



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

CALCOLI PRELIMINARI DELLE FONDAZIONI DEGLI AEROGENERATORI

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

info@sria.it

www.sria.it

dott. ing. Roberto SESENNA
Ordine degli Ingegneri Provincia di Torino
Posizione n.8530J
Cod. Fisc. SSN RRT 75B12 C665C

dott. ing. Luca DEMURTAS
Ordine degli Ingegneri Provincia di Cagliari
Posizione n.5500
Cod. Fisc. DMR GGF 75L27 E441L

dott. ing. Fabio AMBROGIO
Ordine degli Ingegneri di Torino
Posizione n.23B
Cod. Fisc. MBR FBA 78M03 B594K

CONSULENZA

Coordinatore e responsabile delle attività:



Studio Gioed

VIA IS MIRRIONIS N. 178 - 09121 - CAGLIARI

Dott. ing. Giorgio Efisio DEMURTAS

CONTROLLO QUALITA'

DESCRIZIONE	EMISSIONE
DATA	GEN/2022
COD. LAVORO	492/SR21
TIPOL. LAVORO	D
SETTORE	G
N. ATTIVITA'	02
TIPOL. ELAB.	RT
TIPOL. DOC.	E
ID ELABORATO	03
VERSIONE	0

REDATTO

ing. Mirko TONDI

CONTROLLATO

ing. Roberto SESENNA

APPROVATO

ing. Luca DEMURTAS

ELABORATO

2.3

INDICE

1. PREMESSA	2
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	3
3. DESCRIZIONE DELLE OPERE E METODO DI CALCOLO	5
3.1 AZIONI DI CALCOLO	5
3.1.1 <i>Classificazione delle Azioni secondo la variazione di intensità nel tempo</i>	5
3.1.2 <i>Combinazioni delle Azioni</i>	5
3.2 PARAMETRI SISMICI DI CALCOLO GENERALI	6
3.3 RISPOSTA SISMICA LOCALE	8
3.4 TIPOLOGIA DI FONDAZIONE	9
3.5 ELEMENTI DI FONDAZIONE	10
3.5.1 <i>Fondazioni di piastre</i>	10
3.6 VERIFICHE DEL MODELLO DI FONDAZIONE	11
3.6.1 <i>Verifica di scorrimento</i>	11
3.6.2 <i>Verifica di capacità portante</i>	12
3.6.3 <i>Influenza degli strati sulla capacità portante</i>	13
3.6.4 <i>Influenza del sisma sulla capacità portante</i>	14
3.7 COEFFICIENTI IMPOSTI PER LE VERIFICHE AI SENSI DELLE NTC 2008	14
3.7.1 <i>VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)</i>	15
4. VERIFICHE DELLE FONDAZIONI – MODELLO GEOTECNICO	17
4.1 PARAMETRI GEOTECNICI	17
4.2 RISULTATI DELLE VERIFICHE	18
4.3 PRESSIONI TERRENO IN SLU	21
4.4 PRESSIONI TERRENO IN SLV _F /SLUECC	22
4.5 PRESSIONI TERRENO IN SLE/SLD	22
4.6 CEDIMENTI FONDAZIONI SUPERFICIALI	23
5. EVENTUALI TRATTAMENTI DI RINFORZO DEL TERRENO DI FONDAZIONE	24
6. CONCLUSIONI	25

ALLEGATI

ALLEGATO 1 – Carichi alla base dell'aerogeneratore

1. PREMESSA

Il presente documento costituisce la relazione di calcolo preliminare per la realizzazione del nuovo parco eolico "INTERMONTES", sito nel comune di Nuoro, a nord dell'area industriale di Prato Sardo. Il progetto prevede l'installazione di 13 aerogeneratori del tipo SIEMENS GAMESA SG 6.0 - 155. Gli aerogeneratori hanno potenza nominale di 6,0 MW, per una potenza complessiva del parco eolico di 78 MW. L'altezza delle torri sino al mozzo (HUB) è di 102,5 m, il diametro delle pale è di 155 m per una altezza complessiva della struttura pari a 180 m.

Nella presente relazione verranno riportati i calcoli preliminari delle strutture di fondazione. In particolare si analizzano le azioni agenti sulla fondazione dell'aerogeneratore, verificando, in funzione delle caratteristiche geotecniche del terreno, la capacità portante dello stesso alle azioni agenti. Viene inoltre sviluppata la verifica a ribaltamento della struttura, in funzione dei carichi massimi agenti.

Le caratteristiche geotecniche del terreno sono state desunte dalle indagini geognostiche eseguite nel mese di gennaio 2022 nell'area di intervento, la cui descrizione è riportata in modo più specifico nella relazione geotecnica. Le verifiche sono state condotte ipotizzando la presenza di falda al piano campagna, al fine di considerare le condizioni più cautelative possibili, nonostante, dagli studi idrogeologici eseguiti in loco e riportati nella relazione geologica, nei periodi di massima soggiacenza la falda è attestata a circa -15 m di profondità.

I calcoli di massima riportati nella presente relazione prendono come carichi di riferimento quelli relativi ad interventi analoghi con macchine molto simili per dimensioni, range operativo ecc, circostanze in grado di poter ritenere, in via preliminare, valide le medesime ipotesi di carico riportate nella seguente verifica.

Per le condizioni di carico alla base dell'aerogeneratore prese a riferimento nella seguente verifica preliminare si rimanda alla specifica tecnica riportata in allegato. 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 del plinto di fondazione e/o l'inserimento di pali di grosso diametro.

