



Comune di Nuoro

Regione Sardegna



# PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DEL PARCO EOLICO "INTERMONTES" NEL TERRITORIO DEL COMUNE DI NUORO PROGETTO DEFINITIVO

PROPONENTE

**EDP Renewables Italia Holding s.r.l.**

Via Roberto Lepetit 8/10

20124 - Milano

Tel +39 02 669 6966

C.F. e P.IVA IT01832190035



OGGETTO

## 2 - STUDI GEOLOGICI E GEOTECNICI

### RELAZIONE GEOTECNICA

TIMBRI E FIRME



**STUDIO ROSSO  
INGEGNERI ASSOCIATI**

VIA ROSOLINO PILO N. 11 - 10143 - TORINO

VIA IS MAGLIAS N. 178 - 09122 - CAGLIARI

TEL. +39 011 43 77 242

[studiorosso@legalmail.it](mailto:studiorosso@legalmail.it)

[info@sria.it](mailto:info@sria.it)

[www.sria.it](http://www.sria.it)

dott. geol. Francesca DEMURTAS

Ordine dei Geologi Regione Sardegna

Posizione n.644

Cod. Fisc. DMR FNC 79S55 E441X



CONSULENZA

Coordinatore e responsabile delle attività:



**Studio Gioed**

VIA IS MIRRIONIS N. 178 - 09121 - CAGLIARI

Dott. ing. Giorgio Efsio DEMURTAS

CONTROLLO QUALITA'

DESCRIZIONE	EMISSIONE
DATA	GEN/2022
COD. LAVORO	492/SR21
TIPOL. LAVORO	D
SETTORE	G
N. ATTIVITA'	02
TIPOL. ELAB.	RS
TIPOL. DOC.	E
ID ELABORATO	02
VERSIONE	0

REDATTO

geol. Francesca DEMURTAS

CONTROLLATO

ing. Roberto SESENNA

APPROVATO

Dott. ing. Giorgio DEMURTAS

ELABORATO  
**2.2**

## INDICE

<b>1. PREMESSA .....</b>	<b>2</b>
<b>2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>3</b>
<b>3. LOCALIZZAZIONE DEL SITO DI INTERVENTO .....</b>	<b>4</b>
<b>4. VOLUME SIGNIFICATIVO .....</b>	<b>5</b>
<b>5. INDAGINI GEOGNOSTICHE .....</b>	<b>6</b>
<b>6. MODELLO GEOLOGICO DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>7</b>
<b>7. CATEGORIE DI SOTTOSUOLO - D.M. 17-01-2018 (NTC 2018) .....</b>	<b>8</b>
<b>8. VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE DEL SISTEMA FONDAZIONI – TERRENO .....</b>	<b>11</b>
8.1 PARAMETRI GEOTECNICI .....	13
8.2 RISULTATI DELLE VERIFICHE .....	14
8.3 PRESSIONI TERRENO IN SLU .....	17
8.4 PRESSIONI TERRENO IN SLVf/SLUECC .....	18
8.5 PRESSIONI TERRENO IN SLE/SLD .....	18
8.6 CEDIMENTI FONDAZIONI SUPERFICIALI .....	19
<b>9. CONCLUSIONI .....</b>	<b>20</b>

## ALLEGATI

ALLEGATO 1 – Carichi alla base dell'aerogeneratore

## 1. PREMESSA

Il presente studio costituisce la relazione geotecnica che definisce le caratteristiche tecnico – meccaniche dei terreni di posa degli aerogeneratori in progetto. L'area di intervento è ubicata nel territorio amministrativo di Nuoro, nella località "Intramontes", circa 4 km a nord dell'area industriale di Prato Sardo.

La presente relazione definisce il modello geotecnico dei terreni interessanti le opere in progetto, ai sensi del D.M. 27.01.18 Testo Unico "Norme tecniche per le costruzioni", così come richiesto al paragrafo 6.2.2. che individua le fasi riguardanti la caratterizzazione e modellazione geotecnica del sottosuolo, con il quale si intende *"uno schema rappresentativo del volume significativo di terreno, suddiviso in unità omogenee sotto il profilo fisico-meccanico, che devono essere caratterizzate con riferimento allo specifico problema geotecnico. Nel modello geotecnico di sottosuolo devono essere definiti il regime delle pressioni interstiziali e i valori caratteristici dei parametri geotecnici."*

Sulla base dei risultati della campagna di indagine geotecnica, descritta nell'elaborato "2.1 - Relazione geologica" il presente elaborato descrive i calcoli e le verifiche geotecniche preliminari delle opere di progetto: vengono di seguito riportate le verifiche di stabilità globale delle opere di fondazione, al fine di valutare preliminarmente le eventuali problematiche esistenti e dimensionare correttamente le opere di progetto.

## 2. **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Al fine di procedere nel totale rispetto delle leggi vigenti si è fatto riferimento alle seguenti normative:

- **Decreto Ministeriale 17.01.2018** – "Testo Unico Norme Tecniche per le Costruzioni" e successive modifiche e integrazioni (**Decreto Ministeriale 17-01-2018**)
- **Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici** – Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M.17 gennaio 2018. Circolare 21 gennaio 2019.
- **Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici** – Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale. Allegato al voto n.36 del 27.07.2007.
- **Eurocodice 8 (1998) Indicazioni progettuali per la resistenza fisica delle strutture** - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici (stesura finale 2003).
- **Eurocodice 7.1 (1997)** Progettazione geotecnica – Parte I: Regole Generali – UNI.
- **Eurocodice 7.2 (2002)** Progettazione geotecnica - Parte II: Progettazione assistita da prove di laboratorio (2002).UNI.
- **Eurocodice 7.3 (2002)** Progettazione geotecnica– Parte II: Progettazione assistita con prove in sito (2002).UNI.
- **D.M. 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.

