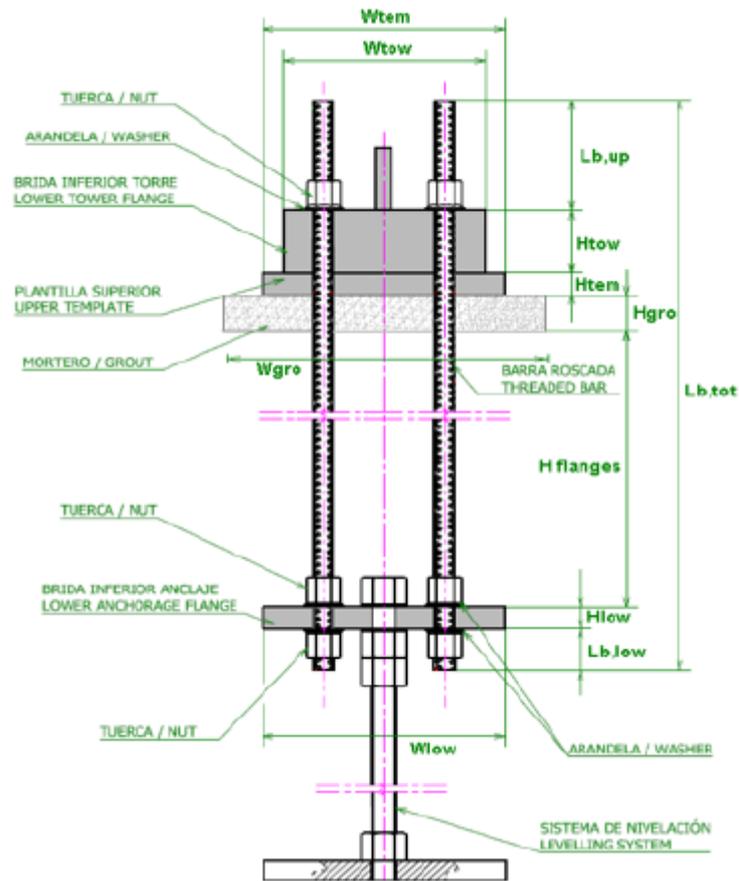


Figura 3. Schizzo generale della gabbia delle barre

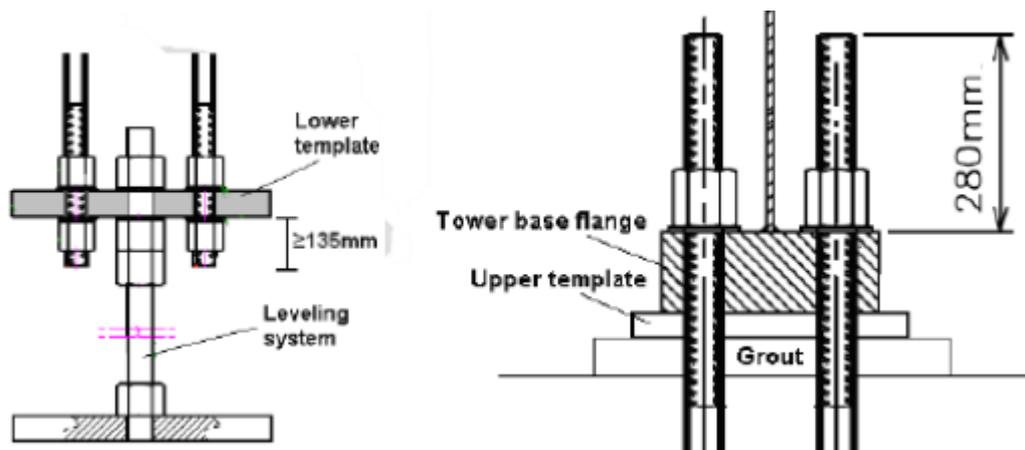


Figura 4. Schemi per le estremità superiore e inferiore delle barre

Le barre filettate sono le seguenti:

- 280 (140x2) barre con estremità filettate

- BC può essere utilizzato con bulloni di lunghezza compresa tra 3000 mm e 4000 mm (3000 mm, 3500 e 4000 mm). Tenere presente che la fondazione è calcolata con una lunghezza del bullone di 4000 mm.
- Ogni lunghezza della barra è disponibile secondo le normative ISO e ASTM

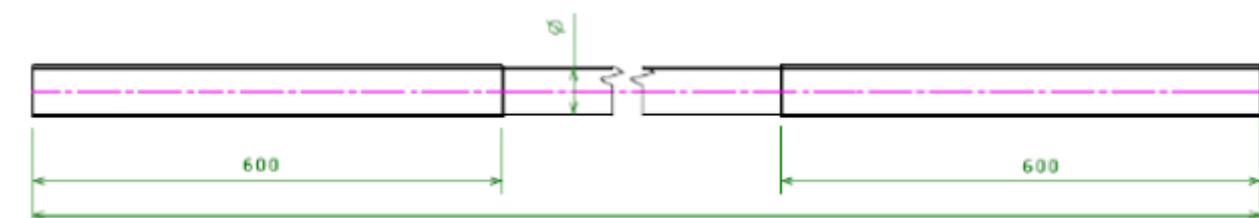


Figura 5. Barre filettate (dimensioni in mm)

Al fine di ottenere una corretta finitura dell'installazione della gabbia delle barre, sono mostrati i seguenti dettagli:

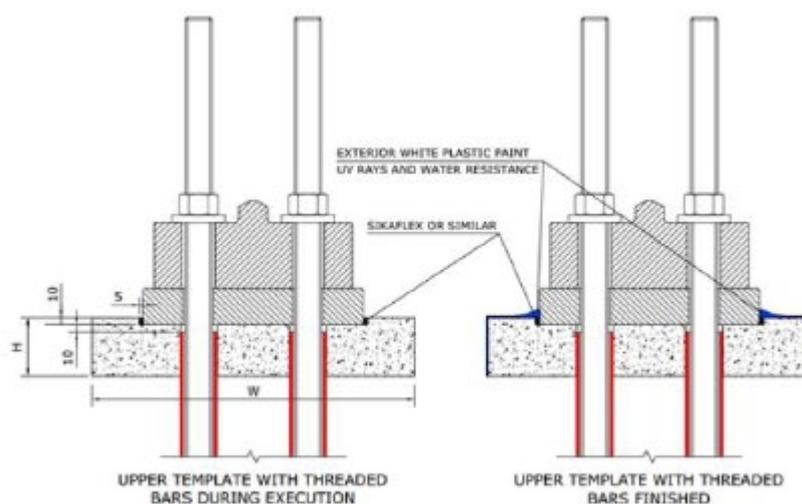


Figura 6. Finitura gabbia a barre

Le vernici plastiche consentite sono: Masterseal 6100 FX (BASF), Nitocote CM660 (FOSROC), Sikalastic 560 (SIKA).

La connessione bullonata è la seguente:

- 3 dadi per barra (2 sulla dima inferiore e 1 sulla flangia della torre)
  - M39 (ISO 4032) 10.9 per barre filettate secondo norme ISO.
  - Dado esagonale a piena resistenza M39
- Protezione dalla corrosione: zincato a caldo (HDG)
- 2 rondelle per barra (1 sulla dima inferiore e 1 sulla flangia della torre)
  - 1 Rondella M39 (ISO 7089) 300HV per barre filettate secondo normativa ISO per dima inferiori
  - 1 Rondella dura spessa 39-300HV-HDG per flangia torre
- Protezione dalla corrosione: zincato a caldo (HDG)
- Un cappuccio protettivo per barretta
  - M39 per barre filettate secondo normative ISO.
  - Testata per barre filettate secondo normativa ASTM
- Una guaina protettiva per barra (vedere la lunghezza necessaria nella figura seguente:
  - Materiale: PVC
  - Diametro interno minimo: 42 mm
  - Diametro esterno massimo: 50 mm
  - Spessore minimo: 2 mm