2. **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

- LEGGE 05/11/1971 n° 1086 "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica";
- 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 ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione";
- D.M. LL.PP. 14/02/1992 : "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche";
- DECRETO MINISTERIALE LL.PP. 9 gennaio 1996 : "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche";
- CIRCOLARE MINISTERO DEI LAVORI PUBBLICI 15 ottobre 1996, N. 252 : "Istruzioni per l'applicazione delle <<Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche>> di cui al decreto ministeriale 9 gennaio 1996";
- DECRETO MINISTERIALE LL.PP. 16 GENNAIO 1996 : "Norme tecniche relative ai Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi";
- CIRCOLARE LL.PP. 4 LUGLIO 1996, n. 156AA.GG./STC. : "Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996";
- CNR-UNI 10011 / 88 "Costruzioni in acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione" e s.m.i.;
- D.M. 24 marzo 1982: "N. T. per la progettazione e la costruzione delle dighe di sbarramento";
- UNI EN 206-1:2006 – "Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità";
- UNI 11104:2004 – "Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1";
- UNI ENV 1992-1-1 EUROCODICE 2 : "Progettazione delle strutture cementizie";
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri 20 Marzo 2003 n°3274 e s.m.i. "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica";
- C.N.R. n° 10024/1986 : "Analisi di strutture mediante elaboratore. Impostazione e Redazione delle relazioni di calcolo".
- NORMA TECNICA UNI EN 1997-1:2005 (EUROCODICE 7 - PROGETTAZIONE GEOTECNICA) Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali.
- Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale. Allegato al voto n. 36 del 27.07.2007
- EUROCODICE 8 Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

- D.M. 14 gennaio 2008: Norme Tecniche per le Costruzioni TESTO UNICO;

Le precedenti norme sono utilizzate solo dove non forniscono adeguate ed esplicite indicazioni le seguenti:

- D.M. 17 gennaio 2018: Aggiornamento delle «Norme tecniche per le Costruzioni»
- Circ. del C.S.LL.PP del 11 febbraio 2019, n.7/2019 "*Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni*" di cui al D.M. 17 gennaio 2018.

3. DESCRIZIONE DELLE OPERE E METODO DI CALCOLO

3.1 AZIONI DI CALCOLO

3.1.1 Classificazione delle Azioni secondo la variazione di intensità nel tempo

In accordo con il punto 2.5.1.3 delle NTC 2018 si definiscono, relativamente alle opere in oggetto:

- **G1** = valore caratteristico delle azioni permanenti del peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo) (G1);
- **G2** = valore caratteristico delle azioni permanenti del peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- **Q_{k1}** = valore caratteristico dei sovraccarichi di base;
- **Q_{ki}** = valori caratteristici dei sovraccarichi "d'accompagnamento", che possono agire contemporaneamente a quelli di base;
- **A** = azioni eccezionali, quali ad esempio incendi, esplosioni, urti ed impatti;
- **E** = azioni derivanti dai terremoti.

3.1.2 Combinazioni delle Azioni

Le combinazioni di carico adoperate con i relativi coefficienti di sicurezza parziali sui carichi sono, relativamente alle opere in oggetto, con E_d = azione di calcolo da utilizzare nelle verifiche:

Ai fini delle verifiche degli stati limite, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

– Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):
$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.1]

– Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:
$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.2]

– Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:
$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.3]

– Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:
$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.4]

– Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:
$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$
 [2.5.5]

– Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:
$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$
 [2.5.6]

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

Nelle combinazioni si intende che vengano omissi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

I precedenti coefficienti parziali di sicurezza (γ) e quelli di combinazione (ψ) sono dati dai seguenti prospetti:

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

3.2 PARAMETRI SISMICI DI CALCOLO GENERALI

Non prevedendo la natura dell'opera in progetto la possibilità operativa di affollamenti di persone né la presenza di personale stabilmente in loco, l'opera è stata classificata in **Classe D'Uso II**, così come previsto nel paragrafo 2.4.2 delle N.T.C. 2018 (Tabella 1).

Tabella 1 – Classi d'uso per le costruzioni ai sensi delle N.T.C. 2018.

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

In virtù della Classe d'Uso scelta, si avrà che il Coefficiente d'Uso C_U , vale:

 Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Per ciò che attiene la vita nominale V_N di un'opera, essa è convenzionalmente definita come "il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali".

I valori minimi di V_N da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati al paragrafo 2.4.1 delle NTC 2018, nella Tab. 2.4.I.; cautelativamente, vista la natura dell'opera, si è scelto di considerare una V_N dell'opera pari a 100 anni:

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

I parametri assunti alla base dei calcoli (e meglio inquadrati nelle tabelle sottostanti), sono i seguenti:

- Vita nominale $V_N \geq 50$ anni
- Classe d'uso opere II
- Coefficiente d'uso $C_u = 1.0$
- Periodo di riferimento per l'azione sismica $V_R = V_N * C_u = 500$

La struttura in oggetto è stata analizzata secondo la norma D.M. 17-01-18 (N.T.C.) considerandola come tipo di costruzione 3 - Costruzioni con livelli di prestazioni elevati.

L'opera è edificata in comune di Nuoro: Latitudine 40° 21' 50.24" Nord; Longitudine 9° 13' 26.9" Est (punto medio parco eolico), punto che risulta corrispondere come zonazione sismica ad una Zona 4.; Altitudine compresa tra i s.l.m. 550 i 750 m s.l.m..

Località

Comune

Zona sism.

Latitudine

Longitudine

Tabella 2: riga 1



La pericolosità sismica di base del sito di costruzione è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa al suolo in condizioni ideali su sito di riferimento rigido e superficie topografica orizzontale.

Le azioni di progetto si ricavano, ai sensi delle NTC, dalle accelerazioni a_g e dalle relative forme spettrali, come previsto nell'allegato A della norma.