### 3. LOCALIZZAZIONE DEL SITO DI INTERVENTO

L'area in esame si estende su un areale che dal Km 8 della S.P. 41 Nuoro – Benetutti in località "Sa'e Balia" dove si colloca l'aerogeneratore WTG 01, si sviluppa verso est fino al km 2 della stessa S.P. 41 in località "Janna 'e sa Chida", in corrispondenza della torre WTG 12, e verso sud per circa 4 km, lungo la strada comunale "Intramontes", interessando una fascia altimetrica che va da 590 a 810 m s.l.m. Le torri eoliche si sviluppano principalmente sulla sommità di rilievi di origine granitica, molto arrotondati e livellati, che sviluppano una morfologia ad altipiano, intersecato da numerosi corsi d'acqua a regime torrentizio, che scorrono secondo uno schema di tipo dendritico.

Il sito è individuato cartograficamente al Foglio 499 sezione I dell'IGM "Nuoro ovest", in scala 1:25.000, nella sezione 499 080 "Nuoro" della cartografia tecnica della Regione Sardegna, in scala 1:10.000, al Foglio 207 "Nuoro" della Carta geologica d'Italia, in scala 1:100.000.



**Figura 1 – Ubicazione del Parco Eolico in comune di Nuoro (zona a nord area industriale di Prato Sardo).**

#### 4. VOLUME SIGNIFICATIVO

Il Volume significativo, in termini geotecnici, è definito come la parte di sottosuolo che subisce l'influenza diretta del manufatto soprastante in questo caso in progetto, che può influenzarne i comportamenti.

Dai rilievi in superficie e le indagini geognostiche di tipo diretto ed indiretto, eseguiti sul territorio, e dalle informazioni bibliografiche acquisite, si evince che il volume significativo dei terreni che verranno influenzati dalle opere di fondazione degli aerogeneratori in progetto è inserito all'interno dell'unità litologica del "Complesso intrusivo granitico" così come definito nella Relazione geologica e riportato al successivo paragrafo descritto nel Modello Geologico di riferimento.

## 5. INDAGINI GEOGNOSTICHE

In riferimento agli interventi di progetto, è stata eseguita una campagna di indagini geognostiche, riportata nell'elaborato "2.1 - Relazione geologica", riferite ai terreni direttamente interessati dalla posa degli aerogeneratori, e si sono sviluppate secondo il seguente programma:

- A) Raccolta e analisi bibliografica su dati geotecnici,
- B) Esecuzione di sondaggio geognostico, campionamento materiale per prove di laboratorio,
- C) indagine sismica con tecnica MASW,
- D) Rifrazione con elaborazione tomografica,
- E) Analisi di laboratorio sui campioni di carotaggio: prove Point Load.

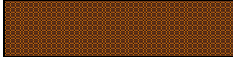
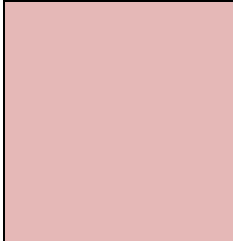
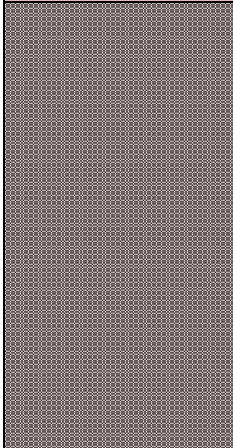
Le indagini hanno permesso di ottenere i parametri geotecnici delle litologie indagate, riportate nel modello geologico di riferimento, di cui si riporta lo stralcio nel paragrafo seguente.



## 6. MODELLO GEOLOGICO DI RIFERIMENTO

La ricostruzione litostratigrafica dei terreni presenti nell'area in esame è stata effettuata sulla base dei risultati acquisiti con il rilievo di superficie e sulla base delle informazioni ottenute con la campagna di indagini eseguite nel mese di Gennaio 2022, che hanno consentito di ricostruire un modello geologico dell'area, così come richiesto dal Testo Unico "Norme tecniche per le costruzioni" NTC 2018, schematizzato nel profilo geologico riportato di seguito.

Nel complesso, le indagini eseguite tramite sondaggio geognostico in corrispondenza della WTG 10, e gli stendimenti geofisici eseguiti in prossimità della WTG 06, riportano un unico modello litologico stratigrafico, a cui fare riferimento per le opere di fondazione in progetto. Il modello geologico fa riferimento ad una stratigrafia rappresentata dal basamento granitico roccioso, costituito da un primo strato, in facies arenizzata e semilapidea, fino alla profondità di -3,7 m, al quale si sussegue in profondità la roccia più compatta, in facies lapidea, fratturata, fino alla profondità di fine sondaggio, attestata a - 10 m. I parametri geotecnici assunti sono ritenuti cautelativi per le verifiche geotecniche di progetto riportate di seguito. Da analisi idrogeologica di superficie e analisi documentale, si considera un livello di falda superficiale attestato alla quota di -15 m di profondità e l'assenza di circolazione idrica superficiale fino a tale quota. Di seguito si riporta uno schema grafico del modello geologico di riferimento.

<i>Unità litologica</i>	<i>profondità</i>	<i>Descrizione</i>
	- 0,60 m	SUOLO
	-3,70 m	GRANITO ARENIZZATO Peso di Volume = 2,20 Ton/m <sup>3</sup> Coesione = 9,8 KPa Angolo di attrito = 34°
	- 10,0 m	GRANITO IN FACIES LAPIDEA Peso di Volume = 2,30 Ton/m <sup>3</sup> Resistenza a compressione monoassiale = 21,55 Mpa Coesione di picco = 320,60 KPa Angolo di attrito di picco = 37,061° Coesione residua = 256,48 KPa Angolo di attrito residuo = 30,65° Modulo di deformazione = 28,24 GPa GSI = 59,12



## 7. CATEGORIE DI SOTTOSUOLO - D.M. 17-01-2018 (NTC 2018)

Le già citate NTC 2018 - Norme Tecniche per le Costruzioni –definiscono le regole per progettare l’opera sia in zona sismica che in zona non sismica. Per la valutazione delle azioni sismiche di progetto deve essere valutata l’influenza delle condizioni litologiche e morfologiche locali sulle caratteristiche del moto nel suolo superficiale.

Ai fini della definizione dell’azione sismica di progetto, l’effetto della risposta sismica locale si valuta mediante specifiche analisi, da eseguire con le modalità indicate nel § 7.11.3 del citato Decreto. In alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2.II del suddetto decreto, si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio,  $V_s$ .

