



VCC ORISTANO 2 Srl

REGIONE SARDEGNA
COMUNE DI SCANO DI MONTIFERRO (OR)



PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI UN IMPIANTO EOLICO DI
POTENZA PARI A 75.000 kW
"Crastu Furones"

Valutazione di Impatto Ambientale artt.23-24-25 D.Lgs. 152/2006

REL. 10

Elaborato di Progetto

PROGETTO DEFINITIVO
RELAZIONE CALCOLO DELLE STRUTTURE E DELLE
FONDAZIONI

Committente:
VCC Oristano 2 Srl
Via O.Ranelletti, 281 - 67043 - Celano (AQ)
P.IVA e C.F.: 01602470666
PEC: vcc.oristano.2.srl@pec.it

PROGETTO REDATTO DA: Gamma Srl

Progettista:
Prof. Ing. Marco Trapanese
Ordine degli ingegneri della Provincia di Palermo N. 6946

Data:
18/05/2022

Rev.00

SCALA -

RELAZIONE DI CALCOLO

INDICE

| | |
|---|-----------|
| 1. PREMESSA | 2 |
| 1.1 DESCRIZIONE DELLA FONDAZIONE | 2 |
| 2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO | 6 |
| 3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI UTILIZZATI..... | 7 |
| 3.1.1 <i>Caratteristiche dei conglomerati.....</i> | 7 |
| 3.1.2 <i>Modalità della posa in opera.....</i> | 7 |
| 3.1.3 <i>Resistenze di calcolo dei materiali</i> | 8 |
| 3.1.4 <i>Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo.....</i> | 8 |
| 3.1.5 <i>Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo.....</i> | 8 |
| 3.1.6 <i>Resistenza di calcolo dell'acciaio</i> | 8 |
| 3.1.7 <i>Tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo.....</i> | 9 |
| 4. CRITERI GENERALI DI VERIFICA | 9 |
| 4.1 PESI PROPRI | 9 |
| 4.2 COMBINAZIONI DELLE AZIONI..... | 9 |
| 4.3 VERIFICHE GEOTECNICHE | 10 |
| 4.3.1 <i>Verifica a carico limite.....</i> | 10 |
| 4.3.2 <i>Calcolo dei cedimenti.....</i> | 13 |
| 5. ANALISI DEI CARICHI..... | 14 |
| 5.1 GEOMETRIA DELLA TORRE EOLICA E DELLA TURBINA | 14 |
| 5.2 PESI PROPRI | 14 |
| 5.3 PESO DEL TERRENO..... | 15 |
| 5.4 AZIONI VARIABILI SUL TERRENO..... | 15 |
| 5.5 AZIONI VARIABILI IN SOMMITÀ..... | 15 |
| 5.6 COMBINAZIONI | 16 |
| 5.7 CONCLUSIONI..... | 16 |

1. PREMESSA

Su incarico della VCC Oristano 2 Srl, è stato eseguito uno studio sul sistema strutturale delle fondazioni per le torri di un impianto eolico per la produzione di energia elettrica alternativa da realizzarsi nel comune di Scano di Montiferro (OR) e nel comune di Sindia (NU), costituito da 12 aerogeneratori per la produzione di energia elettrica con una potenza totale di 75 MW.

La presente relazione ha per oggetto il calcolo strutturale e le verifiche del plinto di fondazione relativo alla turbina per la produzione di energia elettrica da fonte eolica

La struttura è stata progettata tenendo conto del peso proprio, dei carichi permanenti e variabili, del vento, del sisma, combinati tra loro nelle condizioni più sfavorevoli. I carichi agenti sono stati valutati in accordo con quanto previsto dalle NTC 2018 e dagli Eurocodici.

