

AUTORIZZAZIONE UNICA EX D. LGS. N. 387/2003



Progetto Definitivo



Parco Eolico Orgosolo-Oliena

Titolo elaborato:

Relazione di calcolo preliminare geotecnico strutturale

AS	PDF	GD	EMISSIONE	27/12/23	0	0
REDATTO	CONTR.	APPROV.	DESCRIZIONE REVISIONE DOCUMENTO	DATA	REV	
PROPONENTE  SCIROCCO PRIME SRL Via A. De Gasperi n. 8 74023 Grottaglie (TA)			CONSULENZA  GECODOR SRL Via A. De Gasperi n. 8 74023 Grottaglie (TA) PROGETTISTA Ing. Gaetano D'Oronzio			
Codice OROC031			Formato A4	Scala	Foglio 1 di 34	

INDICE

1. INTRODUZIONE	3
2. DESCRIZIONE GENERALE DELL'IMPIANTO	3
2.1. CARATTERISTICHE TECNICHE DELL'AEROGENERATORE	5
3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	7
4. DESCRIZIONE DELLE OPERE STRUTTURALI	8
4.1. TIPOLOGIA DELLE OPERE	8
4.2. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DELL'AREA	8
4.3. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DELL'AREA	9
4.4. MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO	12
4.4.1. CALCESTRUZZO	12
4.4.2. ACCIAIO PER CALCESTRUZZO	13
5. DIMENSIONAMENTO FONDAZIONI TORRI EOLICHE	14
5.1. DESCRIZIONE GEOMETRICA	14
5.2. METODO DI ANALISI	16
6. CALCOLO DEI CEDIMENTI	21
6.1. METODO EDOMETRICO	21
7. AZIONI SULLA STRUTTURA	21
7.1. STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA	22
7.2. STATO LIMITE DI DANNO	24
7.3. STATI LIMITE DI ESERCIZIO	24
8. VERIFICHE DI SICUREZZA	25
8.1. COMBINAZIONI DI CARICO	27
8.2. ANALISI DEI CARICHI	27
8.3. SISTEMI DI RIFERIMENTO	28
8.3.1. CONVENZIONI ADOTTATE	28
8.3.2. RIFERIMENTO GLOBALE	29
8.3.3. RIFERIMENTO LOCALE	29
9. PLINTO DI FONDAZIONE	30
9.1. IDENTIFICAZIONE GEOMETRICA	30
10. ELABORATI GRAFICI SINTETICI	31
11. VERIFICHE GEOTECNICHE SULLA PIASTRA	33
12. CONCLUSIONI	34

1. INTRODUZIONE

La “**Scirocco Prime s.r.l.**” è una società costituita per realizzare un impianto eolico in Sardegna, denominato “**Parco Eolico Orgosolo-Oliena**”, nel territorio della provincia di Nuoro interessando i Comuni di Orgosolo e Oliena.

L’impianto sarà dotato di una potenza totale pari a 109,8 MW e con punto di connessione in corrispondenza della Stazione Elettrica RTN Terna 150 kV, di futura realizzazione, nel Comune di Nuoro.

A tale scopo la Ge.co.D’Or. s.r.l., società italiana impegnata nello sviluppo di impianti per la produzione di energia da fonti rinnovabili, con particolare focus nel settore dell’eolico e proprietaria della suddetta società, si è occupata della progettazione definitiva per la richiesta di Autorizzazione Unica (AU) alla costruzione e l’esercizio del suddetto impianto eolico e della relativa Valutazione d’Impatto Ambientale (VIA).

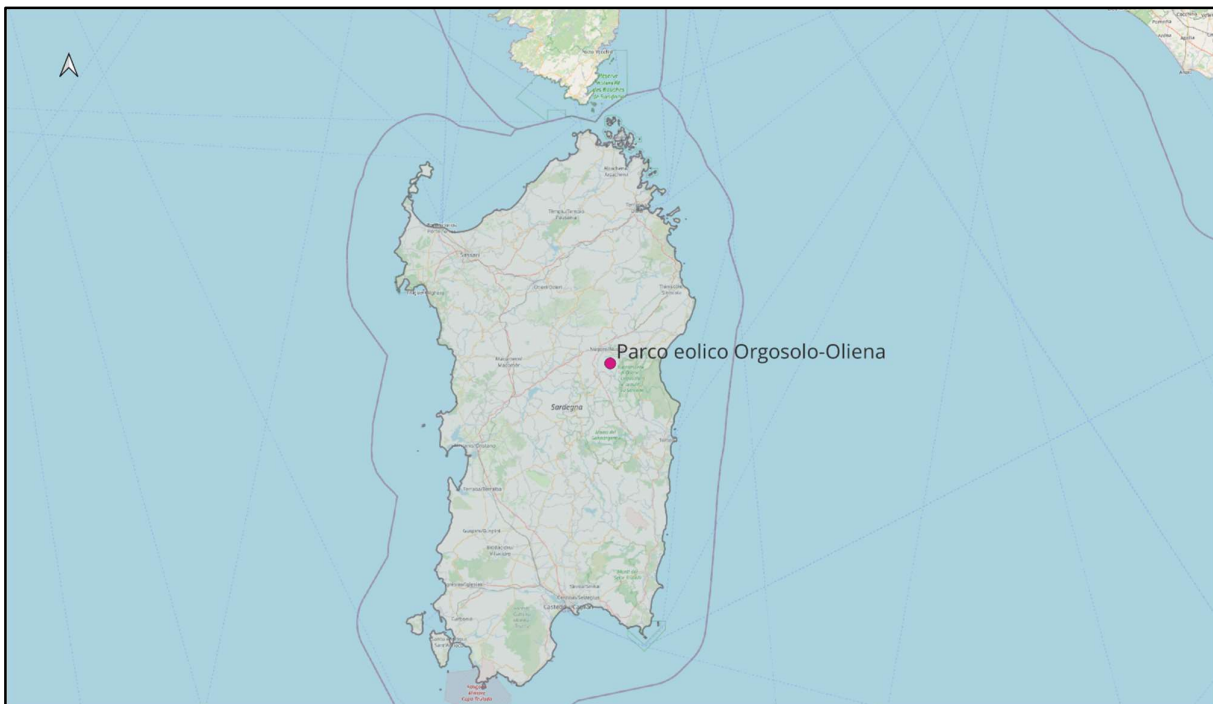


Figura 1.1: Localizzazione Parco Eolico Orgosolo-Oliena

2. DESCRIZIONE GENERALE DELL’IMPIANTO

L’impianto eolico presenta una potenza totale pari a 109,8 MW ed è costituito da:

- 11 aerogeneratori, di potenza nominale pari a 7,2 MW, altezza della torre pari a 114 m e rotore pari a 172 m;
- Un sistema di accumulo di energia (BESS) della potenza pari a 30,6 MW.

Gli aerogeneratori sono collegati tra loro mediante un cavidotto interrato in Media Tensione 33 kV che convoglia l’elettricità presso una Stazione Elettrica Utente (SEU) di trasformazione 150/33 kV, al fine di

collegarsi alla Stazione Elettrica (SE) 150 kV della Rete di Trasmissione Nazionale (RTN) Terna di Nuoro (NU), di nuova realizzazione, attraverso un cavidotto interrato a 150 kV.

L'impianto interessa prevalentemente il Comune di Orgosolo (NU), ove ricadano 9 aerogeneratori, la Stazione Elettrica Utente (SEU) di trasformazione 150/33 kV e il sistema di accumulo di energia (BESS), il Comune di Oliena (NU), ove ricadono 2 aerogeneratori e il Comune di Nuoro (NU), dove ricade la Stazione Elettrica RTN Terna 150 kV (**Figura 2.1**).

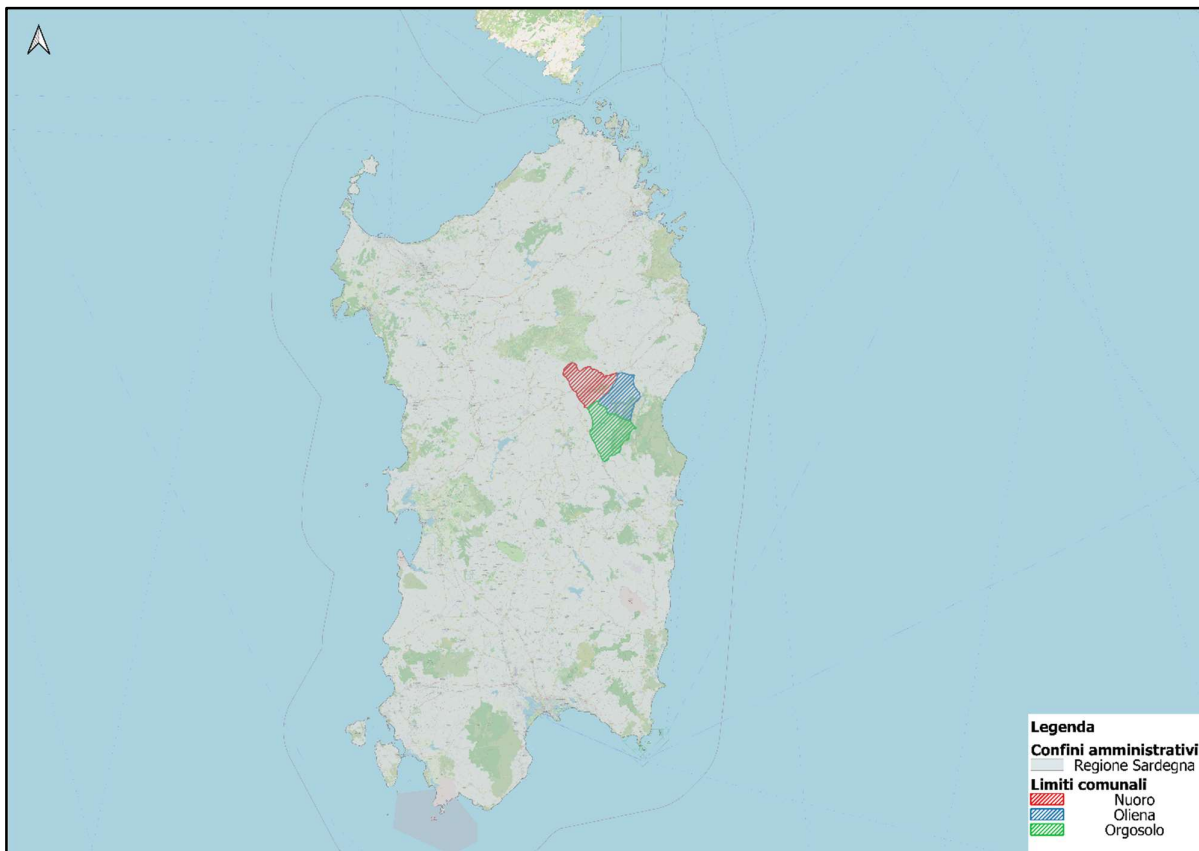


Figura 2.1: Inquadramento territoriale - Limiti amministrativi comuni interessati

