

Autorizzazione Unica Regionale - art. 12 del dlgs. 387/2003



Progetto Definitivo

Parco Eolico Anzi

Titolo elaborato:

Relazione di calcolo preliminare geotecnico strutturale

AS	MF	GD	EMISSIONE	09/08/24	0	0
REDATTO	CONTR.	APPROV.	DESCRIZIONE REVISIONE DOCUMENTO	DATA	REV	

PROPONENTE



ZERO EMISSIONI 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

INDICE

1.	INTRODUZIONE	4
2.	DESCRIZIONE GENERALE DELL'IMPIANTO	5
2.1.	Caratteristiche tecniche dell'aerogeneratore	5
3.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	9
4.	DESCRIZIONE DELLE OPERE STRUTTURALI	10
4.1.	Tipologia delle opere	10
4.2.	Caratterizzazione geotecnica dell'area	10
4.3.	Caratterizzazione sismica dell'area	12
4.4.	Materiali impiegati e resistenze di calcolo	17
4.4.1.	Calcestruzzo	17
4.4.2.	Acciaio per calcestruzzo	19
5.	DIMENSIONAMENTO FONDAZIONI TORRI EOLICHE	19
5.1.	Descrizione geometrica	19
5.2.	Metodo di analisi	22
6.	CALCOLO DEI CEDIMENTI	25
6.1.	Metodo edometrico	26
6.2.	Calcolo cedimenti dei pali di fondazione	26
7.	AZIONI SULLA STRUTTURA	27
7.1.	Stato limite di salvaguardia della vita	27
7.2.	Stato limite di danno	29
7.3.	Stati limite di esercizio	30
8.	VERIFICHE DI SICUREZZA	31
8.1.	Combinazioni di carico	32
8.2.	Analisi dei carichi	33
8.3.	Sistemi di riferimento	34
8.3.1.	Convenzioni adottate	34
8.3.2.	Riferimento globale	35
8.3.3.	Riferimento locale	35
9.	PLINTO DI FONDAZIONE	36
9.1.	Identificazione geometrica	36
10.	ELABORATI GRAFICI SINTETICI	37

11.	VERIFICHE GEOTECNICHE SULLA PIASTRA	38
12.	PALI DI FONDAZIONE	40
12.1.	Sollecitazioni e armature	40
12.2.	Verifica geotecniche dei pali	41
13.	CONCLUSIONI	41

1. INTRODUZIONE

La **Zero Emissioni Prime s.r.l.** è una società costituita per realizzare un impianto eolico in Basilicata, denominato “**Parco Eolico Anzi**”, nel territorio comunale di Anzi (PZ) e di Brindisi di Montagna (PZ), avente una potenza totale pari a 57,6 MW e punto di connessione nel Comune di Brindisi di Montagna (PZ) in corrispondenza della Stazione Elettrica RTN Terna 150/36 kV di futura realizzazione nel Comune di Brindisi Montagna (PZ).

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 Zero Emissioni Prime s.r.l., 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).