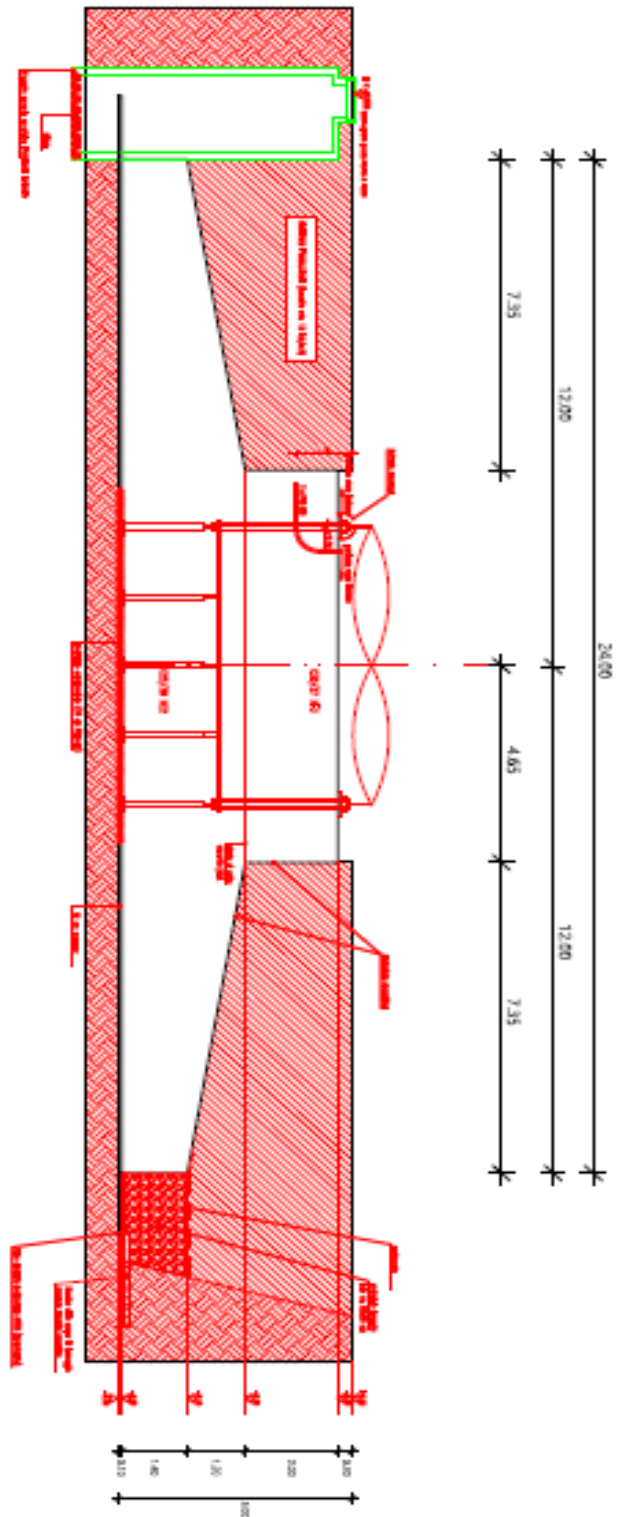
Le procedure di verifica degli elementi si basano sul metodo semiprobabilistico agli stati limite e vengono condotte mediante il metodo dei coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni e sulle resistenze.

1.1 DESCRIZIONE DELLA FONDAZIONE

La struttura di fondazione della turbina eolica è un plinto in c.a. costituito da una zattera circolare avente raggio di 12.00 m e altezza variabile tra 1.40 m e 2.60 m, sovrastata da uno zoccolo di raggio 4.65 m e spessore di 2.0 m all'interno del quale trova alloggio il cestello dei tira-fondi per la connessione della torre alle fondazioni.

GEOMETRIA FONDAZIONE

| | |
|----------------------------------|---------|
| Diametro blocco centrale: | 9.30 m |
| Diametro parte inferiore | 24,00 m |
| Spessore Blocco centrale | 2.00 m |
| Spessore massimo blocco centrale | 2.00 m |
| Spessore minimo blocco inferiore | 1.40 m |
| Spessore medio blocco inferiore | 1.70 m |