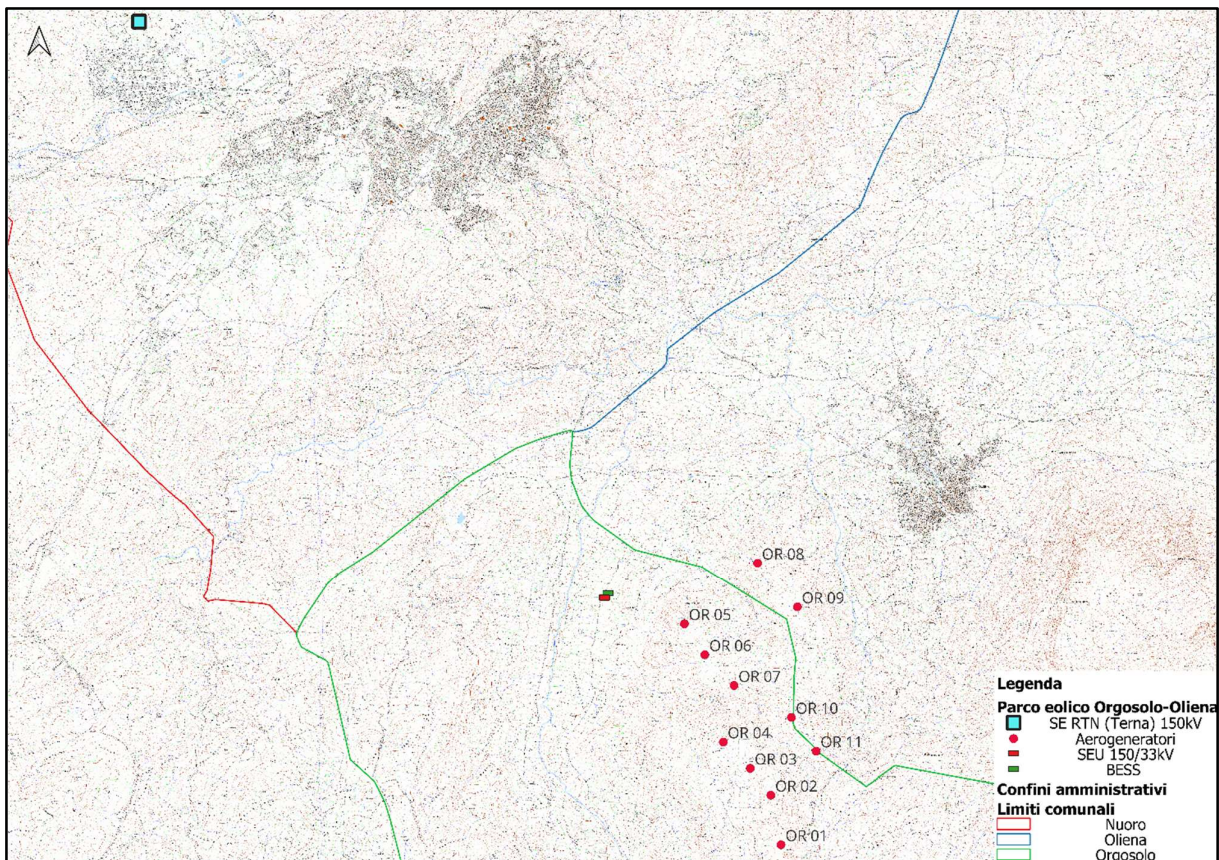


Figura 2.2: Layout d’impianto su IGM con i limiti amministrativi dei comuni interessati

Le turbine eoliche sono collegate mediante un sistema di linee elettriche interrate di Media Tensione a 33 kV allocate prevalentemente in corrispondenza del sistema di viabilità interna, necessario alla costruzione e alla gestione futura dell’impianto e realizzato prevalentemente adeguando il sistema viario esistente e realizzando nuovi tratti di raccordo per consentire il transito dei mezzi eccezionali.

Le linee elettriche in Media Tensione vengono collegate alla SEU 150/33 kV, posizionata ad Ovest rispetto agli aerogeneratori di progetto e che a sua volta si collega alla Stazione Elettrica 150 kV della RTN Terna mediante una linea elettrica interrata a 150 kV.

La Soluzione Tecnica Minima Generale (CP202200734-1), fornita da Terna, prevede che l’impianto eolico in progetto venga collegato in antenna a 150 kV sulla nuova Stazione Elettrica (SE) della RTN 150 kV da inserire in entra – esce alla linea RTN a 150 kV "Taloro – Siniscola 2", previa realizzazione del nuovo elettrodotto a 150 kV tra la nuova SE e il futuro ampliamento a 150 kV della SE RTN “Ottana”.

2.1. CARATTERISTICHE TECNICHE DELL’AEROGENERATORE

L’aerogeneratore è una macchina rotante che trasforma l’energia cinetica del vento in energia elettrica

ed è essenzialmente costituito da una torre (suddivisa in più parti), dalla navicella, dal Drive Train, dall'Hub e tre pale che costituiscono il rotore.

Per il presente progetto si prevede di installare un aerogeneratore modello Vestas V172, di potenza nominale pari a 7,2 MW, altezza torre all'hub pari a 114 m e diametro del rotore pari a 172 m (**Figura 2.1.1**).

Oltre ai componenti sopra elencati, un sistema di controllo esegue il controllo della potenza ruotando le pale intorno al proprio asse principale e il controllo dell'orientamento della navicella, detto controllo dell'imbardata, che permette l'allineamento della macchina rispetto alla direzione del vento.

Il rotore, a passo variabile, è in resina epossidica rinforzata con fibra di vetro ed è posto sopravvento al sostegno con mozzo rigido in acciaio.

Altre caratteristiche principali sono riassunte nella **Tabella 2.1.1** e in allegato alla presente.

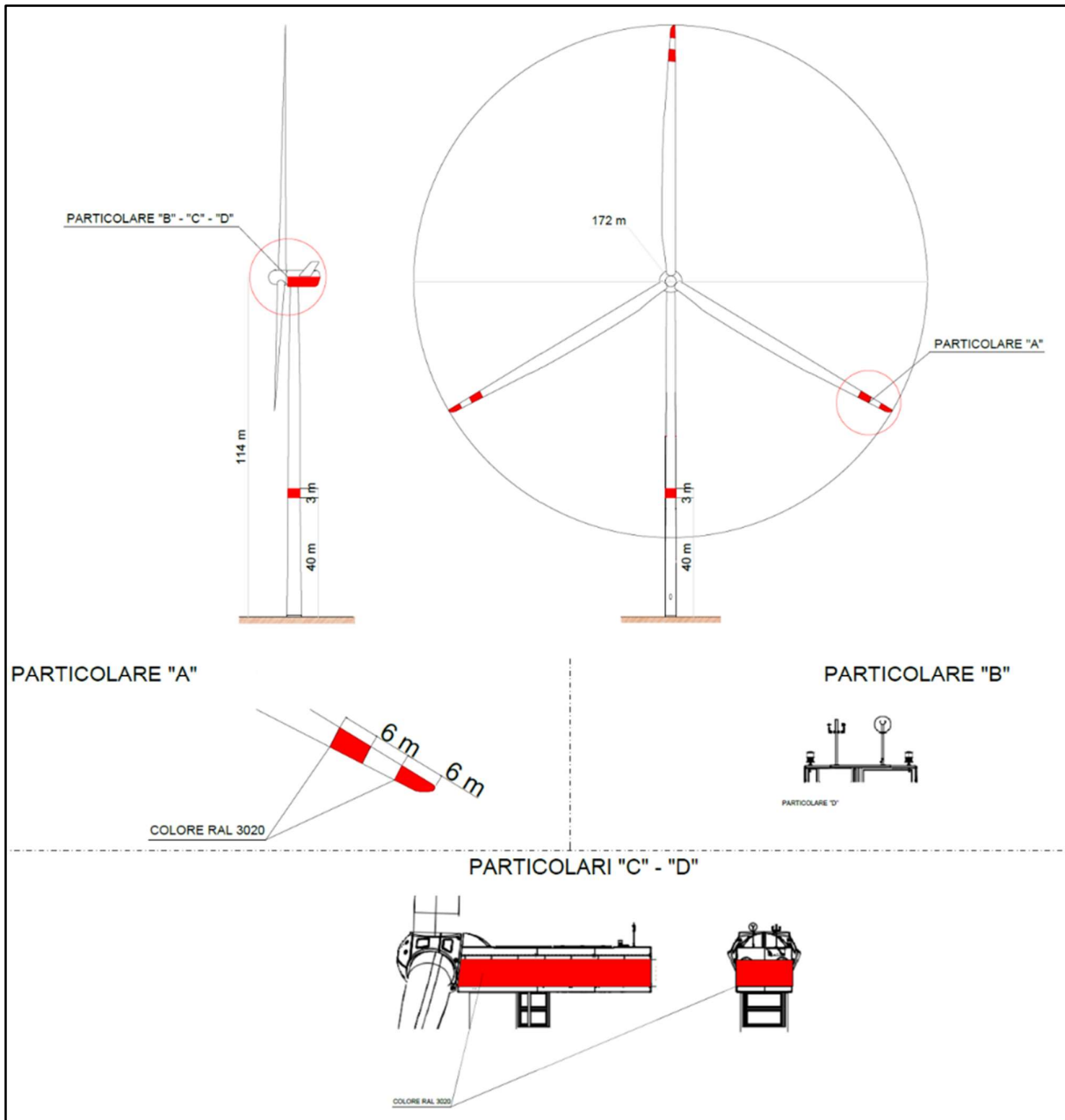


Figura 2.1.1: Profilo aerogeneratore V172 – 7,2 MW – HH= 114 m – D=172 m

3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le fasi di analisi e verifica delle strutture saranno condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative:

- Legge nr. 1086 del 05/11/1971. Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- Legge nr. 64 del 02/02/1974. Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.