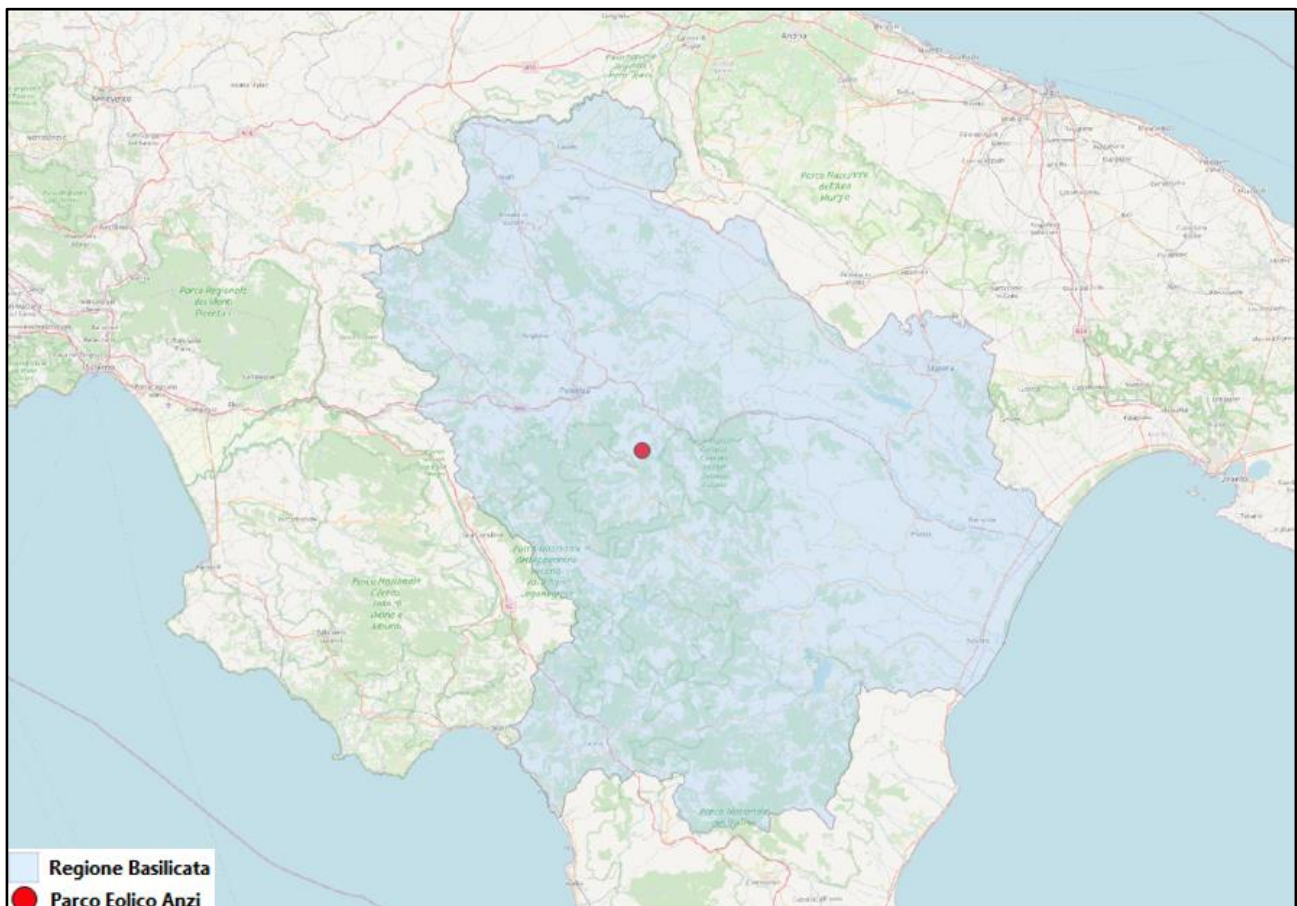


Figura 1.1: Localizzazione Parco Eolico Anzi

2. DESCRIZIONE GENERALE DELL'IMPIANTO

L'impianto eolico presenta una potenza totale pari a 57,6 MW ed è costituito da 8 aerogeneratori, ciascuno di potenza nominale pari a 7,2 MW, altezza della torre pari a 125 m e rotore pari a 162 m.

Gli aerogeneratori sono collegati tra loro mediante cavi interrati in Media Tensione a 36 kV che convogliano l'elettricità presso la Stazione Elettrica Terna (SE) 150/36 kV della Rete di Trasmissione Nazionale (RTN) Terna di Brindisi Montagna (di futura realizzazione) attraverso 3 cavi interrati a 36 kV. L'impianto interessa prevalentemente il Comuni di Anzi (PZ), dove ricadono 7 aerogeneratori, e Brindisi di Montagna (PZ), dove ricade 1 aerogeneratore e la SE della RTN Terna 150/36 kV (**Figura 2.1**).