I tre parametri fondamentali (accelerazione a_g , fattore di amplificazione F_0 e periodo T^*C) si ricavano per ciascun nodo del reticolo di riferimento in funzione del periodo di ritorno dell'azione sismica T_R previsto, espresso in anni; quest'ultimo è noto una volta fissate la vita di riferimento V_r della costruzione e la probabilità di superamento attesa nell'arco della vita di riferimento.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{Vr} cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati sono riportate nella tabella 3.2.I del §3.2.1 della norma; i valori di P_{Vr} forniti in tabella possono essere ridotti in funzione del grado di protezione che si vuole raggiungere.

Nella presente progettazione si sono considerati i seguenti parametri sismici medi (in fase di progettazione esecutiva, si dovranno valutare per ogni singolo aerogeneratore quelli caratteristici):

PVr SLD (%)	63
Tr SLD	101
Ag/g SLD	0.03127
Fo SLD	2.729
Tc* SLD	0.307[s]
PVr SLV (%)	10
Tr SLV	949.12
Ag/g SLV	0.05988
Fo SLV	2.976
Tc* SLV	0.371[s]

3.3 RISPOSTA SISMICA LOCALE

Le condizioni stratigrafiche del volume di terreno interessato dall'opera e le condizioni topografiche concorrono a modificare l'azione sismica in superficie rispetto a quella attesa su un sito rigido con superficie orizzontale. Tali modifiche, in ampiezza, durata e contenuto in frequenza, sono il risultato della risposta sismica locale.

Gli effetti stratigrafici sono legati alla successione stratigrafica, alle proprietà meccaniche dei terreni, alla geometria del contatto tra il substrato rigido e i terreni sovrastanti ed alla geometria dei contatti tra gli strati di terreno. Gli effetti topografici sono invece legati alla configurazione topografica del piano campagna ed alla possibile focalizzazione delle onde sismiche in punti particolari (pendii, creste).

Nella presente progettazione l'effetto della risposta sismica locale è stato valutato individuando la categoria di sottosuolo di riferimento corrispondente alla situazione in sito e considerando le condizioni

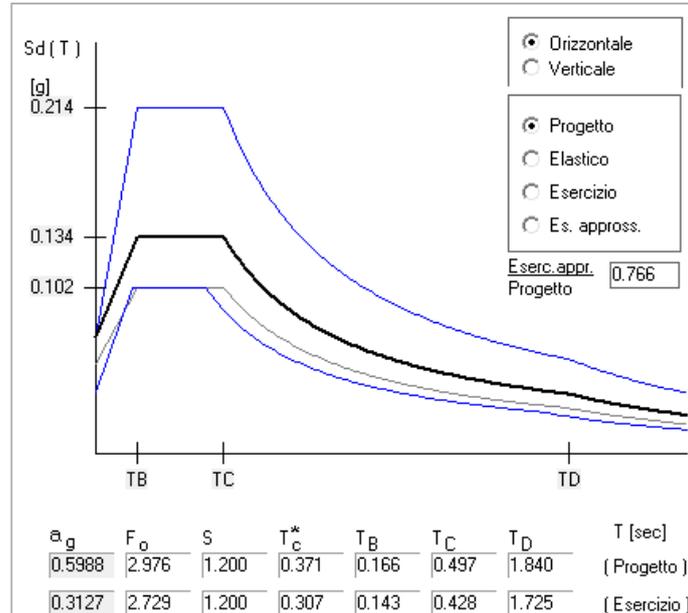
topografiche locali. Per la valutazione del coefficiente di amplificazione stratigrafica SS la caratterizzazione geotecnica condotta nel volume significativo consente di identificare il sottosuolo prevalente nella categoria B. Si riporta per completezza la corrispondente descrizione indicata nella norma (Tab. 3.2.II e Tab. 3.2.III).

Categoria B: Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti 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 $NSPT_{30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).

Per la valutazione del coefficiente di amplificazione topografica ST, viste le condizioni in sito e l'orografia della zona, si è attribuita la categoria topografica T1. Si riporta per completezza la corrispondente descrizione indicata nella norma (Tab. 3.2.IV).

Categoria T1: Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$

Si riportano infine gli spettri di risposta elastici delle componenti orizzontali per gli stati limite considerati. Viene mostrato lo spettro "Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali SLD § 3.2.3.2.1 [3.2.2]" e lo spettro "Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali SLV § 3.2.3.2.1 [3.2.2]".

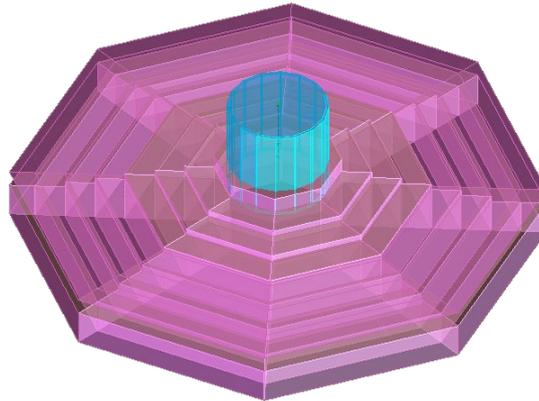


3.4 TIPOLOGIA DI FONDAZIONE

Nella modellazione si è considerata la presenza di fondazioni superficiali dirette, schematizzando il suolo con un letto di molle elastiche di assegnata rigidità. In direzione orizzontale si è considerata una

rigidezza pari a 0.5 volte quella verticale, includendo nella determinazione delle azioni anche il peso sismico delle fondazioni.

I valori di default dei parametri di modellazione del suolo, cioè quelli adottati dove non diversamente specificato, sono i seguenti, includendo nella determinazione delle azioni anche il peso sismico delle fondazioni.