- D.M. LL.PP. del 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.
- D.M. LL.PP. del 14/02/1992. Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- D.M. 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.
- D.M. 16 Gennaio 1996 Norme Tecniche relative ai 'Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi'
- D.M. 16 Gennaio 1996 Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche
- Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C. Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996
- Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG. Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996
- Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 (D.M. 17 Gennaio 2018)
- CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

4. DESCRIZIONE DELLE OPERE STRUTTURALI

4.1. Tipologia delle opere

Nel presente elaborato verrà analizzata la fondazione di tipo diretto degli aerogeneratori.

4.2. Caratterizzazione geotecnica dell'area

Le opere in progetto, come detto, interesseranno principalmente le granodiorite monzogranitiche.

A tali litotipi è possibile assegnare le seguenti caratteristiche geotecniche medie, **desunte dalle indagini effettuate e da dati di bibliografia:**

1) Granodioriti monzogranitiche

$$\gamma = \text{peso di volume} = 2,4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Phi = \text{angolo di attrito interno} = 45^\circ$$

$$C = \text{resistenza a compressione semplice} > 1000,0 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Ed = \text{modulo edometrico} = 500.000,0 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E = \text{modulo elastico} = 250.000,0 \text{ Kg/cm}^2$$

$$G_0 = \text{modulo di taglio} = 7000,0 \text{ Kg/cm}^2$$

Categoria topografica T2

Categoria suolo B

Le formazioni appena descritte, che rappresentano il substrato geologico di riferimento, risultano ricoperte da coltre limosa-sabbiosa, aventi caratteristiche geotecniche variabili a seconda delle condizioni idrauliche e morfologiche.

La scelta della tipologia di fondazione da utilizzare per gli aerogeneratori, i rilevati e le strutture che compongono le sottostazioni, sarà definita a seguito della campagna geognostica da effettuare per la progettazione esecutiva.

Una prima caratterizzazione di massima dei litotipi affioranti all'interno dell'opera di progetto è stata effettuata con prove penetrometriche ed indagini geofisiche con il metodo Masw.

Ai fini della trattazione preliminare sulle strutture di fondazione degli aerogeneratori si è optato per una fondazione superficiale.

4.3. Caratterizzazione sismica dell'area

I territori comunali di Orgosolo e Oliena (NU) in base all'Ordinanza P.C.M. del 20 marzo 2003 n.3274, approvata con DGR 2000 del 04/11/2003, sono classificati sismicamente come appartenente alla “zona 4”.

Lo studio di pericolosità sismica, adottato con l'O.P.C.M. del 28 aprile 2006 n. 3519, attribuisce alle 4 zone sismiche degli intervalli di accelerazione orizzontale del suolo (a_g), con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni. Nel caso in esame l'accelerazione orizzontale del suolo (a_g) risulta essere:

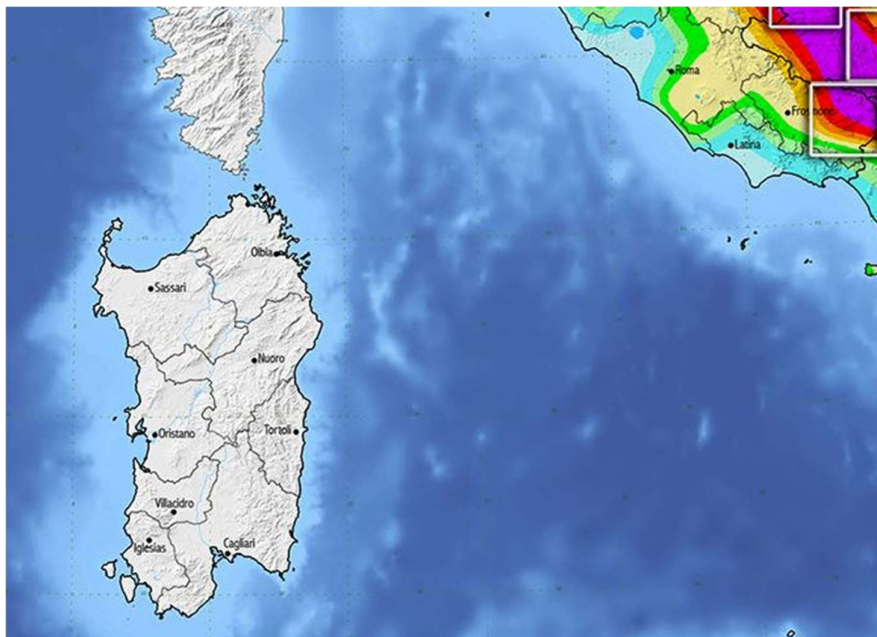




Fig.9 – Mappa di pericolosità sismica del territorio

Zona sismica	Accelerazione con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni (a_g)
1	$a_g > 0.25$
2	$0.15 < a_g \leq 0.25$
3	$0.05 < a_g \leq 0.15$
4	$a_g \leq 0.05$

Tab. 3 - Tabella dei valori di PGA con probabilità di superamento pari al 10 % in 50 anni

Di seguito si riporta la sismicità storica dell'area per eventi sismici con Magnitudo $\geq 5,00$ riportati nel "Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani 2015 - DBMI15", consultabile al sito <http://emidius.mi.ingv.it/CPTI15-DBMI15/>.

Effetti	In occasione del terremoto del									
Int.	Anno	Me	Gi	Ho	Mi	Se	Area epicentrale	NMDP	Io	Mw
4-5		2000	04	26	13	37	4 Tirreno centrale	265		4.77

Locati M., Camassi R., Rovida A., Ercolani E., Bernardini F., Castelli V., Caracciolo C.H., Tertulliani A., Rossi A., Azzaro R., D'Amico S., Conte S., Rocchetti E. (2016). DBMI15, the 2015 version of the Italian Macroseismic Database. Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia. doi:<http://doi.org/10.6092/INGV.IT-DBMI15>.

Inoltre, si osserva come i comuni interessati dall'intervento non rientrano nella zonazione sismogenetica ZS9 n°927, secondo la mappa di pericolosità sismica (INGV - C. Meletti e G. Valensise, 2004) (vedi Figg. 4.1.1 e 4.1.2).

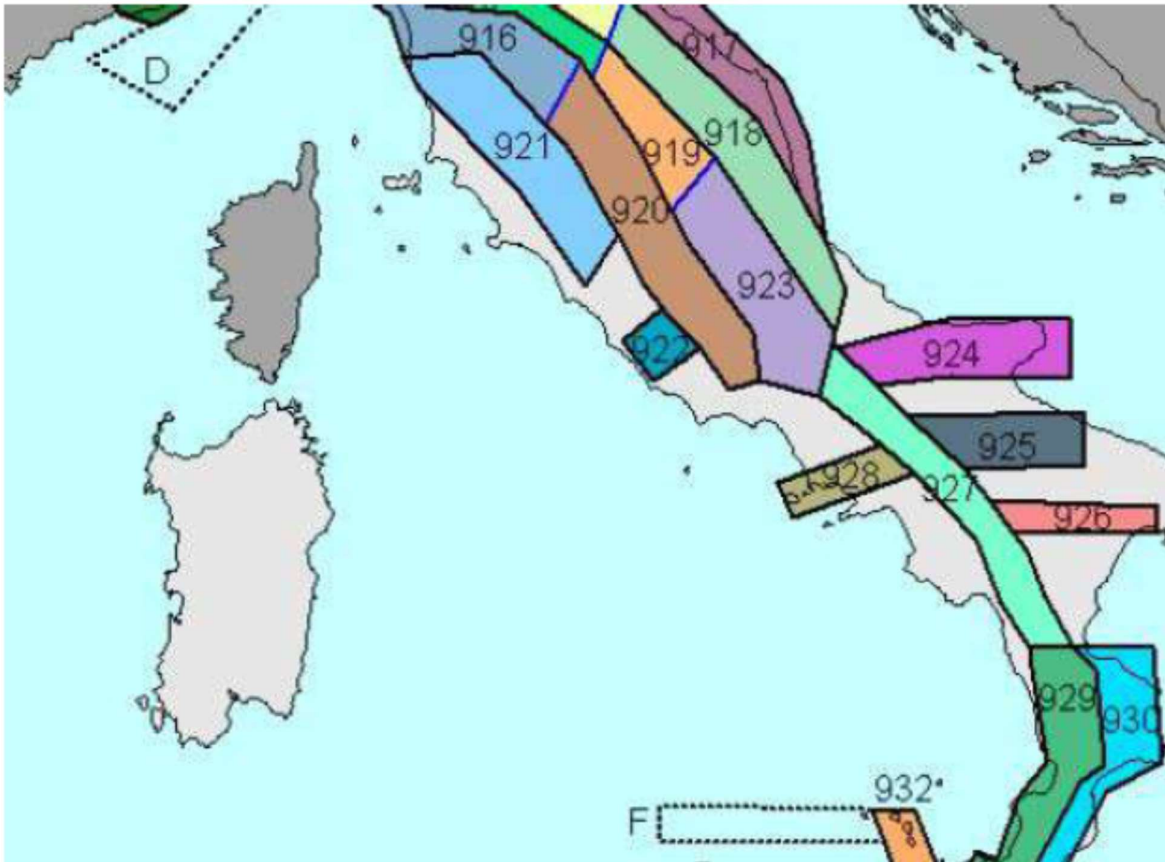


Figura 4.1.1: Stralcio della Carta della Zonazione Sismogenetica ZS9 (da Meletti e Valensise, 2004, <http://zonesismiche.mi.ingv.it/>).

Categoria di suolo

Come previsto dalle NTC 2018 (Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni), per la stima della pericolosità sismica dell'area, è necessario individuare la categoria di sottosuolo del sito mediante opportune indagini geofisiche.

Sulla base di indagini sismiche effettuate su terreni litologicamente simili è possibile assegnare preliminarmente alle aree interessate la categoria di sottosuolo evidenziata nella tabella 3.2.II allegata alle N.T.C. e di seguito riportata:

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $NSPT_{30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT_{30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).