DETTAGLIO ANCORAGGI

Scala/Scale 1:20

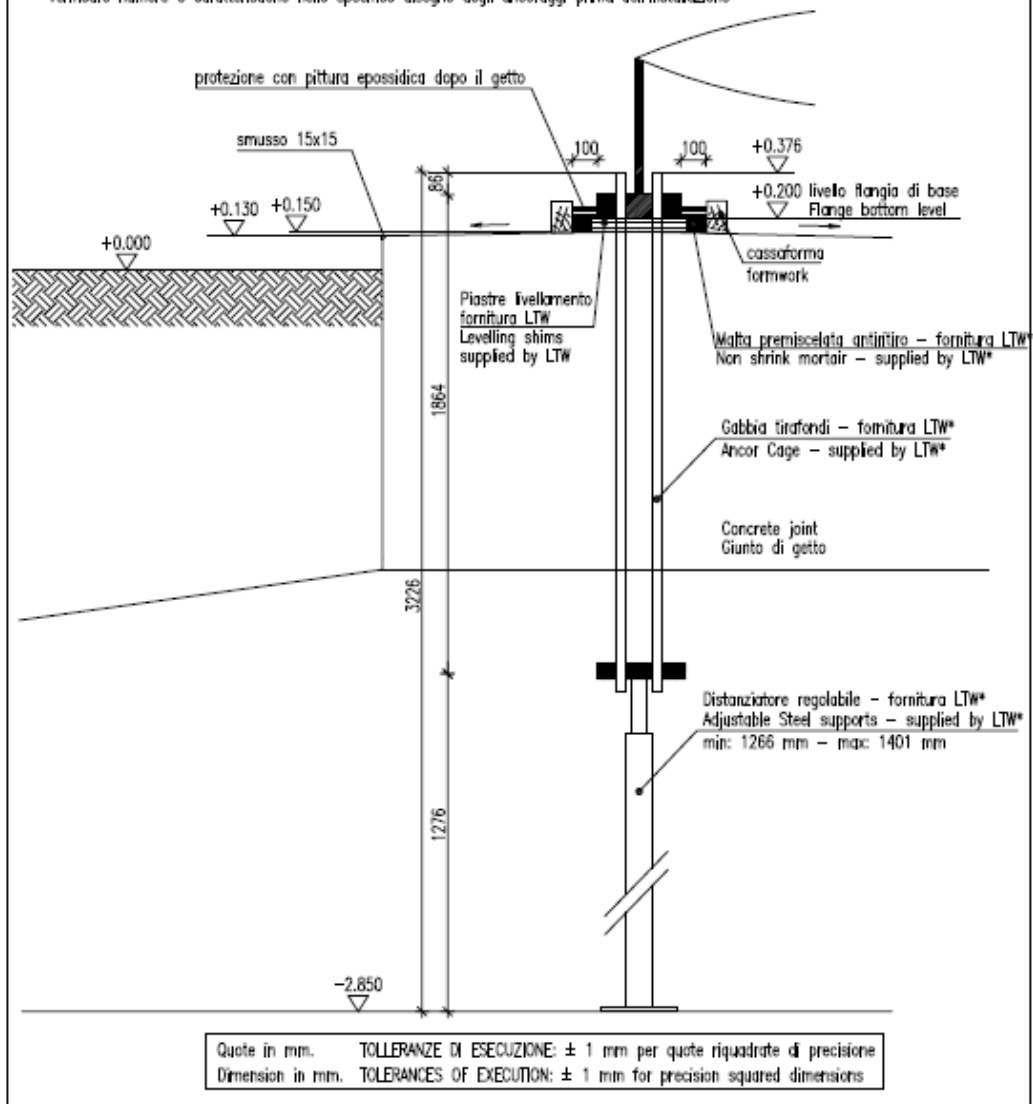
bulloni d'ancoraggio M42** rivestiti con tubo termorestringente nelle parti senza filettatura.

La struttura metallica puo' essere montata appena il calcestruzzo ha raggiunto una resistenza di $f_{ck} = 20 \text{ N/mm}^2$ ($R_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$).

Massima differenza di livello alla flangia base torre = $\pm 1 \text{ mm}$.

* Verificare scopo di fornitura prima dell'installazione

** Verificare numero e caratteristiche nello specifico disegno degli ancoraggi prima dell'installazione



2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

I calcoli e le verifiche statiche delle strutture sono stati eseguiti mediante il metodo agli S.L. nel rispetto della seguente normativa:

- D.M. del 11-3-1988 – “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”
- D.M. del 9-1-1996 – “Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche”
- D.M. del 16-1-1996 – “Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”
- D.M. del 16-1-1996 – “Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche”
- Circolare del 4-7-1996 – “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 D.M. del 16-1-1996”
- Circolare del 15-10-1996 – “Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione e il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche” di cui al D.M. del 9-1-1996”
- Circolare del 10-4-1997 – “Istruzioni per l'applicazione delle «Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche» di cui al D.M. 16 gennaio 1996
- O.P.C.M. n. 3274 del 20-3-2003 – “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di norme tecniche per le costruzioni in zona sismica”
- D.M. del 14-9-2005 – “Norme tecniche per le costruzioni”
- D.M. del 14-1-2008 – “Norme tecniche per le costruzioni”
- Circolare 02-2-2009 – “Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008”
- D.M. del 17-1-2018 – “Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni”
- Circolare 21-1-2019 – “Istruzioni per l'applicazione del “Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17 gennaio 2018”
- CNR 10024/86 – “Analisi di strutture mediante elaboratore: impostazione e redazione della relazioni di calcolo”
- UNI EN 1990:2006 13/04/2006 Eurocodice 0 - Criteri generali di progettazione strutturale
- UNI EN 1991-1-1 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-1: Azioni in generale - Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici
- UNI EN 1991-1-1 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-3: Azioni in generale - Carichi da neve
- UNI EN 1991-1-1 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento
- UNI EN 1991-1-1 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche
- UNI EN 1992-1-1 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- UNI EN 1993-1-1 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici

- UNI EN 1993-1-8 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti
- UNI EN 1997-1 Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali
- UNI EN 1998-1 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici
- UNI EN 1998-5 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici
- CNR 10011
- Istruzione 44G – “Istruzioni per l’applicazione delle norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 17.01.18 alla progettazione geotecnica delle opere ferroviarie”

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI UTILIZZATI

Nell’opera saranno impiegati solo materiali di buona qualità del tipo e con le caratteristiche di seguito riportate:

Cemento per sottofondazioni: tipo Portland.

Cemento per strutture in elevazione: tipo Portland.

Sabbia viva con grani assortiti con grani assortiti da 0 a 7 mm non provenienti da rocce in decomposizione; scricchiolante alla mano, pulita, priva di materie organiche, melmose, terrose e di salsedine.

Ghiaia con granulometria assortita rientrante nel fuso granulometrico di Fuller e nella parte più grossa con pezzatura non superiore a 32 mm, non geliva, non friabile, scevra di sostanze estranee, terra, salsedine. Se sporca dovrà essere accuratamente lavata.

Acqua pura ed assolutamente priva di Sali.

Acciai per armatura del tipo B450C.

3.1.1 Caratteristiche dei conglomerati

Getti di sottofondo o magroni: calcestruzzo dosato a 200 kg di cemento per m³ di impasto di consistenza fluida.

Per i plinti di fondazioni: conglomerato di resistenza garantita **Rck 30 N/mm²** con dosatura non inferiore a 280 kg per m³ di miscela e massimo rapporto acqua/cemento pari a 0.60 (Classe di resistenza **C25/30** secondo norma UNI EN 206-1).

Per lo zoccolo di fondazione: conglomerato di resistenza garantita **Rck 37 N/mm²** con dosatura non inferiore a 300 kg per m³ di miscela e massimo rapporto acqua/cemento pari a 0.50 (Classe di resistenza **C30/37** secondo norma UNI EN 206-1).

3.1.2 Modalità della posa in opera

Gli impasti saranno di consistenza fluida o plastica a seconda della dimensione dei getti. L’uso di prodotti speciali (additivi) per il controllo della consistenza è ammesso purché non pregiudichi la consistenza finale del calcestruzzo. I getti saranno opportunamente stipati e vibrati e la loro superficie verrà tenuta umida per almeno tre giorni. Sarà comunque vietata l’esecuzione dei getti quando la temperatura esterna è minore di 0 gradi.

Il disarmo sarà eseguito in funzione delle parti di opera interessate e comunque non prima di tre giorni per le parti non caricate e di 7 gg per le membrature caricate.

Il copriferro per le strutture di fondazione sarà di almeno 4 cm.

Le superfici delle barre di armatura devono essere distanziate di almeno una volta il loro diametro e comunque non meno di 3.0 cm (dimensione massima inerte).

Le giunzioni del tipo a sovrapposizione, calcolate in modo da assicurare l'ancoraggio di ciascuna barra, dovranno avere una lunghezza di sovrapposizione in retto di almeno 20 volte il diametro. La distanza mutua (interfero) nella sovrapposizione non dovrà essere superiore a 6 volte il diametro.

3.1.3 Resistenze di calcolo dei materiali

Le resistenze di calcolo f_d indicano le resistenze dei materiali, calcestruzzo ed acciaio, ottenute mediante l'espressione:

$$f_d = f_k / \gamma_M$$

dove:

- f_k sono le resistenze caratteristiche del materiale;
- γ_M sono i coefficienti parziali per le resistenze, comprensivi delle incertezze del modello e della geometria, che possono variare in funzione del materiale, della situazione e della particolare verifica in esame.