I valori dei parametri meccanici necessari per le analisi di risposta sismica locale o delle velocità  $V_s$  per l’approccio semplificato costituiscono parte integrante della caratterizzazione geotecnica dei terreni compresi nel volume significativo, di cui al § 6.2.2 del Decreto.

I valori di  $V_s$  sono ottenuti mediante specifiche prove, tra le quali le MASW costituiscono la metodologia maggiormente adoperata.

La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio,  $V_{s,eq}$  (in m/s), definita dall’espressione

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

con:

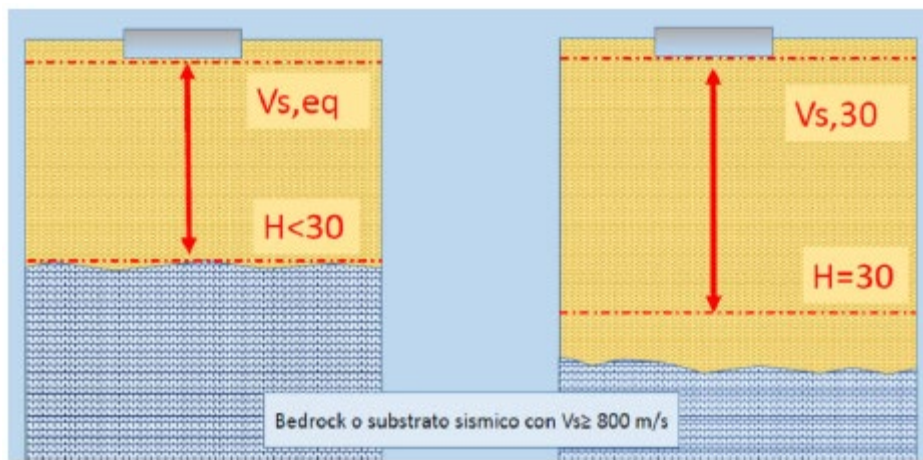
$h_i$  spessore dell’*i*-esimo strato;

$V_{s,i}$  velocità delle onde di taglio nell’*i*-esimo strato;

$N$  numero di strati;

$H$  profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da  $V_s$  non inferiore a 800 m/s.

Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato  $H$  è riferita al piano di imposta delle stesse. Per depositi con profondità  $H$  del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio  $V_{s,eq}$  è definita dal parametro  $V_{s,30}$ , ottenuto ponendo  $H=30$  m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.



**Figura 2: Schema di Calcolo delle Vs eq e delle Vs 30**

Le categorie di sottosuolo che permettono l'uso dell'approccio semplificato sono definite in Tab. 3.2.II. Per queste cinque categorie di sottosuolo, le azioni sismiche sono definibili come descritto al § 3.2.3 delle NTC 2018. Per qualsiasi condizione di sottosuolo non classificabile nelle categorie precedenti, è necessario predisporre specifiche analisi di risposta locale per la definizione delle azioni sismiche.

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

**Tabella 1: Categorie di sottosuolo (NTC 2018 - Tabella 3.2.II)**

E' da tenere in considerazione che le velocità delle onde S sono caratteristiche delle vibrazioni trasmesse prevalentemente dal solo scheletro solido e perciò rappresentative delle proprietà meccaniche del terreno. Ne consegue che per alcuni terreni al di sotto della falda le uniche onde in grado di fornire informazioni precise sulla rigidezza del terreno sono quelle di taglio (S).

Le indagini sismiche mediante metodologia MASW (i cui dettagli sono descritti nello specifico nell'elaborato "2.1 - Relazione geologica"), hanno permesso di ottenere il profilo medio di velocità delle onde di taglio verticali  $V_s$ , di seguito riportati:

<i>Indagine sismica</i>	<i>Profilo <math>V_s</math> (<math>V_s</math> eq da p.c.)</i>
MASW	730 m/s

Ciò consente di classificare il terreno nella:

**Categoria B:** *Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.*

## 8. VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE DEL SISTEMA FONDAZIONI – TERRENO

In questo capitolo si riportano le verifiche di stabilità dell'insieme fondazione - terreno, ovvero la determinazione della capacità portante attraverso lo SLU ai sensi delle NTC 2018, eseguite considerando le caratteristiche dei terreni sottostanti il piano di posa, sulla base della stratigrafia individuata nel Modello geologico di riferimento.

La determinazione della capacità portante ai fini della verifica è stata condotta secondo il metodo di Rock Terzaghi, che per roccia utilizza la seguente formula:

$$Q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot e_c + q \cdot N_q \cdot e_q + \frac{1}{2} \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot e_\gamma$$

Il valore  $Q_{lim}$  ricavato è stato in seguito ridotto attraverso un coefficiente di sicurezza che tiene conto della qualità della roccia nell'ammasso significativo, l'RQD<sup>2</sup> (Rock Quality Degree) del materiale di progetto. Essendo un numero compreso tra (0-1] ciò corrisponde a coefficientare la resistenza di progetto  $R_d$  con un fattore che la fa decrescere quadraticamente al diminuire del grado di qualità della roccia. La  $Q_{lim}$  risulta quindi elevata per roccia integra, con indice RQD prossimo a 1, mentre decresce rapidamente al decrescere della qualità

$$Q_{lim,d} = RQD^2 \cdot Q_{lim}$$

Questo metodo di calcolo, essendo un calcolo per rottura localizzata, non richiede le stesse ipotesi restrittive sulla profondità del piano di posa del metodo di Terzaghi originario; può quindi essere condotto con qualsiasi approfondimento della fondazione.

La verifica allo SLU indicato deve essere effettuata con riferimento ad una delle seguenti combinazioni di coefficienti:

- Approccio 1

Combinazione C1: A1+M1+R1

Combinazione C2: A2+M2+R2

- Approccio 2: A1+M1+R3.

I coefficienti parziali per le azioni e per i parametri geotecnici previsti dal D.M. 14 gennaio 2008 sono riportati nelle tabelle che seguono.