Per elementi nei quali si sono valutati i parametri geotecnici in funzione della stratigrafia sottostante si sono adottate le seguenti formulazioni di letteratura:

Metodo di calcolo della K verticale	Vesic
Metodo di calcolo della capacità portante	Rock Terzaghi
Metodo di calcolo della pressione limite punta palo	Vesic

Oltre ai dati del suolo, descritti nelle seguenti stratigrafie, hanno influenza anche i seguenti parametri:

Coefficiente di sicurezza portanza fondazioni superficiali	2.30
Coefficiente di sicurezza scorrimento fondazioni superficiali	1.10
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali infissi, punta	1.15
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali infissi, laterale compressione	1.15
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali infissi, laterale trazione	1.25
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali trivellati, punta	1.35
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali trivellati, laterale compressione	1.15
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali trivellati, laterale trazione	1.25
Coefficiente di sicurezza portanza verticale micropali, punta	1.35
Coefficiente di sicurezza portanza verticale micropali, laterale compressione	1.15
Coefficiente di sicurezza portanza verticale micropali, laterale trazione	1.25

3.5 ELEMENTI DI FONDAZIONE

3.5.1 Fondazioni di piastre

Descrizione breve: descrizione breve usata nelle tabelle dei capitoli delle piastre di fondazione.

Stratigrafia: stratigrafia del terreno nel punto medio in pianta dell'elemento.

Sondaggio: è possibile indicare esplicitamente un sondaggio definito nelle preferenze oppure

richiedere di estrapolare il sondaggio dalla definizione del sito espressa nelle preferenze.

Estradosso: distanza dalla quota superiore del sondaggio misurata in verticale con verso positivo verso l'alto. [m]

Deformazione volumetrica: valore della deformazione volumetrica impiegato nel calcolo della pressione limite a rottura con la formula di Vesic. Il valore è adimensionale. Accetta anche il valore di default espresso nelle preferenze.

K verticale: coefficiente di sottofondo verticale del letto di molle. [daN/m³]

Limite compressione: pressione limite di plasticizzazione a compressione del letto di molle. [daN/m²]

Limite trazione: pressione limite di plasticizzazione a trazione del letto di molle. [daN/m²]

Descrizione breve	Stratigrafia			K verticale	Limite compressione	Limite trazione
	Sondaggio	Estradosso	Deformazione volumetrica			
FS1	Piu' vicino in sito	0		Default (100000000)	Default (100000)	Default (10)
FS2	Piu' vicino in sito	0		Default (100000000)	Default (100000)	Default (10)
FS3	Piu' vicino in sito	0		Default (100000000)	Default (100000)	Default (10)
FS4	Piu' vicino in sito	0		Default (100000000)	Default (100000)	Default (10)
FS5	Piu' vicino in sito	0		Default (100000000)	Default (100000)	Default (10)
FS6	Piu' vicino in sito	0		Default (100000000)	Default (100000)	Default (10)
FS7	Piu' vicino in sito	0		Default (100000000)	Default (100000)	Default (10)

3.6 VERIFICHE DEL MODELLO DI FONDAZIONE

Le fondazioni a platea sono modellate con l'inserimento di molle verticali elastiche agenti nei nodi delle mesh.

3.6.1 Verifica di scorrimento

La verifica di scorrimento della fondazione superficiale viene eseguita considerando le caratteristiche del terreno immediatamente sottostante al piano di posa della fondazione, ricavato in base alla stratigrafia associata all'elemento, e trascurando, a favore di sicurezza, l'eventuale spinta passiva laterale.

Qualora l'elemento in verifica sia formato da parti non omogenee tra loro, ad esempio una travata in cui le singole travi di fondazione siano associate ad un differente sondaggio, verranno condotte verifiche geotecniche distinte sui singoli tratti.

Lo scorrimento di una fondazione avviene nel momento in cui le componenti delle forze parallele al piano di contatto tra fondazione e terreno vincono l'attrito e la coesione terreno-fondazione e, qualora fosse presente, la spinta passiva laterale.

Il coefficiente di sicurezza a scorrimento si ottiene dal rapporto tra le forze stabilizzanti di progetto (R_d) e quelle instabilizzanti (E_d):

$$R_d = (N \cdot \tan(\varphi) + c_a \cdot B \cdot L + \alpha \cdot S_p) / \gamma_{R_s}$$

$$|E_d = \sqrt{T_x^2 + T_y^2}$$

dove:

- N = risultante delle forze normali al piano di scorrimento;
Tx, Ty = componenti delle forze tangenziali al piano di scorrimento;
tan(phi) = coefficiente di attrito terreno-fondazione;
ca = aderenza alla base, pari alla coesione del terreno di fondazione o ad una sua frazione;
B, L = dimensioni della fondazione;
alpha = fattore di riduzione della spinta passiva;
Sp = spinta passiva dell'eventuale terreno laterale;
gamma rs = fattore di sicurezza parziale per lo scorrimento;

Le normative prevedono che il fattore di sicurezza a scorrimento $FS=Rd/Ed$ sia non minore di un prefissato limite.

3.6.2 Verifica di capacità portante

La verifica di capacità portante della fondazione superficiale viene eseguita mediante formulazioni di letteratura geotecnica considerando le caratteristiche dei terreni sottostanti al piano di posa della fondazione, ricavati in base alla stratigrafia associata all'elemento.

Qualora l'elemento in verifica sia formato da parti non omogenee tra loro, ad esempio una travata in cui le singole travi di fondazione siano associate ad un differente sondaggio, verranno condotte verifiche geotecniche distinte sui singoli tratti.

La verifica viene fatta raffrontando la portanza di progetto (Rd) con la sollecitazione di progetto (Ed); la prima deriva dalla portanza calcolata con metodi della letteratura geotecnica, ridotta da opportuni fattori di sicurezza parziali; la seconda viene valutata ricavando la risultante della sollecitazione scaricata al suolo con una integrazione delle pressioni nel tratto di calcolo.

Le normative prevedono che il fattore di sicurezza alla capacità portante, espresso come rapporto tra il carico ultimo di progetto della fondazione (Rd) ed il carico agente (Ed), sia non minore di un prefissato limite.