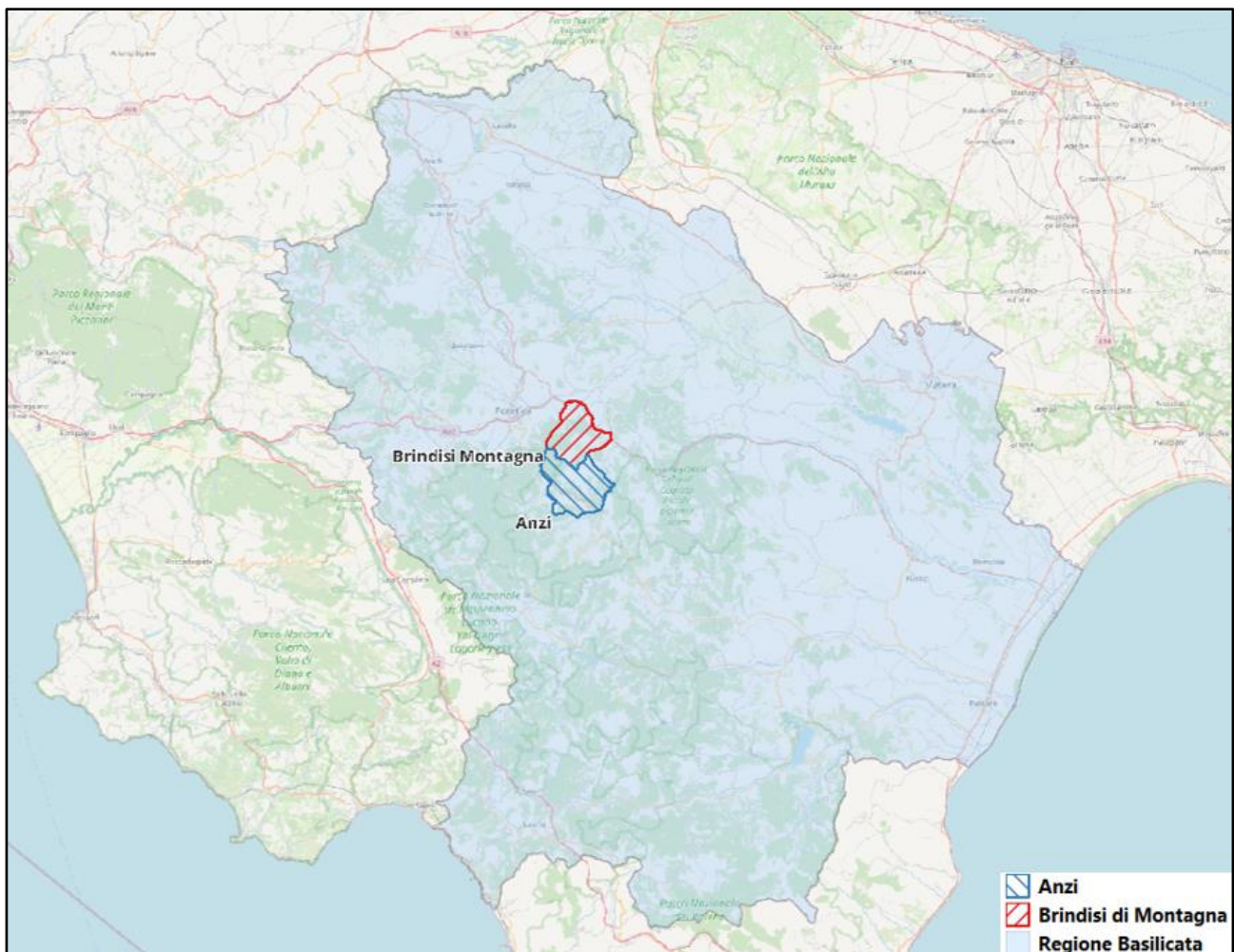


Figura 2.1: Inquadramento territoriale - Limiti amministrativi comuni interessati