D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_s inferiori a 180 m/s (ovvero $NSPT_{30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_u < 70$ kPa nei terreni a grana fina).</i>
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).</i>

In via preliminare è possibile assegnare alle aree di sedime degli aerogeneratori e delle opere elettriche da realizzare una categoria di sottosuolo "B".

Categoria tipografica

Per l'assegnazione della categoria topografica si fa riferimento alla tabella 3.2.III (categorie topografiche) allegata alle Norme Tecniche per le Costruzioni D.M. 17/01/2018, di seguito riportata:

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Per tutti gli è possibile assegnare una categoria topografica T2.

4.4. Materiali impiegati e resistenze di calcolo

4.4.1. Calcestruzzo

Il calcestruzzo della piastra di fondazione sarà in classe C 35/45 ($R_{ck} \geq 450$ daN/cm²).

Per ciascuna tipologia di calcestruzzo si riportano di seguito, le rispettive caratteristiche meccaniche:

Calcestruzzo classe C 35/45 ($R_{ck} \geq 450$ daN/cm²)

- Resistenza cilindrica a compressione $R_{ck} = 450$ daN/cm²;
- Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo $\gamma_c = 1.5$;
- Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata $\alpha_{CC} = 0.85$;
- Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = f_{ck} \times \alpha_{CC} / \gamma_c = 211.65$ daN/cm²;
- peso specifico $\gamma_{cl} = 2500$ daN/m³;
- Classe di consistenza S4 (UNI – EN 206-1);
- Condizioni ambientali Ordinarie (tab. 4.1.III di [1]), per classi di esposizione ambientale XC2, XF1 UNI-EN 206;
- Copriferro $c = 5,0$ cm.

Il calcestruzzo magro usato per la sottofondazione è di classe $R_{ck} \geq 15$ N/mm².

I diagrammi costitutivi del calcestruzzo sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al

punto 4.1.2.1.2.1 del D.M. 17 gennaio 2018; in particolare per le verifiche effettuate a pressoflessione retta e a pressoflessione deviata è adottato il modello riportato in fig.

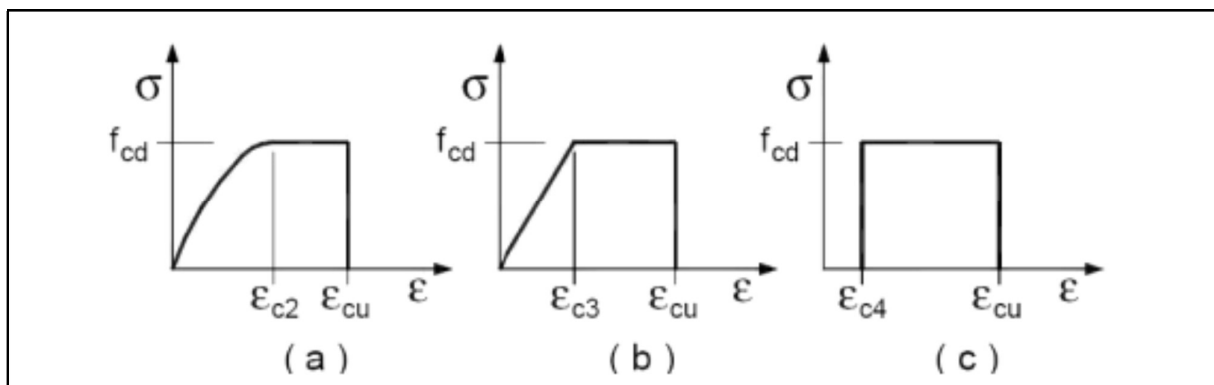


Figura 4.1.1.1: Diagrammi di progetto tensione-deformazione del calcestruzzo

4.4.2. Acciaio per calcestruzzo

L'acciaio utilizzato per le barre di armatura sarà in classe B450C, con le seguenti caratteristiche:

- $f_{y\text{ nom}} = 450 \text{ N/mm}^2$ - Tensione nominale di snervamento;
- $f_{t\text{ nom}} = 540 \text{ N/mm}^2$ - Tensione nominale di rottura;
- $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$ - Tensione caratteristica di rottura;
- $\tau = 2.6 \text{ N/mm}^2$ - Tensione caratteristica di aderenza.

I diagrammi costitutivi dell'acciaio sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.2 del D.M. 17 gennaio 2018; in particolare è adottato il modello elastico perfettamente plastico rappresentato in figura.

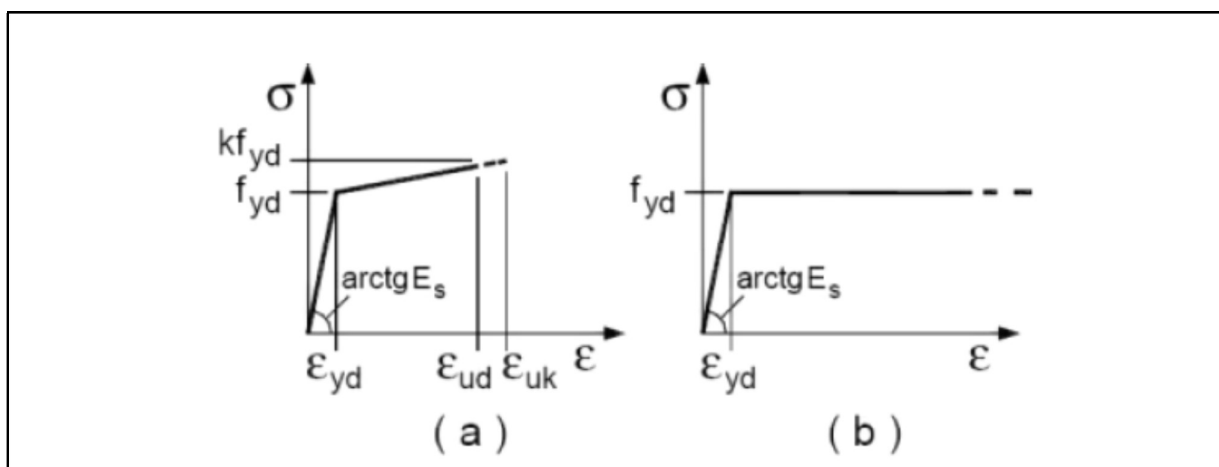


Figura 4.1.2.1: Diagrammi di calcolo tensione/deformazione dell'acciaio

Tutti i materiali impiegati dovranno essere comunque verificati con opportune prove di laboratorio secondo le prescrizioni della vigente Normativa.

5. DIMENSIONAMENTO FONDAZIONI TORRI EOLICHE

5.1. Descrizione geometrica

Il plinto di fondazione calcolato presenta una forma assimilabile a un tronco di cono con base maggiore avente diametro pari a 20.00 m e base minore avente diametro pari a 7.10 m. L'altezza massima della fondazione, misurata al centro della stessa è di 3.50 m mentre l'altezza minima misurata sull'estremità è di 1.00 m. Al centro della fondazione viene realizzato un accrescimento di 0.50 m al fine di consentire l'alloggio dell'anchor cage per l'installazione della torre eolica.

Si riportano, di seguito la pianta e la sezione della suddetta fondazione:

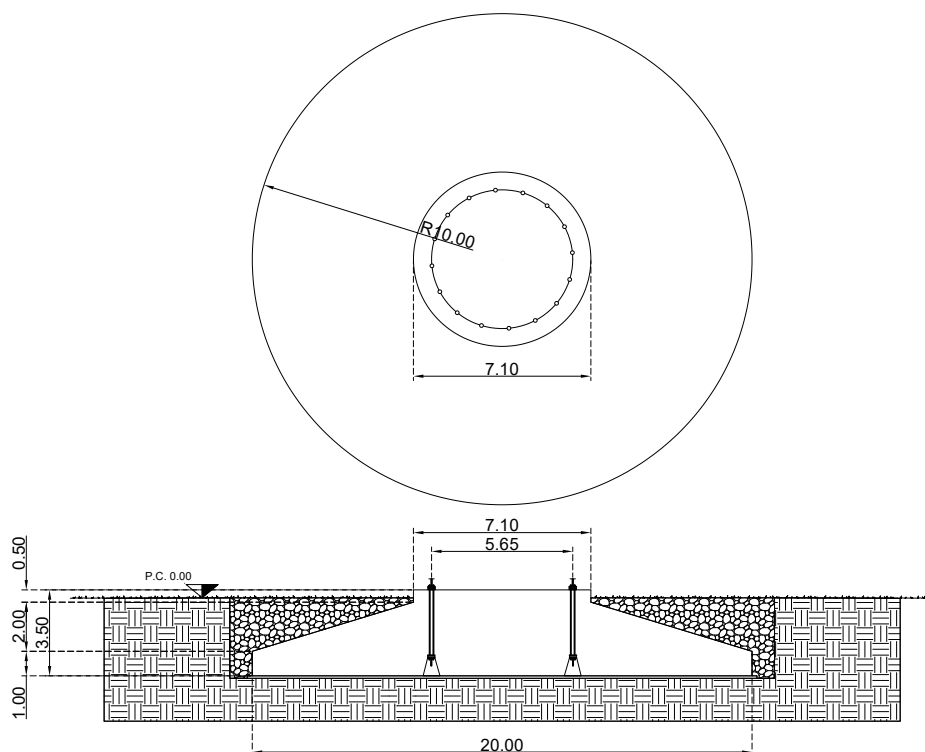


Figura 5.1.1: Dettaglio pianta e sezione fondazione

Il modello adottato per il calcolo dei carichi permanenti consiste nella divisione in tre solidi di cui il primo è un cilindro (1) con un diametro di 24.50 m e un'altezza di 0.50 m, il secondo (2) è un tronco di cono con diametro di base pari a 24.50 m, diametro superiore di 7.10 m ed altezza pari a 3.00 m; il terzo corpo (3) è un cilindro con un diametro di 7.10 m ed altezza di 0,50 m. Per il terreno di ricoprimento si schematizza un parallelepipedo con peso pari a γ_{sat} del primo strato desunto dalla relazione geologica.