La portanza di una fondazione rappresenta il carico ultimo trasmissibile al suolo prima di arrivare alla rottura del terreno. Le formule di calcolo presenti in letteratura sono nate per la fondazione nastriforme indefinita ma aggiungono una serie di termini correttivi per considerare le effettive condizioni al contorno della fondazione, esprimendo la capacità portante ultima in termini di pressione limite agente su di una fondazione equivalente soggetta a carico centrato.

La determinazione della capacità portante ai fini della verifica è stata condotta secondo il metodo di Rock Terzaghi, che viene descritto nei paragrafi successivi.

La verifica su roccia è particolare in quanto non si forma una vera e propria superficie di rottura, modalità invece prevalente nei terreni coesivi e granulari. Il valore di resistenza limite su roccia sana è piuttosto elevato, in quanto dipende principalmente dalla resistenza a compressione semplice del materiale; altri fattori, come l'inclinazione del carico, l'inclinazione della fondazione o del pendio sono in questo caso poco influenti.

Storicamente molte verifiche su roccia si sono condotte verificando solamente il non superamento di una tensione media "ammissibile", calcolata coefficientando la resistenza a compressione semplice della roccia. In realtà nella valutazione del coefficiente di sicurezza da adottare bisogna considerare anche il

grado di qualità della roccia, considerando come massimo quella integra, cioè priva di fratture e lesioni.

Molti autori consigliano di procedere come segue:

- Stimare i fattori di capacità portante usando metodi semplici, come quello di Terzaghi, con i valori di angolo di attrito e coesione caratteristici della roccia.
- Ridurre la Q_{lim} così trovata per un coefficiente di sicurezza che tenga conto della qualità della roccia nell'ammasso significativo.

Utilizzando questo metodo di verifica la capacità portante viene calcolata attraverso la formula di Terzaghi

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

Il valore così ottenuto viene moltiplicato per l'RQD² (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.

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

Il calcolo su rocce con RQD molto basso (0.25-0.35) diviene inattendibile, in quanto è grande l'incertezza sulle caratteristiche dell'ammasso e sulla modalità della potenziale rottura. In questi casi occorre operare con estrema cautela. Per valori di RQD tendenti a 0 la roccia è talmente fratturata che tende a comportarsi come un ammasso di terreno sciolto incoerente; in questo caso si può ricorrere ai metodi classici per terreni granulari (Hansen, Vesic, ecc.).

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.

3.6.3 Influenza degli strati sulla capacità portante

Le formulazioni utilizzate per la portanza prevedono la presenza di uno stesso terreno nella zona interessata dalla potenziale rottura. In prima approssimazione lo spessore di tale zona è pari a:

$$H = \frac{1}{2} \cdot B \cdot \tan(45^\circ + \phi/2)$$

In presenza di stratificazioni di terreni diversi all'interno di tale zona, il calcolo diventa più complesso; non esiste una metodologia univoca per questi casi, differenti autori hanno proposto soluzioni diverse a seconda dei casi che si possono presentare. In prima approssimazione, nel caso di stratificazioni, viene trovata una media delle caratteristiche dei terreni, pesata sullo spessore degli strati interessati. Nel caso in cui il primo strato incontrato sia coesivo viene anche verificato che la compressione media agente sulla fondazione non superi la tensione limite di espulsione, circostanza che provocherebbe il rifluimento del terreno da sotto la fondazione, rendendo impossibile la portanza.

La tensione limite di espulsione q_{ult} per terreno coesivo viene calcolata come:

$$q_{ult} = 4c + q$$

dove c è la coesione e q è il sovraccarico agente sul piano di posa.

3.6.4 Influenza del sisma sulla capacità portante

La capacità portante nelle combinazioni sismiche viene valutata mediante l'estensione di procedure classiche al caso di azione sismica.

L'effetto inerziale prodotto dalla struttura in elevazione sulla fondazione può essere considerato tenendo conto dell'effetto dell'inclinazione (rapporto tra forze T parallele al piano di posa e carico normale N) e dell'eccentricità (rapporto tra momento M e carico normale N) delle azioni in fondazione, e produce variazioni di tutti i coefficienti di capacità portante del carico limite, oltre alla riduzione dell'area efficace.

L'effetto cinematico si manifesta per effetto dell'inerzia delle masse del suolo sotto la fondazione come una riduzione della resistenza teorica calcolata in condizioni statiche; tale riduzione è in funzione del coefficiente sismico orizzontale k_h , cioè dell'accelerazione normalizzata massima attesa al suolo, e delle caratteristiche del suolo. L'effetto è più marcato su terreni granulari, mentre nei suoli coesivi è poco rilevante. Per tener conto nella determinazione del carico limite di tali effetti inerziali vengono introdotti nelle combinazioni sismiche anche i fattori correttivi e (earthquake), valutati secondo **Paolucci e Pecker**:

$$e_q = \left(1 - \frac{k_h}{1g\phi}\right)^{0.35}; \quad e_c = 1 - 0.32 \cdot k_h; \quad e_y = e_q$$

3.7 COEFFICIENTI IMPOSTI PER LE VERIFICHE AI SENSI DELLE NTC 2008

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

- Approccio 1_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. 17 gennaio 2018 sono riportati nelle tabelle che seguono.

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

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

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

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

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

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 4 - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli S.L.U. di fondazioni superficiali.

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale
	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

3.7.1 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.

Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica anche con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni.

Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite, accertando che la condizione [6.2.1] sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
 - collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
 - collasso per scorrimento sul piano di posa;
 - stabilità globale.
- SLU di tipo strutturale (STR)
 - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata, analogamente a quanto previsto nel § 6.8, secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab. 6.8.I per le resistenze globali.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I.