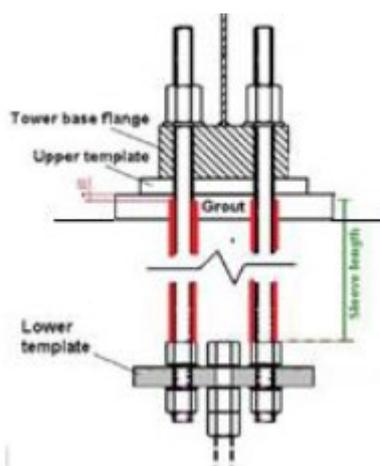


Figura 7. Lunghezza della guaina protettiva



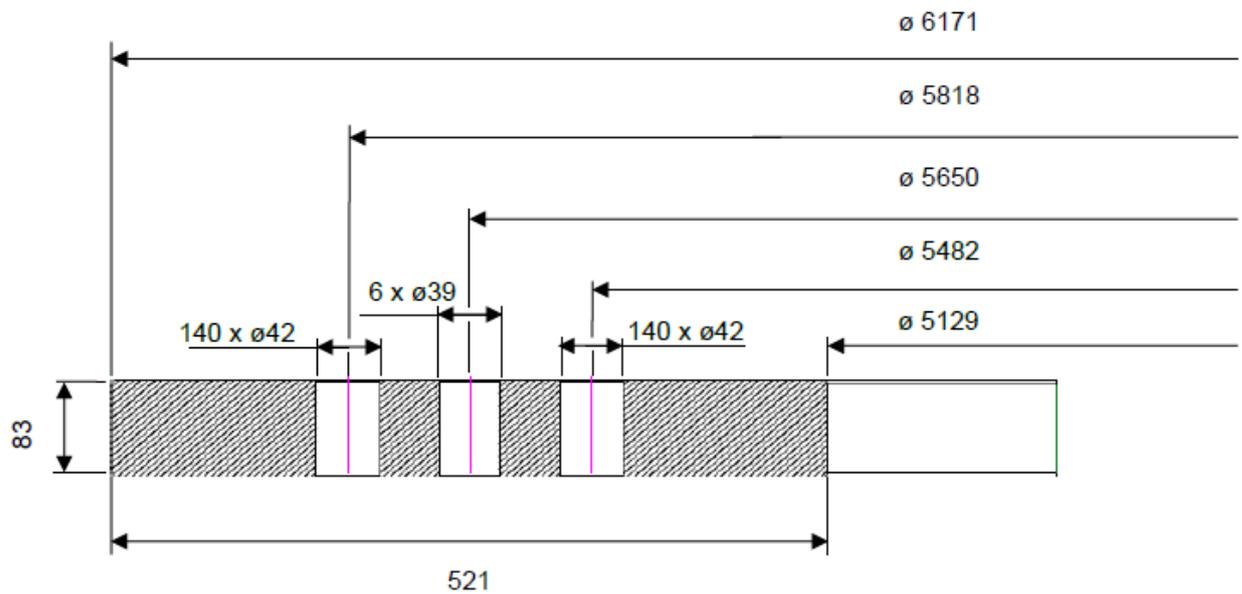


Figura 9. Schizzo della dima inferiore (dimensioni in mm)

#### Sistema di livellamento:

Sono necessari 12 piedini di livellamento per effettuare l'assemblaggio della gabbia delle bar.

Nota: la posizione della dima inferiore all'interno dell'altezza del piedino di livellamento può variare, come mostrato nella figura seguente. Questa posizione può essere combinata con le lunghezze disponibili della barra e la lunghezza esposta sotto la dima inferiore, in modo da adattare l'altezza della gabbia alla fondazione.