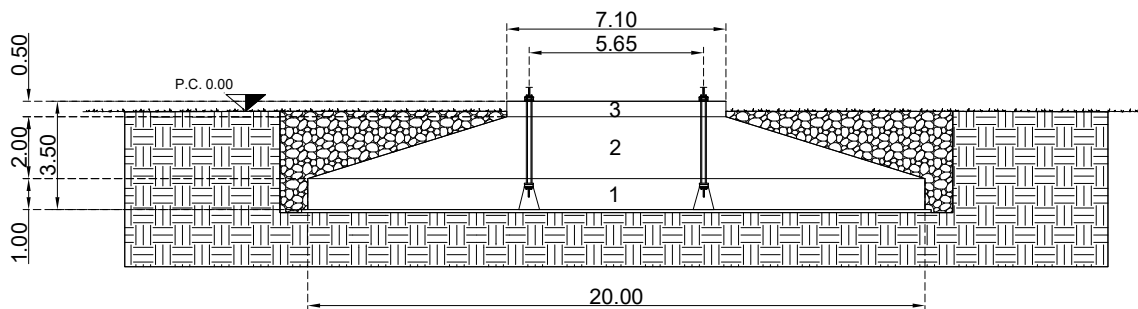


Figura 5.1.2: Dettaglio modello per calcolo volumi

Di seguito si riporta una tabella con le caratteristiche dimensionali dell'opera:

Simbolo	Dim	U.m.
D	20.00	ml
d	7.10	ml
h1	1.00	ml
h2	2.00	ml
h3	0.50	ml
htot	3.50	ml
Vtot	643.12	mc
Peso specifico cls	25.00	kN/mc
Peso della fondazione	16078	kN
Peso del terreno di Ricoprimento	7463.40	kN
Peso totale	23541.40	kN

L'interfaccia fondazione – torre è rappresentata da un inserto metallico, riportato in figura, che annegato nel calcestruzzo della fondazione, consente il collegamento con la torre per mezzo di una piastra superiore.

Di seguito si riporta, a titolo esemplificativo una vista dell'inserto metallico (Anchor Cage).

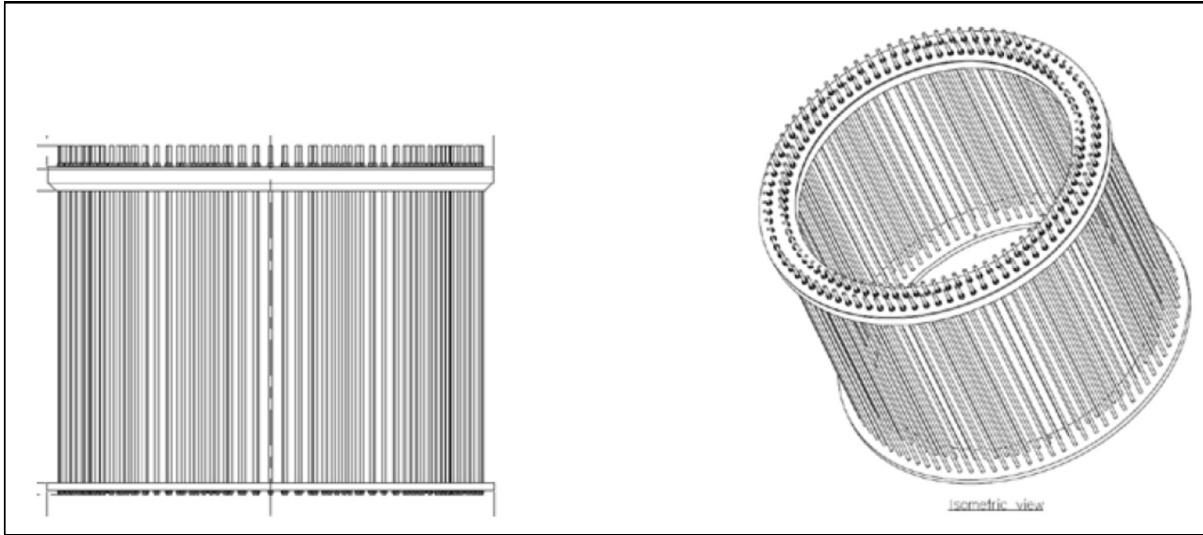


Figura 5.1.3: Dettaglio Anchor cage

5.2. Metodo di analisi

Per l'analisi platea si utilizza il metodo degli elementi finiti (FEM). La struttura viene suddivisa in elementi connessi fra di loro in corrispondenza dei nodi. Il campo di spostamenti interno all'elemento viene approssimato in funzione degli spostamenti nodali mediante le funzioni di forma. Il programma utilizza, per l'analisi tipo piastra, elementi quadrangolari e triangolari. Nel problema di tipo piastra gli spostamenti nodali sono lo spostamento verticale w e le rotazioni intorno agli assi x e y , ϕ_x e ϕ_y , legati allo spostamento w tramite relazioni

$$\phi_x = -dw/dy$$

$$\phi_y = dw/dx$$

Note le funzioni di forma che legano gli spostamenti nodali al campo di spostamenti sul singolo elemento è possibile costruire la matrice di rigidezza dell'elemento $\mathbf{k}_e$ ed il vettore dei carichi nodali dell'elemento $\mathbf{p}_e$.

La fase di assemblaggio consente di ottenere la matrice di rigidezza globale della struttura $\mathbf{K}$ ed il vettore dei carichi nodali $\mathbf{p}$. La soluzione del sistema

$$\mathbf{K} \mathbf{u} = \mathbf{p}$$

consente di ricavare il vettore degli spostamenti nodali $\mathbf{u}$.

Dagli spostamenti nodali è possibile risalire per ogni elemento al campo di spostamenti ed alle sollecitazioni M_x , M_y ed M_{xy} .

Il terreno di fondazione se presente viene modellato con delle molle disposte in corrispondenza dei nodi.

La rigidezza delle molle è proporzionale alla costante di sottofondo k ed all'area dell'elemento.

I pali di fondazione sono modellati con molle verticali aventi rigidezza pari alla rigidezza verticale del palo.

Per l'analisi tipo lastra (analisi della piastra soggetta a carichi nel piano) vengono utilizzati elementi triangolari a 6 nodi a deformazione quadratica. Gli spostamenti nodali sono gli spostamenti u e v nel piano XY. L'analisi fornisce in tal caso il campo di spostamenti orizzontali e le tensioni nel piano della lastra σ_x , σ_y e τ_{xy} . Dalle tensioni è possibile ricavare, noto lo spessore, gli sforzi normali N_x , N_y e N_{xy} . Nell'analisi tipo lastra i pali di fondazione sono modellati con molle orizzontali in direzione X e Y aventi rigidezza pari alla rigidezza orizzontale del palo.

Nel caso di platea nervata le nervature sono modellate con elementi tipo trave (con eventuale rigidezza torsionale) connesse alla piastra in corrispondenza dei nodi degli elementi.

Metodo calcolo portanza

In generale la capacità portante di punta viene calcolata tramite l'espressione:

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

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

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_q \geq 1.0$

Le espressioni di Hansen per il calcolo della capacità portante si differenziano a seconda se siamo in presenza di un terreno puramente coesivo ($\phi=0$) o meno e si esprimono nel modo seguente:

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 $\phi=0$

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

in cui d_c , d_q , d_γ , sono i fattori di profondità; s_c , s_q , s_γ , sono i fattori di forma; i_c , i_q , i_γ , sono i fattori di inclinazione del carico; b_c , b_q , b_γ , sono i fattori di inclinazione del piano di posa; g_c , g_q , g_γ , sono i fattori che tengono conto del fatto che la fondazione poggia su un terreno in pendenza.

I fattori N_c , N_q , N_γ sono espressi come:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} K_p$$

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

$$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \operatorname{tg} \phi$$

Vediamo ora come si esprimono i vari fattori che compaiono nella espressione del carico ultimo.

Fattori di forma

$$\text{per } \phi=0 \quad s_c = 0.2 \frac{B}{L}$$

$$\text{per } \phi>0 \quad s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L}$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \operatorname{tg} \phi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

Fattori di profondità

Fattori di profondità

Si definisce il parametro k come

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

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

I vari coefficienti si esprimono come

$$\text{per } \phi=0 \quad d_c = 0.4k$$

$$\text{per } \phi>0 \quad d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2 \operatorname{tg} \phi (1 - \sin \phi)^2 k$$

$$d_\gamma = 1$$

Fattori di inclinazione del carico

Indichiamo con V e H le componenti del carico rispettivamente perpendicolare e parallela alla base e con A_f l'area efficace della fondazione ottenuta come $A_f = B' \times L'$ (B' e L' sono legate alle dimensioni effettive della fondazione B, L e all'eccentricità del carico e_B , e_L dalle relazioni $B' = B - 2e_B$ $L' = L - 2e_L$) e con η l'angolo di inclinazione della fondazione espresso in gradi ($\eta=0$ per fondazione orizzontale).

I fattori di inclinazione del carico si esprimono come:

$$\text{per } \phi = 0 \quad i_c = 1/2(1 - [1 - \frac{H}{A_f c_a}]^{0.5})$$

$$\text{per } \phi > 0 \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = (1 - \frac{0.5H}{V + A_f c_a \text{tg} \phi})^5$$

$$\text{per } \eta = 0 \quad i_\gamma = (1 - \frac{0.7H}{V + A_f c_a \text{tg} \phi})^5$$

$$\text{per } \eta > 0 \quad i_\gamma = (1 - \frac{(0.7 - \eta^\circ/450^\circ)H}{V + A_f c_a \text{tg} \phi})^5$$

Fattori di inclinazione del piano di posa della fondazione

$$\text{per } \phi=0 \quad b_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$\text{per } \phi>0 \quad b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_q = e^{-2\eta \text{tg} \phi}$$

$$b_\gamma = e^{-2.7\eta \text{tg} \phi}$$

Fattori di inclinazione del terreno

Indicando con β la pendenza del pendio i fattori g si ottengono dalle espressioni seguenti:

$$\text{per } \phi=0 \quad g_c = \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$$

$$\text{per } \phi>0 \quad g_c = 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - 0.05 \tan \beta)^\delta$$

Per poter applicare la formula di Hansen devono risultare verificate le seguenti condizioni:

$$H < V \tan \delta + A_r c_a$$

$$\beta \leq \phi$$

$$i_q, i_\gamma > 0$$

$$\beta + \eta \leq 90^\circ$$

Qui di seguito è fornita una rappresentazione grafica della discretizzazione operata, relativa ad una fondazione tipo, con evidenziazione dei nodi e degli elementi.