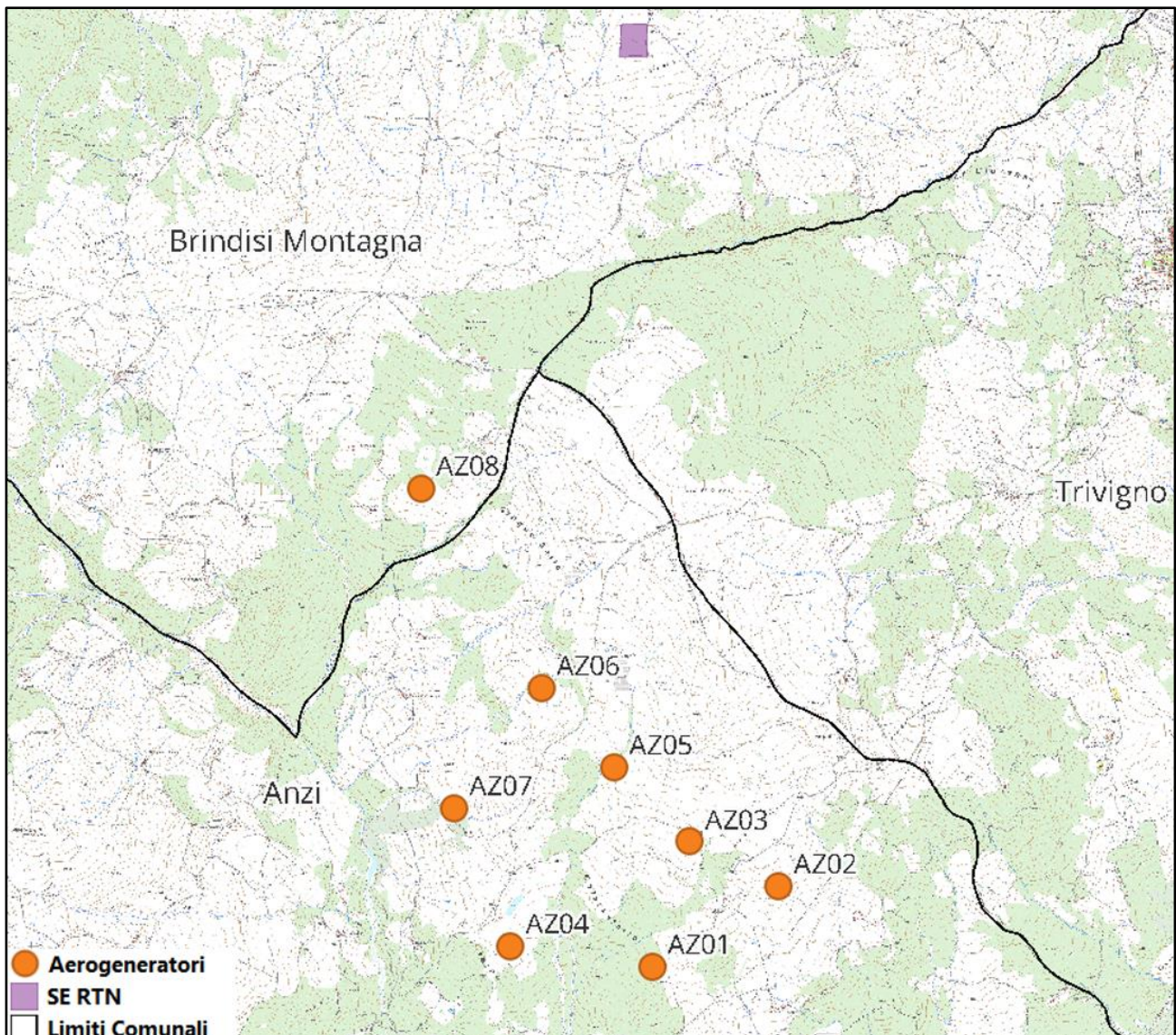


Figura 2.2: Layout d’impianto su CTR

Il sistema di linee elettriche interrate in Media Tensione a 36 kV è allocato in corrispondenza del sistema di viabilità interna, necessario alla costruzione e alla gestione futura dell’impianto, realizzata adeguando il sistema viario esistente, ove possibile, e realizzando nuovi tratti di raccordo per consentire il transito dei mezzi eccezionali.

La Stazione Elettrica 150 kV della RTN è posizionata a Nord rispetto agli aerogeneratori.

Per la connessione alla RTN, la società Zero Emissioni Prime s.r.l. è titolare della Soluzione Tecnica Minima Generale STMG - Codice Pratica (CP) del preventivo di connessione 202403457 e il progetto prevede che l’impianto eolico venga collegato in antenna a 36 kV su una nuova Stazione Elettrica (SE) di smistamento a 150 kV della RTN nel Comune di Brindisi di Montagna.

La consegna in sito dei componenti degli aerogeneratori avverrà mediante l’utilizzo di mezzi di trasporto eccezionali, tra cui anche il blade lifter, al fine di ridurre gli impatti sui movimenti terra e il percorso ipotizzato prevede di partire dal Porto di Taranto (**Figura 2.3**).