**Tabella 2 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.**

Carichi	Effetto	Coefficiente parziale	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0

Permanenti non strutturali	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3

**Tabella 3 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno.**

Parametro	Grandezza	Coefficiente parziale	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1.0	1.25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma\gamma$	1.0	1.0

**Tabella 4 - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli S.L.U. di fondazioni superficiali.**

Verifica	Coefficiente parziale $\gamma_R$		
	(R1)	(R2)	(R3)
Capacità portante della fondazione	1.0	1.8	2.3

La verifica alla capacità portante del terreno di fondazione deve essere condotta in riferimento allo stato limite GEO che, come disciplinato nella Circolare del 2/02/2009, n. 617 – Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove Norme Tecniche per le costruzioni" – cap. C6.2.3.1, "con riferimento agli stati limite GEO si possono menzionare gli stati limite che riguardano il raggiungimento del carico limite nei terreni di fondazione.

Le verifiche per il calcolo della capacità portante sono state affrontate considerando l'approccio 2, con combinazione di calcolo A1+M1+R3.

## 8.1 PARAMETRI GEOTECNICI

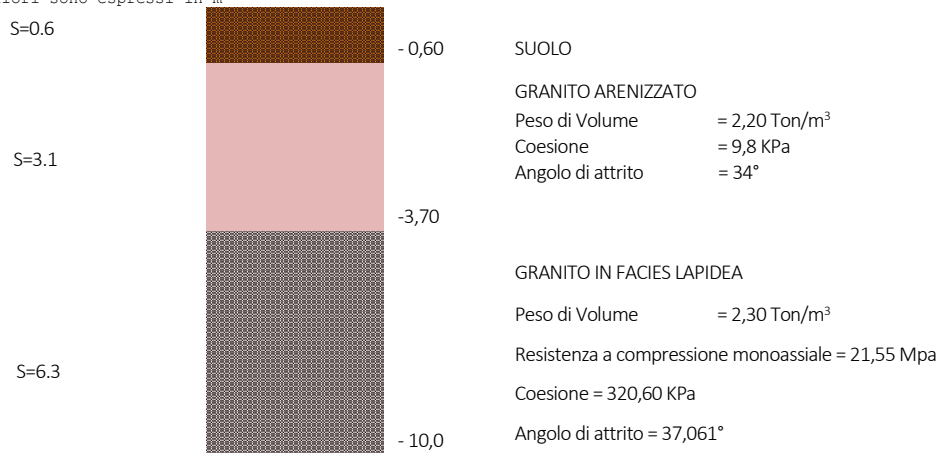
Vengono elencati in modo sintetico i risultati del sondaggio eseguito nel sito, con l'indicazione dei terreni incontrati, degli spessori e dell'eventuale falda acquifera.

Nome attribuito al sondaggio: Sondaggio tipo 1

Coordinate planimetriche del sondaggio nel sistema globale scelto: 0, 0

Quota della sommità del sondaggio (P.C.) nel sistema globale scelto: 0

I valori sono espressi in m



Piano 1 (Z=0.3).....

Fondazione (Z=-2.5)...

Immagine: Sondaggio tipo 1

### Stratigrafie

**Terreno:** terreno mediamente uniforme presente nello strato.

**Sp,:** spessore dello strato. [m]

**Kor,i:** coefficiente K orizzontale al livello inferiore dello strato per modellazione palo. [daN/m<sup>3</sup>]

**Kor,s:** coefficiente K orizzontale al livello superiore dello strato per modellazione palo. [daN/m<sup>3</sup>]

**Kve,i:** coefficiente K verticale al livello inferiore dello strato per modellazione palo. [daN/m<sup>3</sup>]

**Kve,s:** coefficiente K verticale al livello superiore dello strato per modellazione palo. [daN/m<sup>3</sup>]

**Eel,s:** modulo elastico al livello superiore dello strato per calcolo cedimenti istantanei; 0 per non calcolarli. [daN/m<sup>2</sup>]

**Eel,i:** modulo elastico al livello inferiore dello strato per calcolo cedimenti istantanei; 0 per non calcolarli. [daN/m<sup>2</sup>]

**Eed,s:** modulo edometrico al livello superiore per calcolo cedimenti complessivi; 0 per non calcolarli. [daN/m<sup>2</sup>]

**Eed,i:** modulo edometrico al livello inferiore per calcolo cedimenti complessivi; 0 per non calcolarli. [daN/m<sup>2</sup>]

**CC,s:** coefficiente di compressione vergine CC al livello superiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 0 per non calcolarli. Il valore è adimensionale.

**CC,i:** coefficiente di compressione vergine CC al livello inferiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 0 per non calcolarli. Il valore è adimensionale.

**CR,s:** coefficiente di ricomprensione CR al livello superiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 0 per non calcolarli. Il valore è adimensionale.

**CR,i:** coefficiente di ricomprensione CR al livello inferiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 0 per non calcolarli. Il valore è adimensionale.

**EO,s:** indice dei vuoti EO al livello superiore per calcolo cedimenti di consolidazione. Il valore è adimensionale.

**EO,i:** indice dei vuoti EO al livello inferiore per calcolo cedimenti di consolidazione. Il valore è adimensionale.

**OCR,s:** indice di sovraconsolidazione OCR al livello superiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 1 per terreno NC. Il valore è adimensionale.

**OCR,i:** indice di sovraconsolidazione OCR al livello inferiore per calcolo cedimenti di consolidazione; 1 per terreno NC. Il valore è adimensionale.