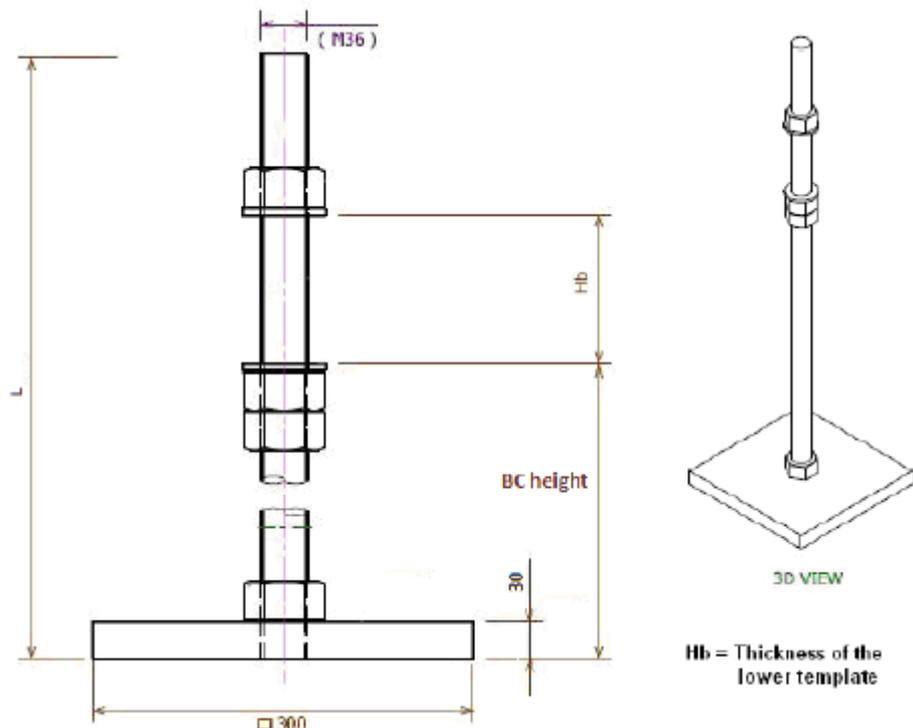


Figura 10. Schizzo delle gambe di livellamento (dimensioni in mm)

**Altre caratteristiche:**

- Spessore minimo della boiacca di 100 mm e larghezza minima della boiacca di 740 mm
- Resistenza caratteristica della malta minima: 85 MPa (12328,21 psi)
- Tipo di malta: Masterflow 9400 (BASF), Sikagrout 3200, Conibextra BB92 o un'altra malta con simili caratteristiche
- La dima superiore deve essere incorporata per 10 mm nella malta, come mostrato nelle successive figure

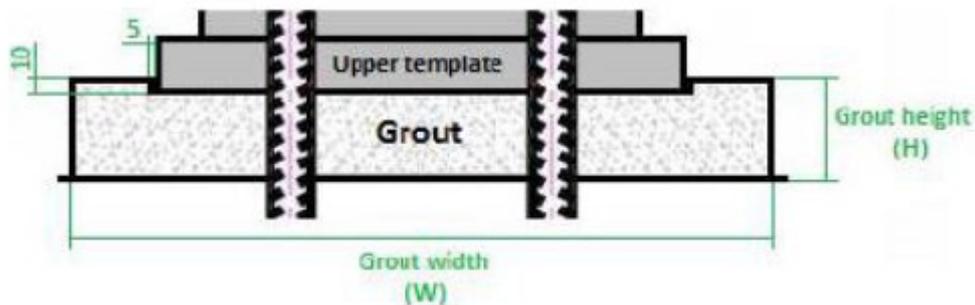


Figura 11. Schema di smaltimento delle boiacche

- Resistenza caratteristica minima del calcestruzzo nei 300 mm superiori del piedistallo: 40 MPa (5801,51 psi)
- Resistenza caratteristica minima (resto della fondazione): 35 MPa (5076,32 psi)
- Dimensioni minime del piedistallo:  $\varnothing 7100\text{mm}$

**Schema condotto elettrico:**

- 4 cavi HV  $\varnothing 160$
- 2 cavi LV  $\varnothing 110$

Lo schema del condotto elettrico e la disposizione dei principali componenti elettrici è come mostrato nella figura seguente:

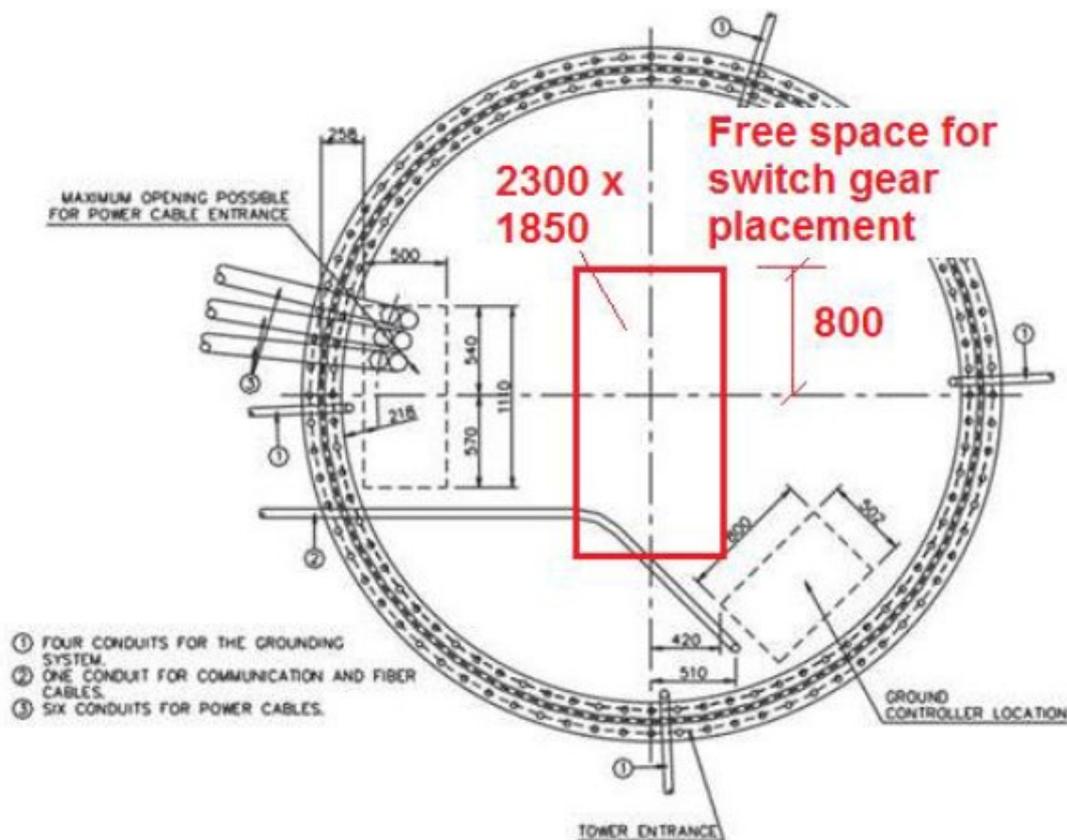
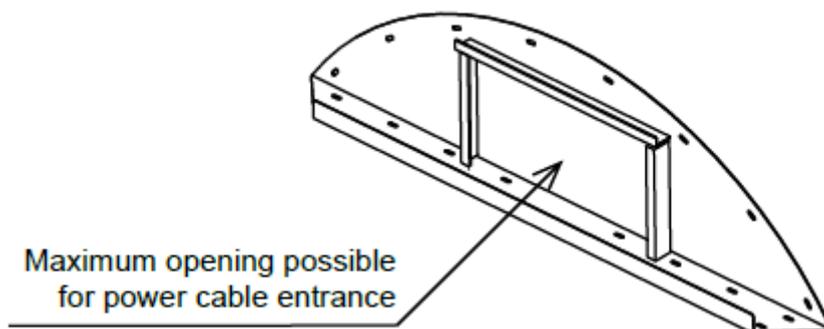


Figura 12. Schema del condotto elettrico (dimensioni in mm)