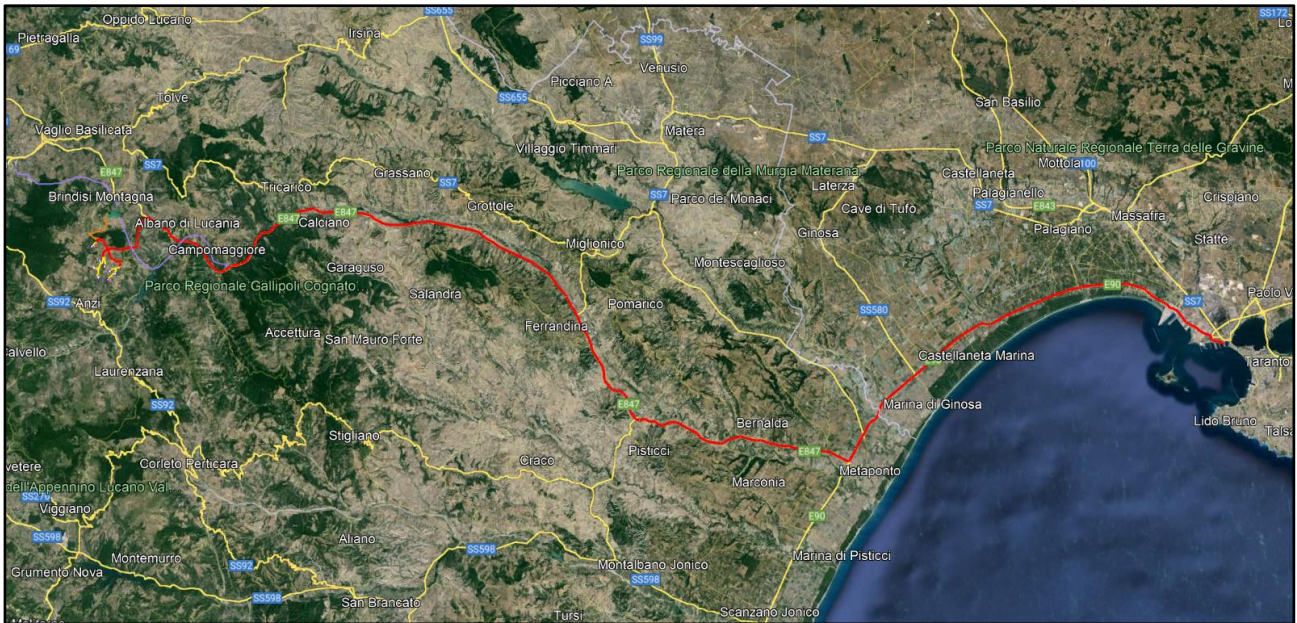


Figura 2.3: Layout d'impianto con viabilità di accesso dal Porto di Taranto (linea rossa) su immagine satellitare

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.

Il progetto prevede l'installazione di un aerogeneratore modello Vestas V 162 di potenza nominale pari a 7,2 MW, altezza torre all'hub pari a 125 m e diametro del rotore pari a 162 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**.