3.1.4 Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo

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

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_C$$

dove:

- α_{cc} è il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata ed è pari a 0.85;
- f_{ck} è la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni ed è pari a 24.90 MPa per C25/30 e pari a 30.71 per C30/37;
- γ_C è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo ed è pari a 1.5;

Pertanto:

$$\begin{array}{ll} f_{cd} = 14.11 \text{ MPa} & \text{per C25/30} \\ f_{cd} = 17.40 \text{ MPa} & \text{per C30/37} \end{array}$$

La tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio è:

$$\begin{array}{ll} \sigma_{c,max} \leq 0.60 f_{ck} & \text{per la combinazione caratteristica} \\ & \text{pari a 14.94 MPa per C25/30 e 18.43 MPa per C30/37} \\ \sigma_{c,max} \leq 0.45 f_{ck} & \text{per la combinazione quasi permanente} \\ & \text{pari a 11.21 MPa per C25/30 e 13.82 MPa per C30/37} \end{array}$$

3.1.5 Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo

La resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo, f_{ctd} , è:

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C = 0.7 \cdot f_{ctm} / \gamma_C = 0.7 \cdot 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3} / \gamma_C$$

dove, in aggiunta a quanto già definito, abbiamo:

- f_{ctk} è la resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo;
- f_{ctm} è la resistenza media a trazione semplice (assiale) del calcestruzzo.

3.1.6 Resistenza di calcolo dell'acciaio

La resistenza di calcolo dell'acciaio per cemento armato B450C, f_{yd} , è:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S$$

dove:

- f_{yk} è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio ed è pari a 450 N/mm²;
- γ_s è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo ed è pari a 1.15.

| Acciaio per c.a. | | |
|------------------|------------|----------|
| f_{yk} | γ_M | f_{yd} |
| [Mpa] | [Adim] | [Mpa] |
| 450 | 1.15 | 391.30 |

La tensione massima di trazione nell'acciaio nelle condizioni di esercizio è:

$$\sigma_{s,max} \leq 0.80 f_{yk} = 360 \text{ MPa} \quad \text{per la combinazione caratteristica}$$

3.1.7 Tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo

La resistenza tangenziale di aderenza di calcolo, f_{bd} , è:

$$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c = 2.25 \cdot \eta \cdot f_{ctk} / \gamma_c$$

dove:

- f_{bk} è la resistenza tangenziale caratteristica di aderenza;
 - η è pari ad 1.0, per barre di diametro $\varphi \leq 32$ mm, altrimenti è pari a $(132 - \varphi) / 100$;
- Nel caso di armature molto addensate o ancoraggi in zona di calcestruzzo teso, la resistenza di aderenza va ridotta dividendola per 1.5.

4. CRITERI GENERALI DI VERIFICA

4.1 PESI PROPRI

L'opera deve essere verificata:

- per gli stati limite ultimi che possono presentarsi, in conseguenza delle diverse combinazioni delle azioni;
- per gli stati limite di esercizio definiti in relazione alle prestazioni attese.

Nel caso in esame, le verifiche agli stati limite ultimi hanno riguardato:

- lo stato limite di equilibrio come corpo rigido: **EQU**
- lo stato limite di resistenza del terreno: **GEO**
- lo stato limite di resistenza degli elementi strutturali: **STR**

4.2 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Le azioni considerate ai fini della progettazione delle opere in esame possono essere assegnate alle seguenti famiglie di carico:

- G_1 = carichi permanenti: peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno);
- G_2 = carichi permanenti: peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- Q = carichi variabili;
- E = carichi sismici: azioni derivanti dai terremoti.

Ai fini delle verifiche degli stati limite precedentemente definiti, sono state prese in esame le seguenti combinazioni delle azioni di progetto, esplicitate nei successivi paragrafi di verifica per ciascuna tipologia di cassone:

- combinazioni per le verifiche di resistenza negli elementi strutturali

- Combinazione fondamentale (SLU): $\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} \psi_{02} Q_{k2} + \dots$
- Combinazione sismica (SLV): $E + G_1 + G_2 + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \dots$

- combinazioni per verifiche di fessurazione e delle tensioni nei materiali

- Combinazione caratteristica o rara (SLE-RARA): $G_1 + G_2 + Q_{k1} + \psi_{02} Q_{k2} + \psi_{03} Q_{k3} + \dots$
per le verifiche delle tensioni massime nel calcestruzzo e nell'acciaio
- Combinazione frequente (SLE-FREQ): $G_1 + G_2 + \psi_{11} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \psi_{23} Q_{k3} + \dots$
per le verifiche allo stato limite di apertura delle fessure
- Combinazione quasi permanente (SLE-QP): $G_1 + G_2 + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \psi_{23} Q_{k3} + \dots$
per le verifiche delle tensioni di compressione nel calcestruzzo ed allo stato limite di apertura delle fessure

dove:

- Q_{k1} = azione variabile dominante;
- Q_{kj} = azioni variabili concomitanti con quella dominante;
- γ_{Qi} = coefficiente parziale delle azioni variabili;
- γ_{G1} = coefficiente parziale dei carichi permanenti strutturali;
- γ_{G2} = coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali;
- $\psi_{0j}, \psi_{1j}, \psi_{2j}$ = coefficienti di combinazione delle azioni.