*Figura 13. Vista dal basso dell'area di passaggio dei cavi di alimentazione*

#### **Scala di accesso alla torre:**

Al fine di garantire una corretta integrazione tra il livello del terreno di fondazione e la scala di accesso alla torre, HL e W i valori devono essere quelli seguenti secondo

- L = 6010 mm
- H = 395 mm
- W = 1200 mm (trasparente)

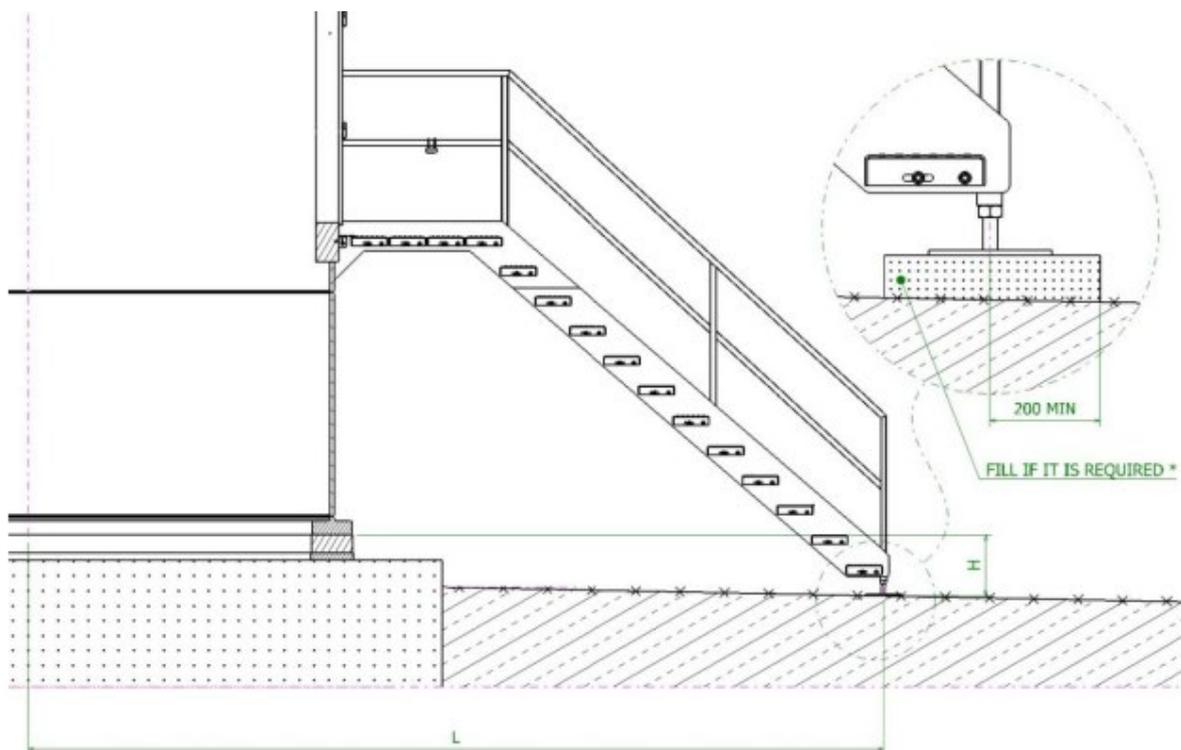


Figura 14. Riempire il livello del terreno

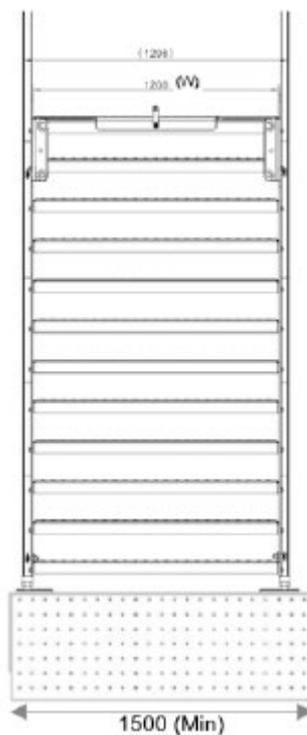


Figura 15. Riempire il livello del terreno

### 3. Parametri geologici e geomeccanici del terreno

Si rimanda alla relazione geologica per la ricostruzione della stratigrafia fondale e di conseguenza la definizione dei principali parametri geo-meccanici e geofisici del terreno di posa.