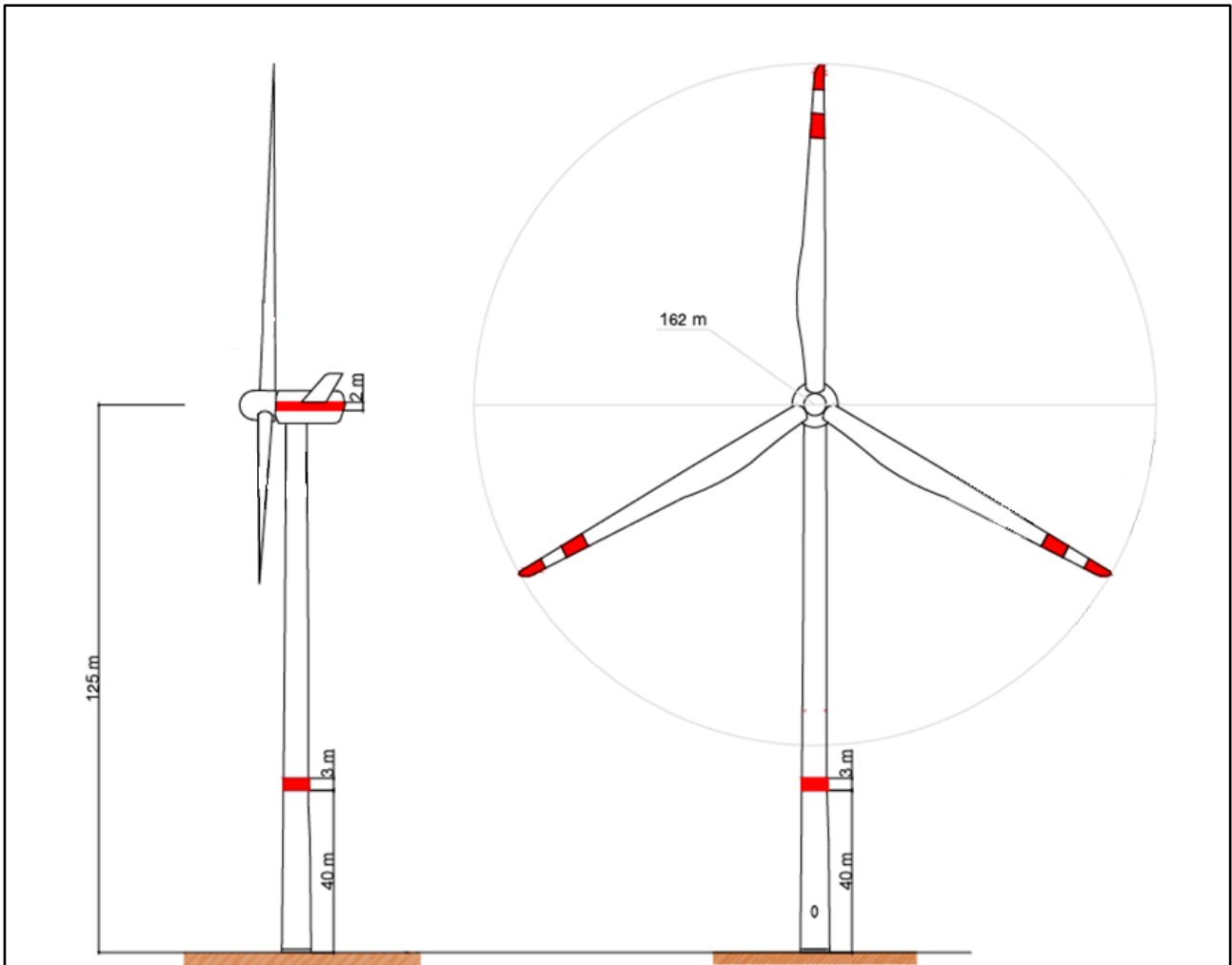


Figura 2.1.1: Profilo aerogeneratore V162 – 7,2 MWp – HH = 125 m – D = 162

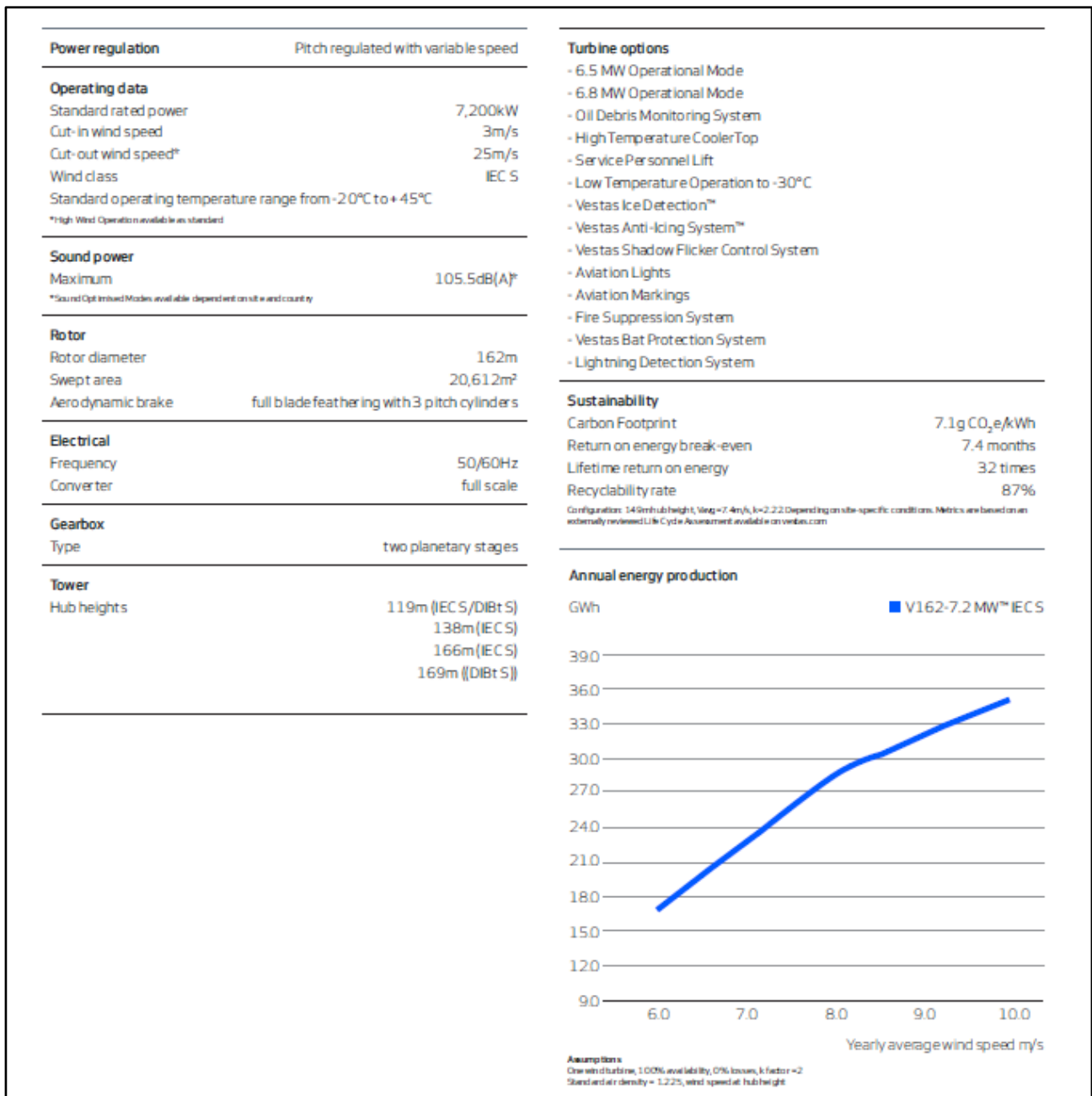


Tabella 2.1.1: Specifiche tecniche aerogeneratore di progetto

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 profondo degli aerogeneratori.

4.2. Caratterizzazione geotecnica dell'area

Le opere in progetto, come detto, interesseranno principalmente 5 litologie di seguito riassunte:

- *Argille varicolori superiori*
- *Formazioni di Monte Sant'Arcangelo*

A tali litotipi è possibile assegnare preliminarmente caratteristiche geotecniche medie, desunte da indagini reperite effettuate in zona e da dati di bibliografia:

Di seguito si riportano i parametri geotecnici medi rappresentativi:

- 1) *ALV – Argille Varicolori Superiori (argille marnose marroni, debolmente policorme, scagliettate, con intercalazioni spesse 20/50 cm di calcari marnosi a frattura prismatica)*

$$\gamma = \text{peso di volume} = 2,0 \text{ t/m}^3$$

$$\phi = \text{angolo di attrito interno} = 35^\circ$$

$$c' = \text{coesione efficace} = 0,15 \text{ Kg/cm}^2$$

$$cu = \text{coesione non drenata} = 1,5 \text{ Kg/cm}^2$$

2) FMS – Formazione di Monte Sant'Arcangelo (alternanza di calcari marnosi biancastri in strati da sottili a banchi, di argille grigio verdi o rosse e areniti)

$$\gamma = \text{peso di volume} = 2,2 \text{ t/m}^3$$

$$\phi = \text{angolo di attrito interno} = 40^\circ$$

$$c' = \text{coesione efficace} = 0,2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$cu = \text{coesione non drenata} = 2,5 \text{ Kg/cm}^2$$