Terreno	Sp.	Kor,i	Kor,s	Kve,i	Kve,s	Eel,s	Eel,i	Eed,s	Eed,i	CC,s	CC,i	CR,s	CR,i	E0,s	E0,i	OCR,s	OCR,i
Suolo	0.6	1.5E6	1.0E6	1.0E6	1.0E6	600000	600000	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1
Granito arenizzato	3.1	1.5E6	1.0E6	1.0E6	1.0E6	5.1E9	5.1E9	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1
Granito in facies rocciosa	6.3	1.5E6	1.0E6	1.0E6	1.0E6	7.4E9	7.4E9	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1

**Descrizione:** descrizione o nome assegnato all'elemento.

**Coesione:** coesione del terreno. [daN/m<sup>2</sup>]

**Coesione non drenata:** coesione non drenata (Cu) del terreno. [daN/m<sup>2</sup>]

**Attrito interno:** angolo di attrito interno del terreno. [deg]

**δ:** angolo di attrito all'interfaccia terreno-cls. [deg]

**Adesione:** coeff. di adesione della coesione all'interfaccia terreno-cls. Il valore è adimensionale.

**K0:** coefficiente di spinta a riposo del terreno. Il valore è adimensionale.

**γ naturale:** peso specifico naturale del terreno in sito, assegnato alle zone non immerse. [daN/m<sup>3</sup>]

**γ saturo:** peso specifico saturo del terreno in sito, assegnato alle zone immerse. [daN/m<sup>3</sup>]

**E:** modulo elastico longitudinale del terreno. [daN/m<sup>2</sup>]

**Poisson:** coefficiente di Poisson del terreno. Il valore è adimensionale.

**Rqd:** rock quality degree. Per roccia assume valori nell'intervallo (0;1). Il valore convenzionale 0 indica che si tratta di un terreno sciolto. Il valore è adimensionale.

Descrizione	Coesione	Coesione non drenata	Attrito interno	δ	Adesione	K0	γ naturale	γ saturo	E	Poisson	Rqd
Suolo	600	6000	25	17	0.4	0.58	1800	2000	600000	0.3	0
Granito arenizzato	9800	0	34	25	1	0.43	2200	2260	5.10E09	0.3	0.73
Granito in facies rocciosa	32060	0	37	25	1	0.37	2300	2390	7.40E09	0.3	0.83

## 8.2 RISULTATI DELLE VERIFICHE

### Dati geometrici dell'impronta di calcolo

Forma dell'impronta di calcolo: rettangolare di area equivalente

Area di ingombro esterno minore: 3764170

Angolo di rotazione corrispondente all'ingombro minore (deg): -22.5

Rapporto di forma trovato (area ingombro esterno/area fondazione): 1.21

Coordinata X del centro impronta: 1103

Coordinata Y del centro impronta: 285

Coordinata Z del centro impronta: -595

Lato minore B dell'impronta: 1766

Lato maggiore L dell'impronta: 1766

Area dell'impronta rettangolare di calcolo: 3118341



### Verifica di scorrimento sul piano di posa - Combinazioni non sismiche

Combinazione con fattore di sicurezza minore: SLU 1  
Verifica condotta in condizioni drenate (a lungo termine)  
Forza risultante agente in direzione x: 127957.32  
Forza risultante agente in direzione y: 53001.66  
Forza risultante agente in direzione z: -2361500.97  
Inclinazione del carico in direzione x (deg): 3.1  
Inclinazione del carico in direzione y (deg): 1.29  
Angolo di attrito di progetto (deg): 25.  
Azione di progetto (risultante del carico tangenziale al piano di posa): 138500.  
Resistenza di progetto: 1001078.17  
Coefficiente parziale applicato alla resistenza: 1.1  
Coefficiente di sicurezza normalizzato  $k_s$  min (Rd/Ed): 7.23

### Verifica di scorrimento sul piano di posa - Combinazioni sismiche

Combinazione con fattore di sicurezza minore: SLV fondazioni 13  
Verifica condotta in condizioni drenate (a lungo termine)  
Forza risultante agente in direzione x: 181023.13  
Forza risultante agente in direzione y: 58392.59  
Forza risultante agente in direzione z: -2361500.97  
Inclinazione del carico in direzione x (deg): 4.38  
Inclinazione del carico in direzione y (deg): 1.42  
Angolo di attrito di progetto (deg): 25.  
Azione di progetto (risultante del carico tangenziale al piano di posa): 190207.96  
Resistenza di progetto: 1001078.17  
Coefficiente parziale applicato alla resistenza: 1.1  
Coefficiente di sicurezza normalizzato  $k_s$  min (Rd/Ed): 5.26

### Verifica di capacità portante sul piano di posa - Combinazioni non sismiche

Combinazione con fattore di sicurezza minore: SLU 5  
Verifica condotta in condizioni drenate (a lungo termine)  
Azione di progetto (risultante del carico normale al piano di posa): -3069951.26  
Resistenza di progetto: 84096351.42  
Coefficiente parziale applicato alla resistenza: 2.3  
Coefficiente di sicurezza normalizzato  $k_p$  min (Rd/Ed): 27.39

Parametri utilizzati nel calcolo:

Forza risultante agente in direzione x: 166344.51  
Forza risultante agente in direzione y: 68902.15  
Forza risultante agente in direzione z: -3069951.26  
Momento agente in direzione x: -841838777.44  
Momento agente in direzione y: 2032378601.82

Inclinazione del carico in direzione x (deg): 3.1  
Inclinazione del carico in direzione y (deg): 1.29  
Eccentricità del carico in direzione x: 662.02  
Eccentricità del carico in direzione y: -274.22  
Impronta al suolo (BxL): 1766 x 1766  
Larghezza efficace ( $B'=B-2*e$ ): 441.84  
Lunghezza efficace ( $L'=L-2*e$ ): 1217.44  
Coesione di progetto: 3.5  
Sovraccarico di progetto: .67  
Peso specifico di progetto del suolo : 0.0024  
Angolo di attrito di progetto (deg): 39.