Nelle verifiche nei confronti di SLU di tipo strutturale (STR), il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

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

4. VERIFICHE DELLE FONDAZIONI – MODELLO GEOTECNICO

4.1 PARAMETRI GEOTECNICI

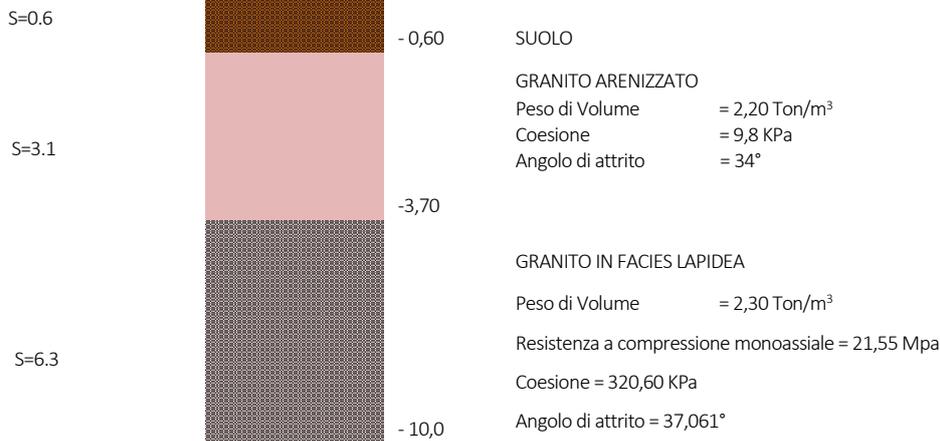
Vengono elencati in modo sintetico i risultati del sondaggio eseguito nel sito, con l'indicazione dei terreni incontrati, degli spessori e dell'eventuale falda acquifera.

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/m³]

Kor,s: coefficiente K orizzontale al livello superiore dello strato per modellazione palo. [daN/m³]

Kve,i: coefficiente K verticale al livello inferiore dello strato per modellazione palo. [daN/m³]

Kve,s: coefficiente K verticale al livello superiore dello strato per modellazione palo. [daN/m³]

Eel,s: modulo elastico al livello superiore dello strato per calcolo cedimenti istantanei; 0 per non calcolarli. [daN/m²]

Eel,i: modulo elastico al livello inferiore dello strato per calcolo cedimenti istantanei; 0 per non calcolarli. [daN/m²]

Eed,s: modulo edometrico al livello superiore per calcolo cedimenti complessivi; 0 per non calcolarli. [daN/m²]

Eed,i: modulo edometrico al livello inferiore per calcolo cedimenti complessivi; 0 per non calcolarli. [daN/m²]

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/m²]

Coesione non drenata: coesione non drenata (Cu) del terreno. [daN/m²]

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/m³]

γ saturo: peso specifico saturo del terreno in sito, assegnato alle zone immerse. [daN/m³]

E: modulo elastico longitudinale del terreno. [daN/m²]

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

4.2 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

4.3 PRESSIONI TERRENO IN SLU

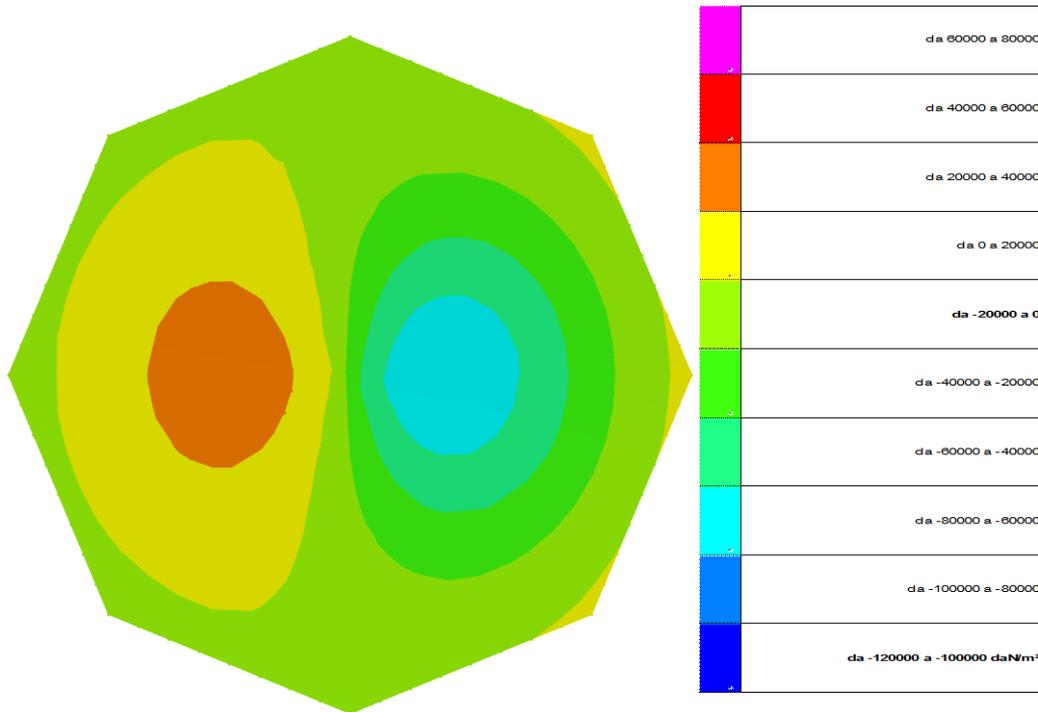


Figura 1 - Rappresentazione in pianta delle massime compressioni sul terreno in famiglia SLU.