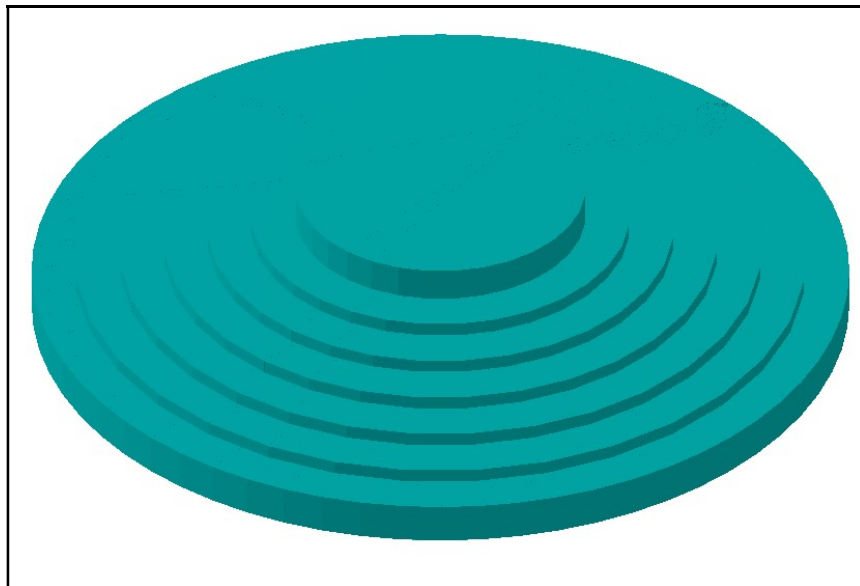


Figura 5.2.1 - Modello Strutturale

6. CALCOLO DEI CEDIMENTI

I cedimenti delle fondazioni assumono una certa importanza legata alla rilevanza dell'opera da realizzare. Nel calcolo, anche se la frazione elastica è molto piccola, il terreno, viene trattato come materiale pseudoelastico caratterizzato dai parametri E_s , G' , ν e k_s . In generale i cedimenti vengono classificati come:

- immediati, cioè quelli che si sviluppano non appena il sovraccarico viene applicato;
- di consolidazione, cioè quelli che si sviluppano nel tempo e richiedono un periodo dell'ordine di mesi o anni per esaurirsi.

L'analisi dei cedimenti immediati viene eseguita per tutti i terreni a grana fina con grado di saturazione $< 90\%$ e per quelli a grana grossa con elevato coefficiente di permeabilità.

L'analisi dei cedimenti di consolidazione viene usata per tutti i terreni a grana fine saturi o quasi saturi.

6.1. Metodo edometrico

Il metodo edometrico nel calcolo dei cedimenti viene approcciato con metodo legato al modulo edometrico e viene implementato seguendo la seguente espressione:

$$\Delta H = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta \sigma_i}{E_{edi}} \Delta z_i$$

dove:

- $\Delta \sigma$ è la tensione indotta nel terreno, alla profondità z , dalla pressione di contatto della fondazione;
- E_{ed} è il modulo elastico determinato attraverso la prova edometrica e relativa allo strato i -esimo;
- Δz rappresenta lo spessore dello strato i -esimo in cui è stato suddiviso lo strato compressibile e per il quale si conosce il modulo elastico.

Si ricorda che, l'ipotesi edometrica è verificata con approssimazione tanto migliore quanto più ridotto è il valore del rapporto tra lo spessore dello strato compressibile e la dimensione in pianta della fondazione.

7. AZIONI SULLA STRUTTURA

I calcoli e le verifiche sono condotti con il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo le indicazioni del D.M. 17 gennaio 2018. Le azioni introdotte direttamente sono combinate con le altre (carichi permanenti, accidentali e sisma) mediante le combinazioni di carico di seguito descritte; da esse si ottengono i valori probabilistici da impiegare successivamente nelle verifiche.

7.1. Stato limite di salvaguardia della vita

Le azioni sulla costruzione sono state cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.

Per gli stati limite ultimi sono state adottate le combinazioni del tipo:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Dove:

G_i sono le azioni che agiscono durante tutta la vita nominale di progetto della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è molto lenta e di modesta entità:

- 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) (G_1);
- peso proprio di tutti gli elementi non strutturali (G_2);
- spostamenti e deformazioni impressi, incluso il ritiro;
- presollecitazione (P).

Q_i sono le azioni variabili che agiscono con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel corso della vita nominale della struttura:

- sovraccarichi;
- azioni del vento;
- azioni della neve;
- azioni della temperatura

Le azioni variabili sono dette di lunga durata quando agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura. Sono dette di breve durata, invece, se agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura. A seconda del sito ove sorge la costruzione, una medesima azione climatica può essere di lunga o di breve durata.

$\gamma_g, \gamma_q, \gamma_p$ sono coefficienti parziali come definiti nella tabella 2.6.I del DM 17 gennaio 2018;

ψ_{0i} sono coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici. Essi sono riportati nella tabella 2.5.I della suddetta norma.

Le combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico elementare.

I coefficienti relativi a tali combinazioni di carico sono riportati negli allegati fascicoli di calcolo.

In zona sismica, oltre alle sollecitazioni derivanti dalle condizioni di carico statiche, vengono considerate anche le sollecitazioni derivanti dal sisma. L'azione sismica è stata combinata con le altre azioni secondo la seguente relazione:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Dove:

- E: azione sismica per lo stato limite e per la classe di importanza in esame;
- G_1 : peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G_2 : peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- P: pretensione e precompressione;
- ψ_{2i} : coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q_i ;
- Q_{ki} : valore caratteristico dell'azione variabile Q .

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

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

I valori dei coefficienti ψ_{2j} sono riportati, assieme ai valori dei coefficienti ψ_{0j} , ψ_{1j} , nella tabella 2.5.I riportata di seguito:

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

7.2. Stato limite di danno

L'azione sismica, ottenuta dallo spettro di progetto per lo Stato Limite di Danno, è stata combinata con le altre azioni mediante una relazione del tutto analoga alla precedente:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Dove:

- E: azione sismica per lo stato limite e per la classe di importanza in esame;
- G_1 : peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G_2 : peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- P: pretensione e precompressione;
- ψ_{2i} : coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q_i ;
- Q_{ki} : valore caratteristico dell'azione variabile Q_i .

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

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}.$$

I valori dei coefficienti ψ_{2j} sono riportati nella tabella 2.5.I delle N.T.C. 2018 di cui al paragrafo precedente.

7.3. Stati limite di esercizio

Allo Stato Limite di Esercizio le sollecitazioni con cui sono stati progettati gli elementi in c.a. sono state ricavate applicando le combinazioni di carico riportate nel D.M. 17 gennaio 2018 – Norme tecniche per le costruzioni – al punto 2.5.3. Per le verifiche agli stati limite di esercizio, a seconda dei casi, si fa riferimento alle seguenti combinazioni di carico:

combinazione rara

$$F_d = \sum_{j=1}^m (G_{Kj}) + Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l (P_{kh})$$

Combinazione

frequente

$$F_d = \sum_{j=1}^m (G_{Kj}) + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l (P_{kh})$$

combinazione quasi

permanente

$$F_d = \sum_{j=1}^m (G_{Kj}) + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l (P_{kh})$$

Dove:

- G_{kj} valore caratteristico della j-esima azione permanente;
- P_{kh} valore caratteristico della h-esima deformazione impressa;

- Q_{k1} valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;
- Q_{ki} valore caratteristico della i-esima azione variabile;
- ψ_{0i} coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili di durata breve ma ancora significativi nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili;
- ψ_{1i} coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;
- ψ_{2i} coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni ammissibili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

Ai coefficienti ψ_{0i} , ψ_{1i} , ψ_{2i} sono attribuiti i valori della tabella 2.5.I delle N.T.C. 2018 di cui al paragrafo 8.2.

In maniera analoga a quanto illustrato nel caso dello SLU le combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico; a turno ogni condizione di carico accidentale è stata considerata sollecitazione di base (Q_{k1} nella formula (1)), con ciò dando origine a tanti valori combinati. Per ognuna delle combinazioni ottenute, in funzione dell'elemento sono state effettuate le verifiche allo SLE (tensioni, deformazioni e fessurazione). Negli allegati fascicoli di calcolo sono riportati i coefficienti relativi alle combinazioni di calcolo generate relativamente alle combinazioni di azioni "Quasi Permanente", "Frequente" e "Rara".

Nelle sezioni relative alle verifiche allo SLE dei citati fascicoli, inoltre, sono riportati i valori delle sollecitazioni relativi alle combinazioni che hanno originato i risultati più gravosi.

8. VERIFICHE DI SICUREZZA

Nelle verifiche allo stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$R_d \geq E_d$$

Dove:

- E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;
- R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Le verifiche allo SLU di tipo geotecnico (GEO) delle fondazioni vengono eseguite, in ottemperanza alle prescrizioni contenute nel par. 6.4.3.1 delle N.T.C. 17/01/2018, secondo la Combinazione (A1+M1+R3) dell'Approccio 2, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle che seguono.

La verifica di stabilità globale, invece, viene effettuata secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1. Per quel che concerne le verifiche allo SLU di tipo strutturale (STR), il coefficiente γ_R non viene portato in conto.

Si riportano, di seguito, i coefficienti desunti dalle tabelle 6.2.I, 6.2.II, 6.4.I, 6.4.II, 6.4.IV, 6.4.VI riportate nel cap. 6 delle N.T.C. 17/01/2018:

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale	(A1) - STR
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1,fav}$	1.00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{G1,sfav}$	1.30
Permanenti non strutturali	Favorevole	$\gamma_{G2,fav}$	0.80
Permanenti non strutturali	Sfavorevole	$\gamma_{G2,sfav}$	1.50
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi,fav}$	0.00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qi,sfav}$	1.50
Variabili traffico	Favorevole	$\gamma_{Q,fav}$	0.00
Variabili traffico	Sfavorevole	$\gamma_{Q,sfav}$	1.35

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA	Coefficiente parziale	(M1)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1.00
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1.00
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.00

Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche (Pali trivellati)

Resistenza	γ_R	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1.00	1.70	1.35
Laterale in compressione	γ_s	1.00	1.45	1.15
Totale	γ_t	1.00	1.60	1.30
Laterale in trazione	γ_{st}	1.00	1.60	1.25

Coefficienti parziali γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

γ_T	(R1)	(R2)	(R3)
γ_T	1.00	1.60	1.30

Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di

verticali indagate

Numero di verticali indagate	ξ_3	ξ_4
1	1.70	1.70

8.1. Combinazioni di carico

A partire dai carichi agenti sulla struttura di fondazione sono state analizzate le combinazioni di carico per gli stati limite.