Fattori di capacità portante

---

N	S	D	I	B	G	P	E	Tipo
85.97	1.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00 Coesione
70.61	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00 Sovraccarico
86.21	0.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00 Attrito

### Verifica di capacità portante sul piano di posa - Combinazioni sismiche

Combinazione con fattore di sicurezza minore: SLV fondazioni 13  
Verifica condotta in condizioni drenate (a lungo termine)  
Azione di progetto (risultante del carico normale al piano di posa): -2361500.97  
Resistenza di progetto: 77797681.81  
Coefficiente parziale applicato alla resistenza: 2.3  
Coefficiente di sicurezza normalizzato  $k_p \min (R_d/E_d)$ : 32.94

Parametri utilizzati nel calcolo:

Forza risultante agente in direzione x: 181023.13  
Forza risultante agente in direzione y: 58392.59  
Forza risultante agente in direzione z: -2361500.97  
Momento agente in direzione x: -650883715.84  
Momento agente in direzione y: 1596003629.3  
Inclinazione del carico in direzione x (deg): 4.38  
Inclinazione del carico in direzione y (deg): 1.42  
Eccentricità del carico in direzione x: 675.84  
Eccentricità del carico in direzione y: -275.62  
Impronta al suolo (BxL): 1766 x 1766  
Larghezza efficace ( $B'=B-2*e$ ): 414.2  
Lunghezza efficace ( $L'=L-2*e$ ): 1214.64  
Coesione di progetto: 3.5  
Sovraccarico di progetto: .67  
Peso specifico di progetto del suolo : 0.0024  
Angolo di attrito di progetto (deg): 39.

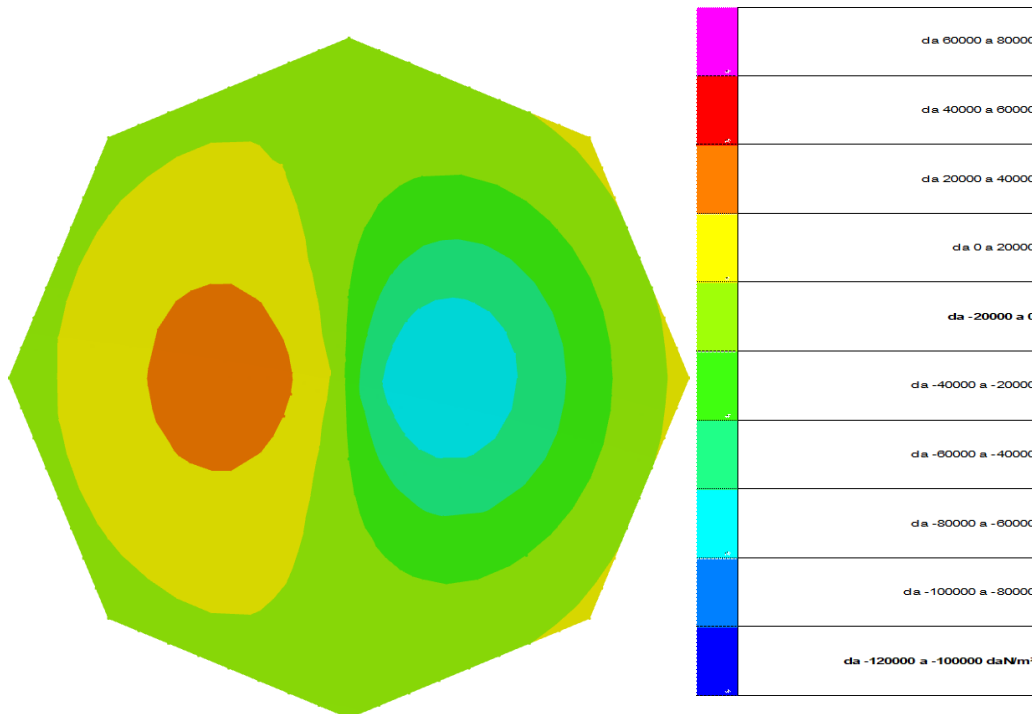
Accelerazione normalizzata massima al suolo: .02

Fattori di capacità portante

-----

N	S	D	I	B	G	P	E	Tipo
85.97	1.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.99 Coesione
70.61	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.99 Sovraccarico
86.21	0.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.99 Attrito

### 8.3 PRESSIONI TERRENO IN SLU



*Figura 3 - Rappresentazione in pianta delle massime compressioni sul terreno in famiglia SLU.*

#### 8.4 PRESSIONI TERRENO IN SLVf/SLUECC

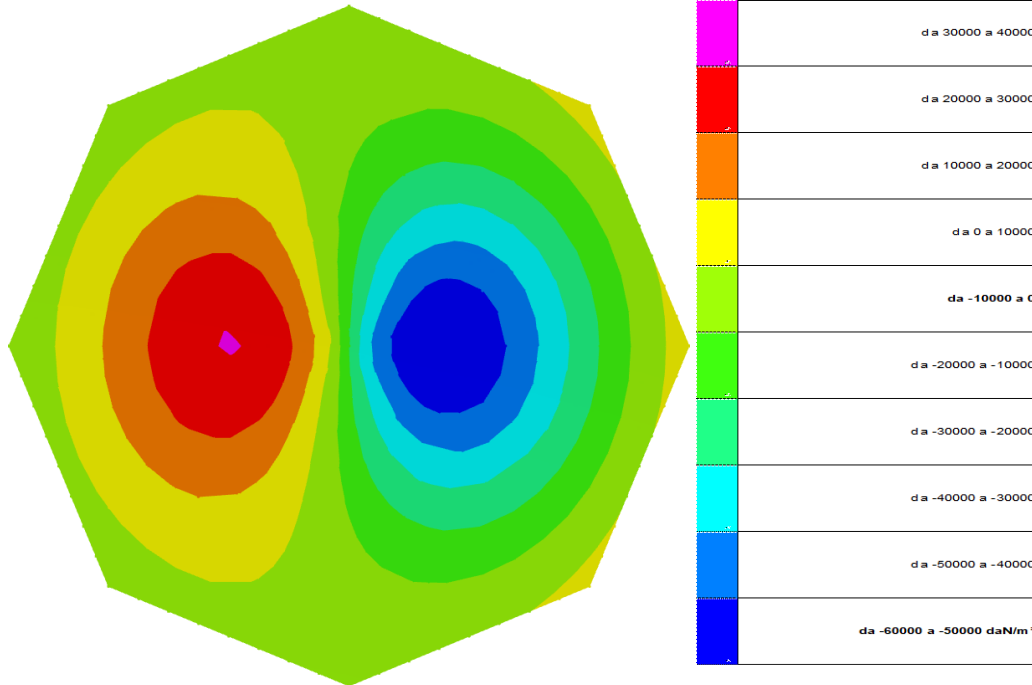


Figura 4 - Rappresentazione in pianta delle massime compressioni sul terreno in famiglie SLVf/SLUEcc.