### 4. Verifiche geotecniche delle fondazioni

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*

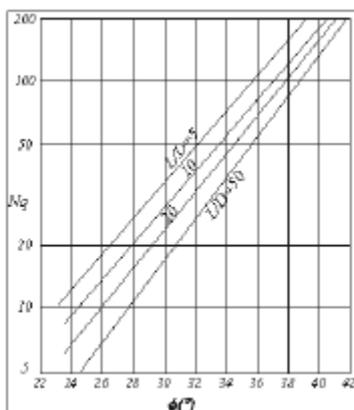
Come per le fondazioni dirette si pone:

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

dove  $\sigma_{vl}$  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,  $\mu$  un coefficiente di attrito tra palo e terreno, 'k' un coefficiente di spinta e  $\sigma'_{vz}$  la tensione effettiva litostatica alla profondità  $z$ .

Il coefficiente  $\mu$  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 $\mu$
	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	$\tan(\phi)$

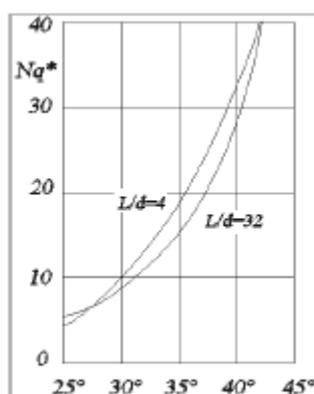
Per il termine coesivo si assume:

$s = \alpha c$  con  $\alpha$  dato da:

Tipo di palo	Valori di $c$ (kPa)	Valori di $\alpha$
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  $\phi$  da introdurre nei calcoli sarà  $\phi = \phi' - 3^\circ$ , dove  $\phi'$  rappresenta l'angolo di attrito del terreno.

### 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 viene 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, invece, se si forma una sola cerniera plastica in testa, il palo ha comportamento di ' Palo Intermedio', mentre se si formano due cerniere plastiche una in testa e l'altra lungo il fusto si 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  $c = 0$ .

## 5. Materiali

### 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 C20/25 per la realizzazione dei pali di fondazione a servizio degli aereogeneratori, nonché di tutte le strutture facenti parte la sottostazione. Mentre per la piastra di base, su cui sarà innestata la torre eolica, verrà utilizzato un cls di classe C35/40. Per il piedistallo di alloggiamento della torre, verrà utilizzato un cls di classe C40/50.

Il calcestruzzo ordinario utilizzato in opera sarà di tipo normale avente massa volumica, dopo essiccazione a 105 °C, compresa fra 2000 e 2600 kg/m<sup>3</sup>.

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  $R_{ck} > 15 \text{ N/mm}^2$ .

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 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;

## 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. 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.

## 6. Descrizione delle opere di fondazione (predimensionamento)

Il plinto di fondazione predimensionato risulta idoneo alla trasmissione dei carichi scaturenti dalla sovrastruttura al terreno. L'effettivo dimensionamento ed il relativo calcolo analitico delle armature è rimandato alla relazione specialistica di calcolo strutturale allegata al progetto esecutivo.

Dal predimensionamento eseguito è risultato idoneo un plinto circolare con diametro esterno pari a 24,50 m e colletto di diametro pari a 7,10 m.

Il plinto presenterà altezza massima di circa 410 cm con minima zattera di circa 50 cm nella parte bassa e colletto di sormonto anch'esso avente altezza di circa 50 cm. 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/m<sup>2</sup>. 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.

i progettisti:



ing. Giovanni Guzzo Follaro



ing. Amedeo Costabile



ing. Francesco Meringolo