Tali combinazioni, riportate nella tabella seguente, sono state effettuate tenendo presente quanto prescritto dalla normativa D.M. Infrastrutture Trasporti 17 gennaio 2018 (G.U. 20 febbraio 2018 n. 42 - Suppl. Ord. n. 8) "Norme tecniche per le Costruzioni".

Si riportano di seguito l'elenco combinazioni di calcolo per un totale di 12 combinazioni definite e dove il coefficiente CP identifica: CP = Coefficiente di partecipazione della condizione.

Combinazione n° 1 - - STR - A1-M1-R3

Condizione	CP
Peso proprio, Peso terreno sulla piastra, carichi aerogeneratore	1.30
Condizione 1	1.00

8.2. Analisi dei carichi

Un'accurata valutazione dei carichi è un requisito imprescindibile di una corretta progettazione, in particolare per le costruzioni realizzate in zona sismica. La valutazione dei carichi e sovraccarichi agenti sulla fondazione e dei carichi e sovraccarichi derivanti dalla sovrastruttura, è stata effettuata in accordo con le disposizioni del Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 17 gennaio 2018 "Norme tecniche per le Costruzioni".

Le condizioni di carico per le quali si effettuano le verifiche sono:

- Peso proprio fondazione;
- Peso torre eolica;
- Neve;
- Vento in condizioni di esercizio;
- Vento estremo;
- Sisma.

Le azioni sismiche sono combinate secondo quanto riportato nel par. 7.3.5 del DM del 17 gennaio 2018 "Norme tecniche per le Costruzioni".

Nel caso in esame le sollecitazioni della sovrastruttura (aerogeneratore) utilizzate sono quelle riportate

dalla scheda tecnica “EV 172-6.5/6.8/7.2MW HH114”, considerando nello specifico i carichi estremi trasmetti dall’aerogeneratore alla struttura di fondazione.

Characteristic Extreme								
Lead	LC/Family	PLF	Type	Mbt	Mzt	FndFr	Fzt	Ref
Sensor	[-]	[-]	[-]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[-]
Mbt	14Ecdvraa00(fam97)	1.35	Abs	154600	-2092	1318	-6890	[3]
Mzt	23NTMHCHWO200(fam231)	1.35	Abs	44566	-12721	423	-6707	[1]
FndFr	23NTMVrp00(fam222)	1.35	Abs	116600	1960	1352	-6897	[3]
Fzt	1316etm00(fam89)	1.35	Abs	90827	2670	752	-7034	[3]

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	14Ecdvraa00(fam97)	1.35	Abs	154600	-2092	1318	-6890	[3]
Mzt	23NTMHCHWO200(fam231)	1.35	Abs	44566	-12721	423	-6707	[1]
FndFr	62E50b04000(fam352)	1.10	Abs	150200	4722	1430	-6679	[1]
Fzt	1316etm00(fam89)	1.35	Abs	90827	2670	752	-7034	[3]

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	62E50b04000(fam352)	1.10	Abs	151100	4787	1424	-6657	[1]
Mzt	22VOGV00(fam170)	1.10	Abs	31215	-11389	243	-6680	[3]
FndFr	62E50b04000(fam352)	1.10	Abs	150200	4722	1430	-6679	[1]
Fzt	62E50a16000(fam333)	1.10	Abs	54598	-2345	505	-6985	[1]

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

8.3. Sistemi di riferimento

8.3.1. Convenzioni adottate

Carichi e reazioni vincolari

Fz Carico verticale positivo verso il basso

Fx Forza orizzontale in direzione X positiva nel verso delle X crescenti.

Fy Forza orizzontale in direzione Y positiva nel verso delle Y crescenti.

Mx Momento con asse vettore parallelo all'asse X positivo antiorario.

My Momento con asse vettore parallelo all'asse Y positivo antiorario.

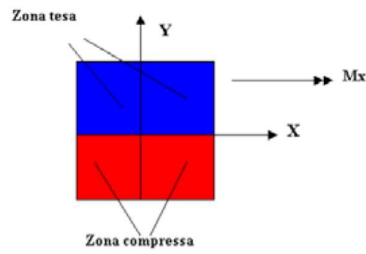


Figura 1

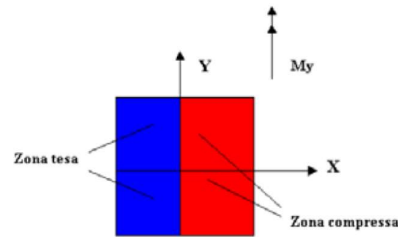


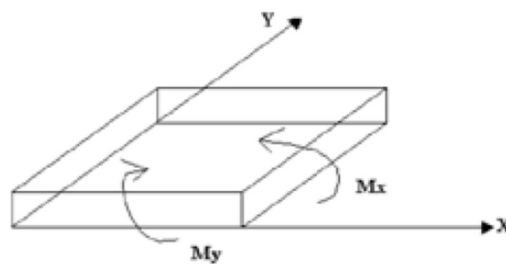
Figura 2

Sollecitazioni

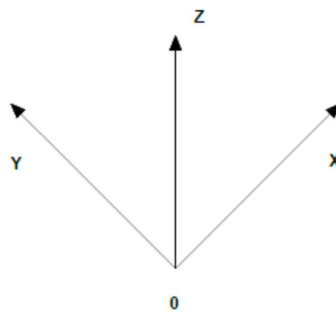
M_x Momento flettente X con asse vettore parallelo all'asse Y (positivo se tende le fibre inferiori).

M_y Momento flettente Y con asse vettore parallelo all'asse X (positivo se tende le fibre inferiori).

M_{xy} Momento flettente XY



8.3.2. Riferimento globale

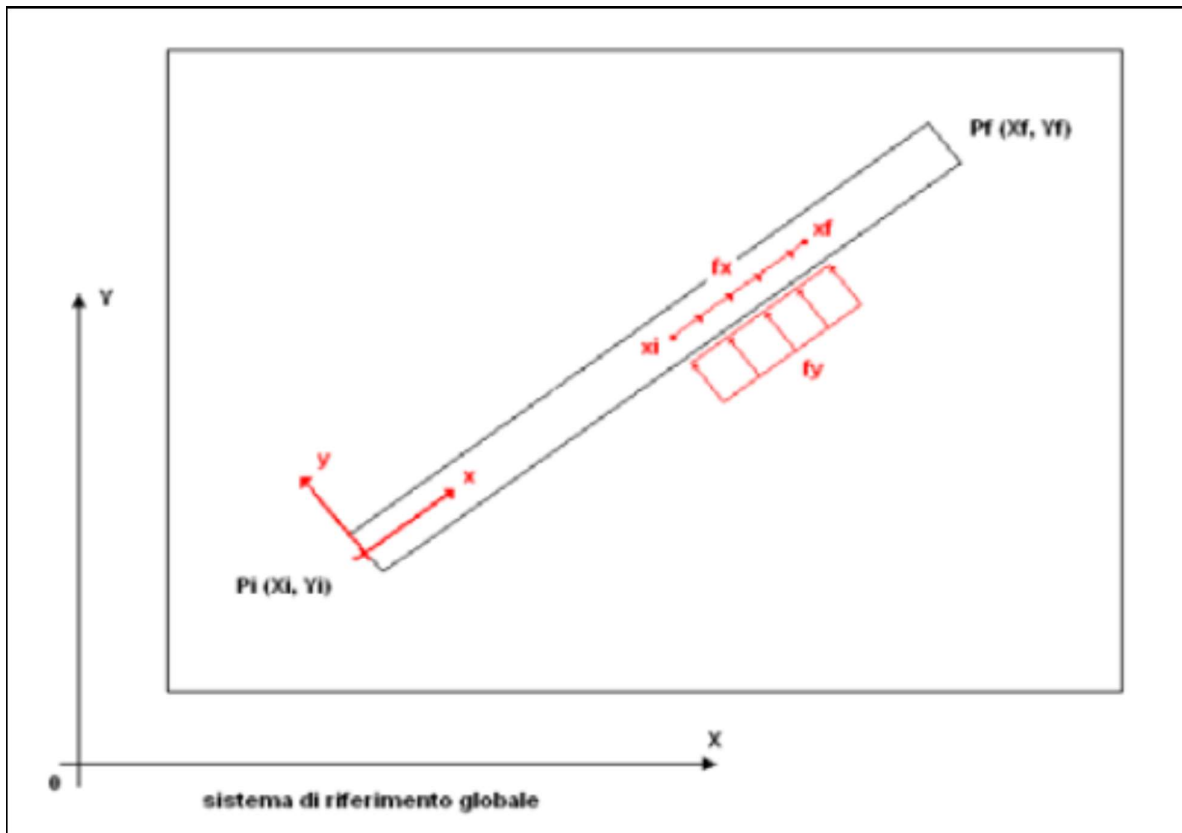


Il sistema di riferimento globale, rispetto al quale va riferita l'intera struttura, è costituito da una terna di assi cartesiani sinistrorsa OXYZ (X, Y, Z posizionati a 90° tra loro).