#### 8.5 PRESSIONI TERRENO IN SLE/SLD

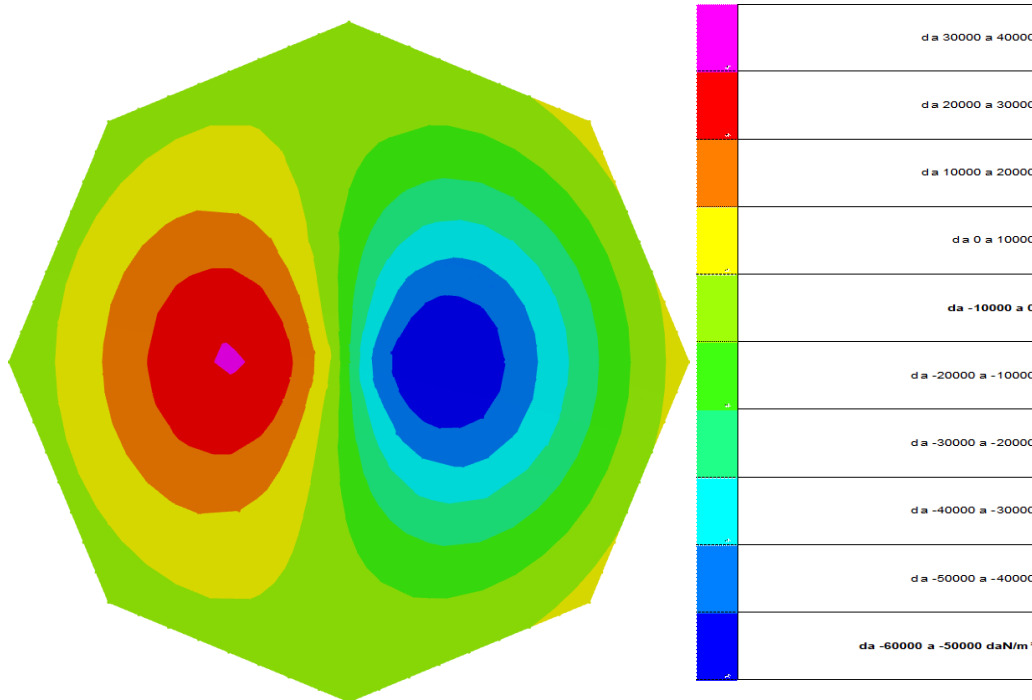


Figura 5 - Rappresentazione in pianta delle massime compressioni sul terreno in famiglie SLE/SLD.

## 8.6 CEDIMENTI FONDAZIONI SUPERFICIALI

Spostamento estremo minimo -0.0005954 m al nodo di indice 294, di coordinate  $x = 14.11$ ,  $y = 2.85$ ,  $z = -3.75$ , nel contesto SLD 13.

Spostamento estremo massimo 0.0003117 m al nodo di indice 289, di coordinate  $x = 7.36$ ,  $y = 2.85$ ,  $z = -3.75$ , nel contesto SLD 13.

Cedimento elastico estremo massimo 0.0000286 m al nodo di indice 294, di coordinate  $x = 14.11$ ,  $y = 2.85$ ,  $z = -3.75$ , nel contesto SLE rara 1.

## 9. CONCLUSIONI

Nella presente relazione sono riportate le caratteristiche del modello geologico di riferimento, utilizzato per la verifica di capacità portante delle fondazioni delle opere di progetto.

Le verifiche geotecniche condotte risultano soddisfatte ai sensi della normativa vigente (NTC 2018), anche nel caso di fondazione diretta con plinto di fondazione adeguatamente dimensionato, grazie alle buone caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione. Si precisa che in fase esecutiva le verifiche dovranno essere maggiormente approfondite per ogni aerogeneratore, sulla base delle indagini geognostiche da eseguirsi in corrispondenza di ogni pala eolica in progetto, valutando la necessità di aumentare la dimensione e profondità del plinto di fondazione e la necessità di migliorare il terreno di fondazione, laddove il terreno dovesse presentare parametri geotecnici più scadenti di quelli ipotizzati.

Per maggiori dettagli sulle verifiche su descritte, nonché per le verifiche a ribaltamento e i calcoli preliminari delle strutture di fondazione, si rimanda interamente all'Elaborato "2.3 - Calcoli preliminari delle fondazioni degli aerogeneratori", parte integrante del presente progetto.



Comune di Nuoro  
Provincia di Nuoro - REGIONE SARDEGNA

**PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DEL PARCO EOLICO  
"INTERMONTES" NEL TERRITORIO DEL COMUNE DI NUORO**

*Progetto definitivo*



**ALLEGATI**





Comune di Nuoro  
Provincia di Nuoro - REGIONE SARDEGNA

**PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DEL PARCO EOLICO  
"INTERMONTES" NEL TERRITORIO DEL COMUNE DI NUORO**

*Progetto definitivo*



**ALLEGATO 1**

**Carichi alla base dell'aerogeneratore**

# 1. Introduction

This document presents the foundation loads from the V150 - 4.0/4.2 MW, GS, HH 105, IEC3B load spectrum. The loads are simulated in accordance with IEC 61400 - 1 Edition 3, ref. [A]. Tower used for calculating the loads can be found in ref [B].

Reference	Description	Doc No.
[A]	IEC 61400-1 Edition 3	
[B]	Tower drawing	0074-7302

Table 1-1 Reference to documents.

Ref.	Simulation Path
[1]	Postloads folder: h:\3MW\Mk3E\TR2\V150.HH105\002\4000.VAS.AAO\Loads\Postloads\
[2]	Postloads folder: h:\3MW\Mk3E\TR2\V150.HH105\002\4200.VAS.AAO\Loads\Postloads\

Table 1-2 Reference to simulations.

## 2. Extreme loads

Foundation loads components at the instant of extreme resulting bending moment are given in tables below. Own weight moment contribution due to tower out of vertical (0.008 m/m) is included with PLF 1.10 in below resultant moments.