Nelle espressioni sopra riportate il simbolo + sta per *combinato con*.

In generale, nelle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi si possono adottare, in alternativa, due diversi approcci progettuali, impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali rispettivamente per le azioni o per l'effetto delle azioni (γ_F), per i parametri geotecnici del terreno (γ_M) e per le resistenze (γ_R).

Il primo approccio progettuale (Approccio 1) prevede due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti: la prima è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale, mentre la seconda è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico. Nel secondo approccio (Approccio 2) è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

Le verifiche agli stati limite ultimi, riportate nel seguito, sono state eseguite facendo riferimento alla Combinazione 1 dell'Approccio 1, ovvero secondo la combinazione dei coefficienti A1+M1+R1 (vedi Tab. 6.2.I, Tab. 6.2.II e Tab. 6.5.I delle NTC 2018).

Il peso delle azioni variabili, che possono agire contemporaneamente a quella dominante, interviene nella definizione delle combinazioni delle azioni attraverso i coefficienti di combinazione di cui alla Tab. 2.5.I delle NTC 2018.

4.3 VERIFICHE GEOTECNICHE

4.3.1 Verifica a carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a η_q . Cioè, detto Q_u , il carico limite ed R la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$\frac{Q_u}{R} \geq \eta_q$$

Terzaghi ha proposto la seguente espressione per il calcolo della capacità portante di una fondazione superficiale.

$$q_u = c N_c s_c + q N_q + 0.5 B \gamma N_\gamma s_\gamma$$

La simbologia adottata è la seguente:

- c coesione del terreno in fondazione;
- ϕ angolo di attrito del terreno in fondazione;
- γ peso di volume del terreno in fondazione;
- B larghezza della fondazione;
- D profondità del piano di posa;
- q pressione geostatica alla quota del piano di posa.

I fattori di capacità portante sono espressi dalle seguenti relazioni:

La formula di **Vesic** è analoga alla formula di **Hansen**. Cambia solo il fattore N_γ e l'espressione di alcuni coefficienti.

Di seguito sono riportate per intero tutte le espressioni.

Caso generale

$$q_u = c N_c s_c d_c i_c g_c b_c + q N_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0.5 B \gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$$

Caso di terreno puramente coesivo $\phi = 0$

$$q_u = 5.14 c (1 + s_c + d_c - i_c - g_c - b_c) + q$$

I fattori che compaiono in queste espressioni sono espressi da:

$$N_q = e^{\pi \operatorname{tg} \phi} K_p$$

$$N_c = (N_q - 1) \operatorname{ctg} \phi$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \operatorname{tg} \phi$$

Fattori di forma:

| per $\phi = 0$ | per $\phi > 0$ |
|-------------------------|--|
| | $s_c = 1 + \frac{N_q B}{N_c L}$ |
| $s_c = 0.2 \frac{B}{L}$ | $s_q = 1 + \frac{B}{L} \operatorname{tg} \phi$ |
| | $s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$ |

Fattori di profondità:

Si definisce il parametro k come:

$$k = \frac{D}{B} \quad \text{se} \quad \frac{D}{B} \leq 1$$

$$k = \arctg \frac{D}{B} \quad \text{se} \quad \frac{D}{B} > 1$$

| per $\phi = 0$ | per $\phi > 0$ |
|----------------|--|
| $d_c = 0.4k$ | $d_c = 1 + 0.4k$ $d_q = 1 + 2\text{tg}\phi(1 - \sin\phi)^2 k$ $d_\gamma = 1$ |

Fattori di inclinazione del carico:

Definito il parametro:

$$m = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$$

| per $\phi = 0$ | per $\phi > 0$ |
|--------------------------------|---|
| $i_c = \frac{mH}{A_f c_a N_c}$ | $i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$ |
| | $i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A_f c_a \text{ctg}\phi}\right)^m$ $i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + A_f c_a \text{ctg}\phi}\right)^{m+1}$ |

Fattori di inclinazione del piano di posa della fondazione:

| per $\phi = 0$ | per $\phi > 0$ |
|--------------------------------------|---|
| $b_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$ | $b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$ $b_q = b_\gamma = (1 - \eta \text{tg}\phi)^2$ |

Fattori di inclinazione del terreno:

Indicando con β la pendenza del pendio

| per $\phi = 0$ | per $\phi > 0$ |
|---|---|
| $g_c = \frac{\beta^{\circ}}{147^{\circ}}$ | $g_c = 1 - \frac{\beta^{\circ}}{147^{\circ}}$ $g_q = g_{\gamma} = (1 - \text{tg} \beta)^2$ |

Il carico ultimo fornito dalle varie formule sopra riportate è un carico ultimo unitario (Forza/Unità di superficie). Il carico limite in fondazione è fornito quindi dalla relazione:

$$Q_{\text{lim}} = q_{\text{ult}} B' L$$

con $B' = B - 2e$

dove B ed L sono la larghezza e la lunghezza della fondazione ed e è l'eccentricità del carico. Risulta evidente che il carico ultimo e quindi il relativo coefficiente di sicurezza dipende, a parità di altri fattori, anche dall'entità della spinta (cambia infatti l'eccentricità).

4.3.2 Calcolo dei cedimenti

Il calcolo dei cedimenti è effettuato con il metodo di Burland e Burbridge. La peculiarità di questo metodo sta nel fatto che è basato sui risultati di una indagine statistica di oltre 200 casi reali, tramite un indice di compressibilità correlato al risultato di prove penetrometriche dinamiche.

L'espressione del cedimento è la seguente:

$$s = f_s f_h f_t B^{0.7} I_c (q' - 2\sigma'_{vo}/3)$$

in cui

$$f_s = \left(\frac{1.25 L/B}{L/B + 0.25} \right)^2$$

fattore correttivo per la forma della fondazione

$$f_h = \frac{H_s}{H_i} \left(2 - \frac{H_s}{H_i} \right)$$

fattore correttivo per lo spessore dello strato compressibile

$$f_t = 1 + R_3 + R \log \frac{t}{3}$$

fattore per la componente viscosa

t

tempo espresso in anni

R_3

costante pari a 0.3 per carichi statici e 0.7 per carichi pulsanti,

R

costante pari a 0.2 per carichi statici e 0.8 per carichi pulsanti,

B

larghezza della fondazione

L

lunghezza della fondazione

H_s

spessore dello strato compressibile sotto la fondazione

$H_i = B^{0.763}$

spessore di influenza

q

pressione verticale efficace trasmessa dalla fondazione,

σ'

compressione verticale efficace litostatica alla quota del piano di posa

$$I_c = 1.7/N^{1.4}$$

$$N$$

indice di compressibilità

valore medio degli indici N_{SPT} corretti (N'_{SPT}), calcolati nella profondità: H_i se i valori N_{SPT} crescono o sono pressoché costanti con la profondità, $2B$ se i valori N_{SPT} decrescono con la profondità. Per l'ottenimento dei valori N_{SPT} corretti possono essere adottate le indicazioni di Terzaghi e Peck (1948), riportate di seguito:

$N'_{SPT} = 15 + 0.5 (N_{SPT} - 15)$ per sabbie limose in presenza di falda,

$N'_{SPT} = 1.25 N_{SPT}$ per sabbie e ghiaie.

5. ANALISI DEI CARICHI

5.1 GEOMETRIA DELLA TORRE EOLICA E DELLA TURBINA

La turbina prescelta sarà la turbina EnVentus™ V162-6.25 MW 50/60 Hz o similare.

I principali parametri geometrici della torre eolica e della turbina sono quelli riportati nella seguente tabella:

Parametri geometrici torre eolica e turbina

| | |
|------------------|---------|
| Potenza nominale | 6.25 MW |
| Altezza al mozzo | 125 m |
| Diametro turbina | 164 m |

5.2 PESI PROPRI

Il peso proprio della struttura è valutato ponendo il peso specifico del c.a pari a

$$\gamma_{ca} = 25 \text{ kN/m}^3$$

I carichi costituenti il generatore sono forniti dal produttore:

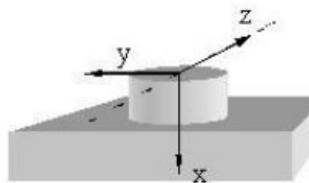


Figure 3: Coordinate System

| Load case | Fx [kN] | Fy [kN] | Fz [kN] | Mx [kNm] | My [kNm] | Mz [kNm] | Fr [kN] | Mr [kNm] | γ [-] |
|-----------|---------|---------|---------|----------|----------|----------|---------|----------|--------------|
| DLC 1.1 | 6557.8 | 59.8 | 719.8 | 1550.5 | 92862.0 | 4266.4 | 722.3 | 92960.2 | 1.00 |
| DLC 6.2 | 6236.2 | -1189.1 | 1.1 | -2523.7 | -15847.1 | 127090.3 | 1189.1 | 128075.0 | 1.00 |
| DLC 1.1 | 6418.3 | -46.1 | 1010.1 | 222.8 | 112224.4 | 12351.4 | 1011.2 | 112902.9 | 1.00 |
| DLC 2.2 | 6078.4 | 65.7 | -133.2 | 11806.5 | -11785.4 | -928.7 | 148.5 | 11821.0 | 1.00 |
| DLC 2.3 | 6218.9 | -29.0 | 990.9 | -910.3 | 124640.3 | 10143.1 | 991.4 | 125050.5 | 1.00 |
| DLC 6.2 | 6172.2 | -1171.0 | 57.9 | -2112.8 | -4086.4 | 132308.1 | 1172.4 | 132371.2 | 1.00 |
| DLC 6.2 | 6236.2 | -1189.1 | 1.1 | -2523.7 | -15847.1 | 127090.3 | 1189.1 | 128075.0 | 1.00 |
| DLC 6.2 | 6066.4 | -1050.1 | -413.6 | -2772.4 | -68524.9 | 116548.6 | 1128.6 | 135201.7 | 1.00 |

Table 1: Extreme loads – all IEC 61400 Design Situations and Load Cases; excluding partial safety factor

5.3 PESO DEL TERRENO

Il peso per unità di volume del terreno di ricoprimento è pari a

$$\gamma_r = 18 \text{ kN/m}^3$$

5.4 AZIONI VARIABILI SUL TERRENO

Si considera un carico uniforme di 5 kN/m^2 sul terreno di ricoprimento del plinto.

5.5 AZIONI VARIABILI IN SOMMITÀ

I carichi variabili agenti in sommità della torre sono quelli derivanti dal funzionamento della turbina. I carichi sono ottenuti mediante simulazione aerodinamica direttamente dal costruttore della macchina e in diverse condizioni di carico.

Le sollecitazioni massime fornite dal costruttore e determinate come valori massimi tra tutte le combinazioni di carico esaminate per il progetto della turbina, secondo le specifiche e gli standard internazionali relative ad aerogeneratori eolici, sono riassunte nella seguente tabella:

| Tower station height= .2m | | | Tower Fxy | Tower Fz | Tower Mxy | Tower Mz | Safety factor |
|---------------------------|-----------------------|-----|-----------|----------|-----------|----------|---------------|
| Load Case | Variable | | kN | kN | kNm | kNm | - |
| dlc62_V42_Y60_s14 | Tower Fxy | Max | 576 | -2380 | 40561 | -1702 | 1.00 |
| dlc61_V42_p_s1 | Tower Fz | Max | 193 | -2174 | 7930 | 756 | 1.00 |
| dlc22ps_V25_n_s3 | Tower Fz | Min | 174 | -2553 | 10612 | 1912 | 1.00 |
| dlc62_V42_Y300_s5 | Tower Mxy | Max | 562 | -2400 | 41328 | 1600 | 1.00 |
| dlc22ps_V25_p_s5 | Tower Mz | Min | 315 | -2379 | 26185 | -3201 | 1.00 |
| D.1 | characteristic | | 432 | -2529 | 29644 | -2941 | 1.00 |
| D.2 | exceedance prob. 10-4 | | 294 | -2369 | 20134 | 1476 | 1.00 |
| D.3 | exceedance prob. 10-2 | | 222 | -2422 | 15084 | 700 | 1.00 |

Le suddette sollecitazioni non sono affette dal coefficiente parziale di sicurezza relativo ai carichi.

Le azioni in fase sismica sono inferiori a quelle dovute all'esercizio della turbina e pertanto si omettono le relative verifiche, in quanto non significative.

5.6 COMBINAZIONI

Nel capitolo relativo alle verifiche sono riportati i coefficienti di combinazione utilizzati. Per uniformità con il calcolo della torre, si utilizza per i pesi propri e i carichi permanenti un coefficiente parziale pari a 1.35, così come indicato negli Eurocodici.

5.7 CONCLUSIONI

Pertanto alla luce delle considerazioni fatte nei paragrafi precedenti, sulla base delle caratteristiche del sito, dal punto di vista delle caratteristiche fisico meccaniche dei terreni di fondazione e dei carichi trasmessi dalle pale eoliche, la fondazione tipo sarà costituita da un plinto in c.a. a sezione circolare di raggio pari a 12m e spessore compreso tra 1.20 e 2.00 m che diviene 5.00 m in corrispondenza dell'attacco con la torre.