8.3.3. Riferimento locale

Definiti i e f come i due nodi iniziale e finale dell'elemento, viene individuato un sistema di assi cartesiani locale all'elemento, con origine nel Nodo i così composto:

- asse x orientato dal nodo i al nodo j;
- asse y perpendicolare all'asse x;
- asse z che completa la terna



9. PLINTO DI FONDAZIONE

9.1. Identificazione geometrica

Si riporta di seguito lo schema strutturale adottato in fase di calcolo. La struttura viene schematizzata come anelli concentrici con altezza variabile crescente verso il centro. L'incremento di altezza viene identificato con differente colorazione:

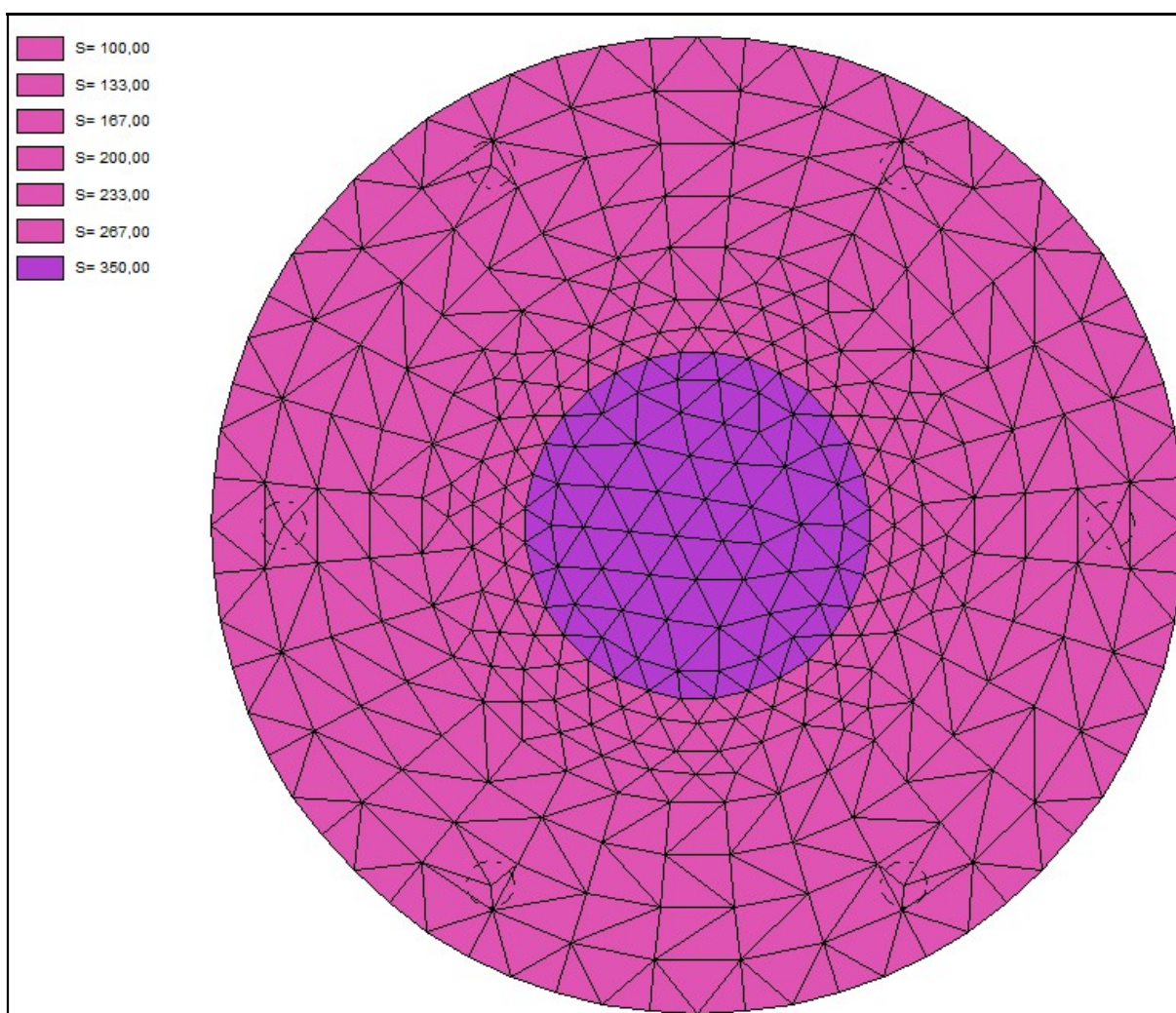


Figura 9.1.1: Spessori modellazione strutturale (*unità di misura cm*)

10. ELABORATI GRAFICI SINTETICI

Di seguito vengono riportati i diagrammi più significativi della struttura

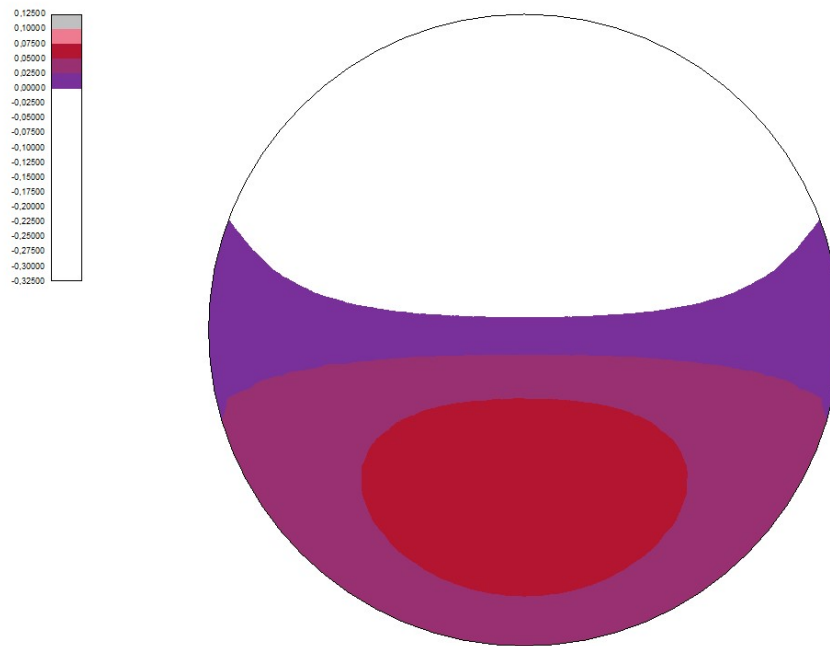


Figura 10.1.1 – Diagramma dei cedimenti (*unità di misura cm*)

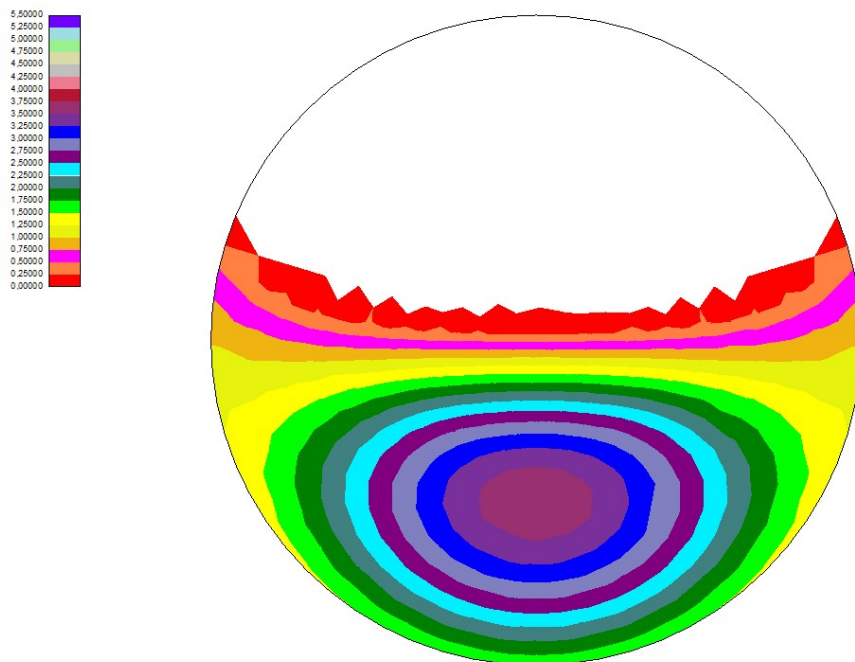


Figura 10.1.2 – Diagramma delle pressioni (unità di misura kg/cmq)

11. VERIFICHE GEOTECNICHE SULLA PIASTRA

Piastra

Carico limite

Simbologia adottata

Ic	Indice combinazione
N	Carico verticale trasmesso al terreno, espresso in [kg]
Np	Carico verticale trasmesso ai pali, espresso in [kg]
Qu	Portanza ultima terreno, espressa in [kg]
Qup	Portanza ultima pali, espressa in [kg]. Solo per fondazione mista
Qd	Portanza di progetto $((P_u + P_{up})/\eta)$, espressa in [kg]
Nt	Carico verticale trasmesso al terreno $(N + N_p)$, espresso in [kg]
FS	Fattore di sicurezza a carico limite (P_d / N_t) . Tra parentesi viene riportato l'indice della combinazione con fattore di sicurezza minimo.

Ic	N	Np	Qu	Qup	Qd	Nt	FS
	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	
1	4557966	0	695074432	0	302206275	4557966	66.303 (1)

Scorrimento

Simbologia adottata

n°	Indice plinto
T	Carico orizzontale trasferito al terreno, espresso in [kg]
Tp	Carico orizzontale trasferito ai pali, espresso in [kg]
Ru	Resistenza ultima allo scorrimento, espressa in [kg]
Rd	Resistenza di progetto allo scorrimento, espressa in [kg]
FS	Fattore di sicurezza allo scorrimento (R_d/T). Tra parentesi viene riportato l'indice della combinazione con fattore di sicurezza minimo.

n°	T	Tp	Ru	Rd	FS
	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	
1	202800	0	4199817	3818016	18.827 (1)

12. CONCLUSIONI

La progettazione e verifica preliminare della struttura della presente relazione tiene in considerazione i carichi relativi ad un aerogeneratore tipo Vestas V172 con altezza torre pari a 114 m e rotore pari a 172 m e delle assunzioni relative ai modelli geotecnici indicati dalla relazione geologica.

Le caratteristiche geometriche della fondazione descritta nel presente elaborato dovrà confermarsi mediante dimensionamento di dettaglio in fase di progettazione definitiva-esecutiva, così come le relative armature di carpenteria.

Dalla presente progettazione preliminare, considerando la stratigrafia più sfavorevole tra quelle individuate dalla relazione geologica, si è giunti al dimensionamento di una struttura di tipo diretto composta da una piastra forma assimilabile a un tronco di cono con base maggiore avente diametro pari a 20.00 m e base minore avente diametro pari a 7.10 m. L'altezza massima della fondazione, misurata al centro della stessa è di 3.50 m mentre l'altezza minima misurata sull'estremità è di 1.00 m. Al centro della fondazione viene realizzato un accrescimento di 0.50 m al fine di consentire l'alloggio dell'anchor cage per l'installazione della torre eolica.