Loads are given at height: 0.20m

Extreme resulting tower bottom moment according to ref [1] incl. own weight moment contribution due to 8mm/m tower out of vertical and second order effects. \*unfavorable loads: PLF = 1.1, favorable loads: PLF = 0.9.

**Mbt1:** Resulting bending moment.  $\text{SQRT}(M_{xt1}^2 + M_{yt1}^2)$  (also  $M_{res}$ )  
**Lead** LC/Family

Characteristic Extreme								
Lead	LC/Family	PLF	Type	Mbt	Mzt	FndFr	Fzt	Ref
Sensor	[-]	[-]	[-]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[-]
Mbt	32PREogVra11(fam242)	1.35	Abs	<b>106000</b>	-498.6	968.4	-4936	[1]
Mzt	21RPY8Vo1a00(fam116)	1.35	Abs	36880	<b>-9622</b>	343.8	-4840	[2]
FndFr	23CoEogVra5(fam181)	1.10	Abs	125300	-536.4	<b>1201</b>	-4961	[2]
Fzt	12IceUHWO100(fam27)	1.35	Abs	37170	2040	379.6	<b>-5094</b>	[2]

Table 2-1 Characteristic Extreme (excl. PLF). Load cases sorted with PLF.

Characteristic Extreme								
Lead	LC/Family	PLF	Type	Mbt	Mzt	FndFr	Fzt	Ref
Sensor	[-]	[-]	[-]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[-]
Mbt	23CoEogVra4(fam180)	1.10	Abs	<b>125500</b>	-698.8	1176	-4946	[2]
Mzt	22VOGHWO300(fam168)	1.10	Abs	21970	<b>-10060</b>	203.9	-4774	[2]
FndFr	23CoEogVra5(fam181)	1.10	Abs	125300	-536.4	<b>1201</b>	-4961	[2]
Fzt	12IceUHWO100(fam27)	1.35	Abs	37170	2040	379.6	<b>-5094</b>	[2]

Table 2-2 Characteristic Extreme (excl. PLF). Load cases sorted without PLF.

Characteristic Extreme								
Lead	LC/Family	PLF	Type	Mbt	Mzt	FndFr	Fzt	Ref
Sensor	[-]	[-]	[-]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[-]
Mbt	23CoEogVra4(fam180)	1.10	Abs	<b>125500</b>	-698.8	1176	-4946	[2]
Mzt	22VOGHWO300(fam168)	1.10	Abs	21970	<b>-10060</b>	203.9	-4774	[2]
FndFr	23CoEogVra5(fam181)	1.10	Abs	125300	-536.4	<b>1201</b>	-4961	[2]
Fzt	22VOGHWO200(fam167)	1.10	Abs	36490	1621	367.4	<b>-5040</b>	[1]

Table 2-3 Characteristic Extreme (excl. PLF). Only load cases with PLF = 1.10.

Characteristic Extreme								
Lead	LC/Family	PLF	Type	Mbt	Mzt	FndFr	Fzt	Ref
Sensor	[-]	[-]	[-]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[-]
Mbt	32PREogVra11(fam242)	1.35	Abs	<b>106000</b>	-498.6	968.4	-4936	[1]
Mzt	21RPY8Vo1a00(fam116)	1.35	Abs	36880	<b>-9622</b>	343.8	-4840	[2]
FndFr	14EcdVrpa00(fam54)	1.35	Abs	98730	-1765	<b>973.7</b>	-4946	[2]
Fzt	12IceUHWO100(fam27)	1.35	Abs	37170	2040	379.6	<b>-5094</b>	[2]

Table 2-4 Characteristic Extreme (excl. PLF). Only load cases with PLF = 1.35.

### 3. Production loads

The production loads are calculated for the main sensors of the foundation. The following loads are calculated.

**Char. load** Characteristic Extreme (excl. PLF, Load cases sorted without PLF). Only load cases with PLF = 1.35 and 1.50 are included in the evaluation.

**Prob.: 1e-2** Load level with an exceedance probability of 1e-2

**Prob.: 1e-4** Load level with an exceedance probability of 1e-4

Production loads							
		Char. load	Prob.:1e-2	Prob.:1e-4	Ref		
M <sub>res</sub>	[kNm]	106000.00	73172.11	81799.59	[1]	[2]	[1]
M <sub>z</sub>	[kNm]	-9622.07	-4079.72	-6879.56	[2]	[1]	[1]
F <sub>res</sub>	[kN]	973.74	679.73	777.36	[2]	[2]	[2]
F <sub>z</sub>	[kN]	-5094.38	-4979.90	-5012.99	[2]	[2]	[2]

Table 3-1 Production loads

### 4. Fatigue loads

For the foundation, the mean loads have to be considered. The mean loads must be combined with either the equivalent loads or the fatigue load spectrum.

Loads are given at height: 0.20m

The equivalent loads given may be used only if the material property can be characterized by an S/N-curve with the same slope as given for the equivalent loads.

Equivalent and Mean Fatigue Foundation Loads							
		Mean load	Range m = 4	Range m = 7	Ref.		
F <sub>y</sub>	[kN]	345.38	489.17	442.71	[1]	[1]	[1]
M <sub>x</sub>	[kNm]	-36298.44	29776.57	33466.32	[1]	[1]	[1]
M <sub>z</sub>	[kNm]	-217.52	7848.54	7725.46	[1]	[1]	[1]

Table 4-1 Fatigue loads for N=1E7 cycles.

## 5. Stiffness of foundation

The nominal spring stiffness used for the load calculations is 500 GNm/rad resulting in a nominal tower frequency of 0.201 Hz. The spring stiffness of the foundation must be at least  $C_{\varphi, dyn} \geq 100$  GNm/rad for the loads to be valid. Concurrent values for rotational- and lateral stiffness of the foundation are given in Table 5-1.

Concurrent values for rotational- and lateral stiffness										
Rotational stiffness	[GNm/rad]	100	120	152	193	245	311	394	450	500
Lateral stiffness	[MN/m]	7.0	7.3	6.4	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0

Table 5-1 Minimum lateral stiffness.

The natural frequency of the tower must be within the frequency interval [0.191 Hz; 0.211 Hz]

# Appendix A. Co-ordinate systems