4.4 PRESSIONI TERRENO IN SLVf/SLUECC

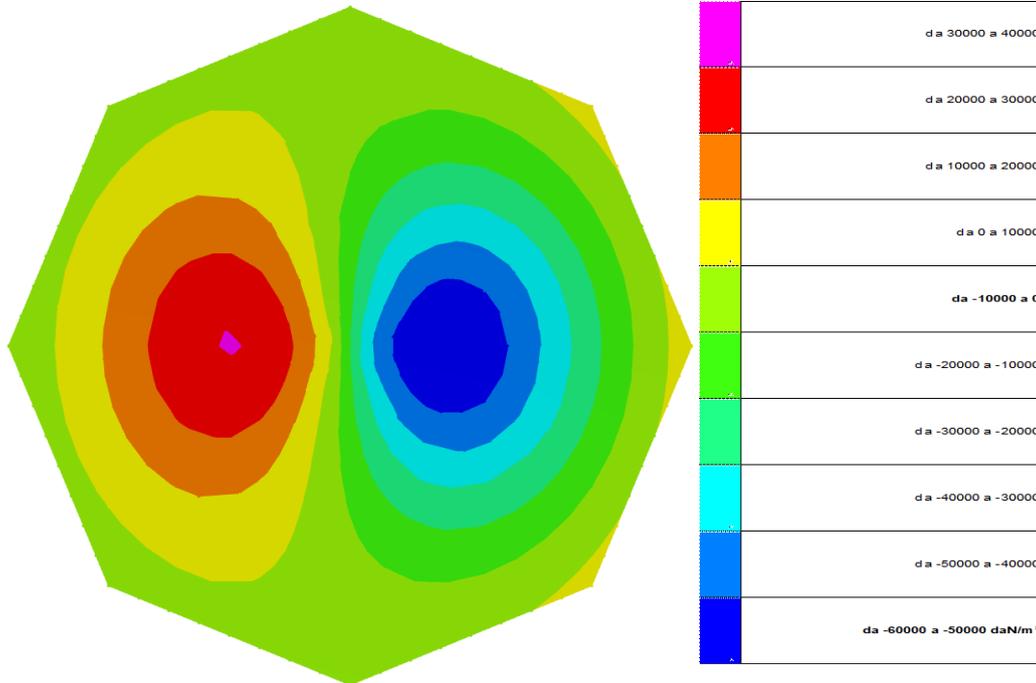


Figura 2 - Rappresentazione in pianta delle massime compressioni sul terreno in famiglie SLVf/SLUEcc.

4.5 PRESSIONI TERRENO IN SLE/SLD

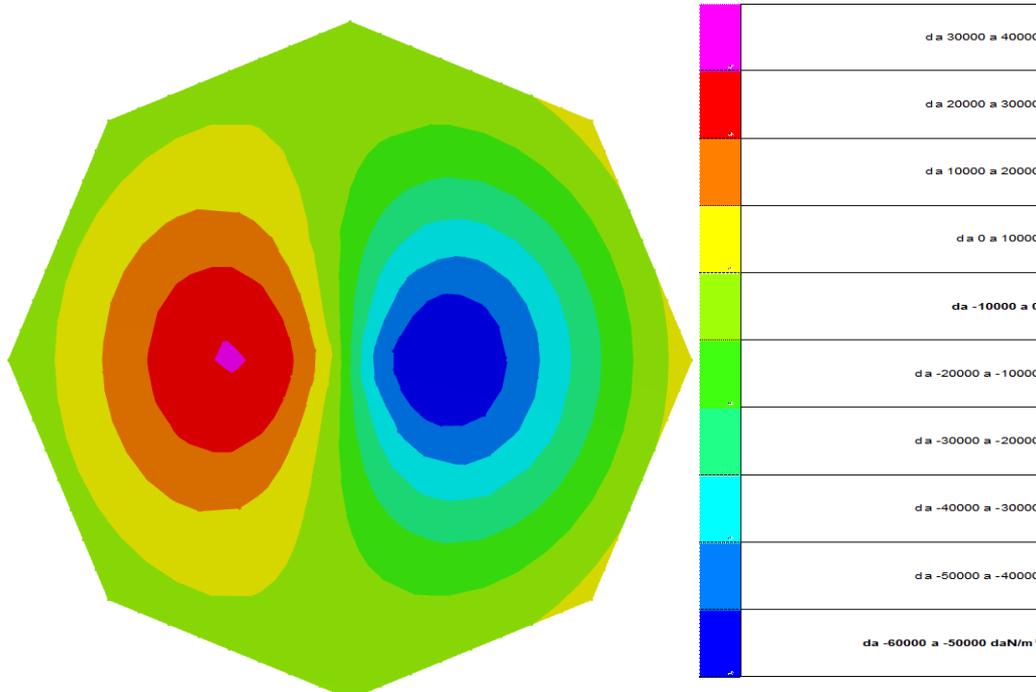


Figura 3 - Rappresentazione in pianta delle massime compressioni sul terreno in famiglie SLE/SLD.

4.6 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.

5. EVENTUALI TRATTAMENTI DI RINFORZO DEL TERRENO DI FONDAZIONE

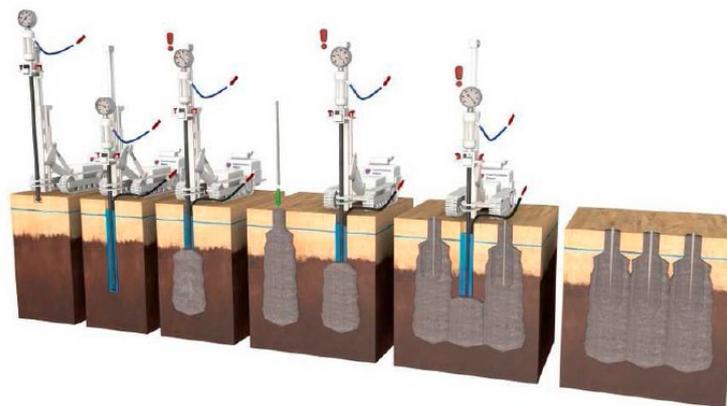
Il sistema di consolidamento che può essere utilizzato in presenza di roccia fortemente fratturata al fine di aumentare le caratteristiche geomeccaniche, consiste in colonne costituite da un conglomerato di terreno in sito misto a boiaccia cementizia. La miscelazione che avviene ad alta pressione con conseguente rottura dei legami di mutuo incastro fra i granuli del terreno e la contestuale iniezione del cemento misto ad acqua, crea un ammasso colonnare di dimensioni note che maturando consolida aumentando notevolmente le caratteristiche geomeccaniche e di portanza del terreno di fondazione.

Le colonne Jet-Grouting vengono realizzate con il metodo CCP "Chemical Churning Pile" che consiste in un getto orizzontale ad alta velocità di miscela cementizia, contemporaneamente ruotato e sollevato, per la realizzazione di colonna di terreno trattato e consolidato (1970 Nakanishi). Nel caso in esame si usa il sistema bifluido con iniezione di aria e miscela; l'azione disgregante del terreno in loco è affidata al getto di miscela ad altissima pressione (350-400 bar) con la aggiunta di aria compressa a 8-12 bar che limita la dispersione aumentandone il potere penetrante.

Con questo trattamento le caratteristiche meccaniche del terreno si incrementano sino a raggiungere i necessari valori di resistenza. Viste le caratteristiche litologiche del primo strato di terreno si prevede un dosaggio minimo di cemento pari a circa 400kg ($\pm 10\%$) ogni mc di terreno lavorato prevedendo di realizzare colonne getto-cementate di sottofondazione con valori medi di rottura per compressione a 60-90 gg. non inferiori a 25 daN/cm².

Il valore della resistenza a compressione monoassiale a rottura viene scelto in funzione della tipologia di terreno da trattare e sulla scorta dell'esperienza maturata in centinaia di lavori eseguiti. Inoltre i valori di resistenza a compressione monoassiale in funzione della litologia di terreno trattato sono in accordo con quanto riportato nella letteratura esistente.

In fase realizzativa, il valore di rottura pari a 25 daN/cm² e la geometria delle colonne prevista da progetto, vengono raggiunti mediante il settaggio nella strumentazione della pompa ad alta pressione, dei parametri di iniezione descritti in precedenza e riportati in una check list.



Il terreno conglomerato con la tecnica del Jet – Grouting ha una maturazione più lenta del cls ma migliora le caratteristiche meccaniche quali la resistenza a compressione progressivamente nel tempo, tanto che si può pensare che se la necessaria resistenza deve essere raggiunta entro 60 gg, valori superiori si ottengono nei mesi successivi sino a circa 6-12 mesi dall'iniezione.

6. CONCLUSIONI

Le verifiche preliminari sono state condotte sulla base dei dati geotecnici a disposizione e nelle condizioni più cautelative possibili (falda a piano campagna), basandosi però su carichi di macchine ritenute molto simili dagli scriventi.

Tali verifiche risultano soddisfatte ai sensi della normativa vigente nel caso di fondazione diretta con plinto di fondazione adeguatamente dimensionato, grazie alle buone caratteristiche geotecniche dei terreni, rappresentati nel modello geologico da roccia compatta in facies lapidea.

Si precisa che in fase esecutiva le verifiche dovranno essere maggiormente approfondite, ed eseguite per ogni aerogeneratore, sulla base di indagini geognostiche da eseguirsi in corrispondenza di ogni pala eolica in progetto e con i carichi effettivi della macchina da utilizzare, valutando la necessità di aumentare la dimensione e profondità del plinto di fondazione o la necessità di migliorare il terreno di fondazione ad esempio con colonne di jet-grouting, laddove il substrato roccioso si presenta maggiormente fratturato e alterato in profondità, e con parametri geotecnici che dovessero risultare più scadenti di quelli ipotizzati.



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	106000	-498.6	968.4	-4936	[1]
Mzt	21RPY8Vo1a00(fam116)	1.35	Abs	36880	-9622	343.8	-4840	[2]
FndFr	23CoEogVra5(fam181)	1.10	Abs	125300	-536.4	1201	-4961	[2]
Fzt	12IceUHWO100(fam27)	1.35	Abs	37170	2040	379.6	-5094	[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	125500	-698.8	1176	-4946	[2]
Mzt	22VOGHWO300(fam168)	1.10	Abs	21970	-10060	203.9	-4774	[2]
FndFr	23CoEogVra5(fam181)	1.10	Abs	125300	-536.4	1201	-4961	[2]
Fzt	12IceUHWO100(fam27)	1.35	Abs	37170	2040	379.6	-5094	[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	125500	-698.8	1176	-4946	[2]
Mzt	22VOGHWO300(fam168)	1.10	Abs	21970	-10060	203.9	-4774	[2]
FndFr	23CoEogVra5(fam181)	1.10	Abs	125300	-536.4	1201	-4961	[2]
Fzt	22VOGHWO200(fam167)	1.10	Abs	36490	1621	367.4	-5040	[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	106000	-498.6	968.4	-4936	[1]
Mzt	21RPY8Vo1a00(fam116)	1.35	Abs	36880	-9622	343.8	-4840	[2]
FndFr	14EcdVrpa00(fam54)	1.35	Abs	98730	-1765	973.7	-4946	[2]
Fzt	12IceUHWO100(fam27)	1.35	Abs	37170	2040	379.6	-5094	[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 _{res}	[kNm]	106000.00	73172.11	81799.59	[1]	[2]	[1]
M _z	[kNm]	-9622.07	-4079.72	-6879.56	[2]	[1]	[1]
F _{res}	[kN]	973.74	679.73	777.36	[2]	[2]	[2]
F _z	[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 _y	[kN]	345.38	489.17	442.71	[1]	[1]	[1]
M _x	[kNm]	-36298.44	29776.57	33466.32	[1]	[1]	[1]
M _z	[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