I depositi che ricoprono la formazione di base, indagati attraverso le indagini effettuate, presentano le seguenti caratteristiche medie:

3) Coltre Colluviale (argille-limose e limi argillosi con alternanze di pezzame litoide)

$$\gamma = \text{peso di volume} = 1,9 \text{ t/m}^3$$

$$\phi = \text{angolo di attrito interno} = 26^\circ$$

$$c' = \text{coesione efficace} = 0,05 \text{ Kg/cm}^2$$

$$cu = \text{coesione non drenata} = 0,7 \text{ Kg/cm}^2$$

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

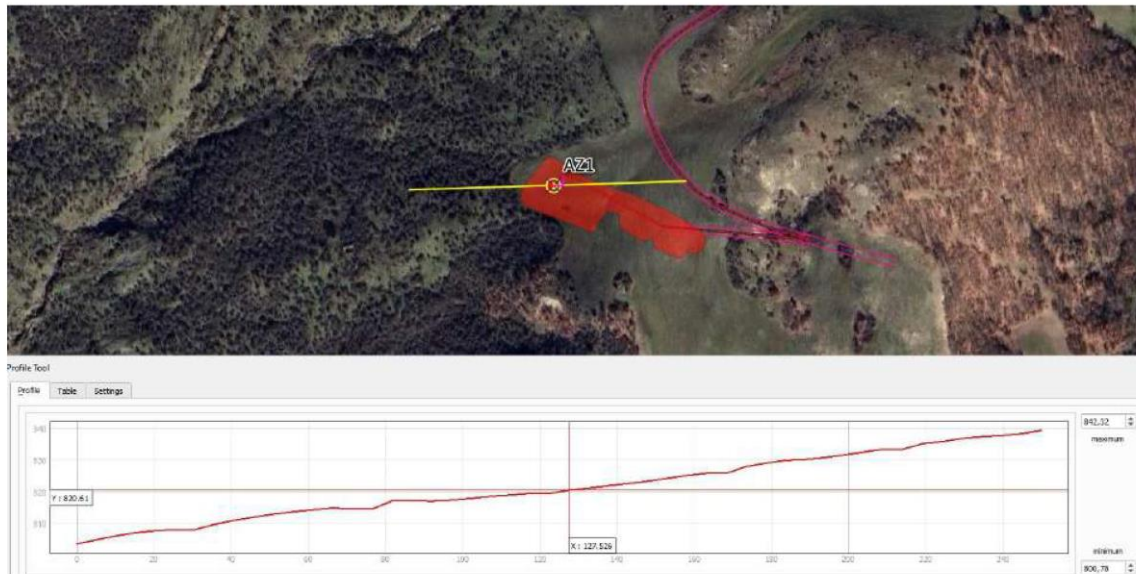
La scelta della tipologia di fondazione da utilizzare per gli aerogeneratori, i rilevati e le strutture che compongono le sottostazioni, sarà definita a seguito della campagna geognostica da effettuare per la progettazione definitivo-esecutiva.

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 profonda su pali in modo da superare la coltre il cui spessore e le cui caratteristiche saranno valutate mediante indagini geognostiche-geotecniche.

Cautelativamente è stato considerato l'aerogeneratore posizionato in corrispondenza della stratigrafia più svantaggiosa ed in zona sismica 1.

Per la struttura di fondazione oggetto di calcolo preliminare è stata considerata l'area di sedime dell'aerogeneratore AZ01 è ubicata alla quota di 820,0 metri s.l.m., su un versante con pendenza di circa 10° .

AZ1

ID	Quota slm	Pendenza	Substrato geologico	Presenza di dissesti
AZ_01	820,0	10°	FMS – Formazione M.S.Arcangelo	Si – nelle vicinanze

Successione stratigrafica sintetica

da 0,00 ÷ a 24,0 m: Coltre colluviale (3)

da 24,0 m in poi: Formazione M.S. Arcangelo (2)

Categoria Topografica “T1” – Categoria di sottosuolo “C” Falda Assente

4.3. Caratterizzazione sismica dell'area

I territori comunali di Anzi e Brindisi Montagna (in Provincia di Potenza) 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 appartenenti alle seguenti zone:

- Anzi – Zona sismica 1
- Brindisi Montagna – Zona Sismica 2

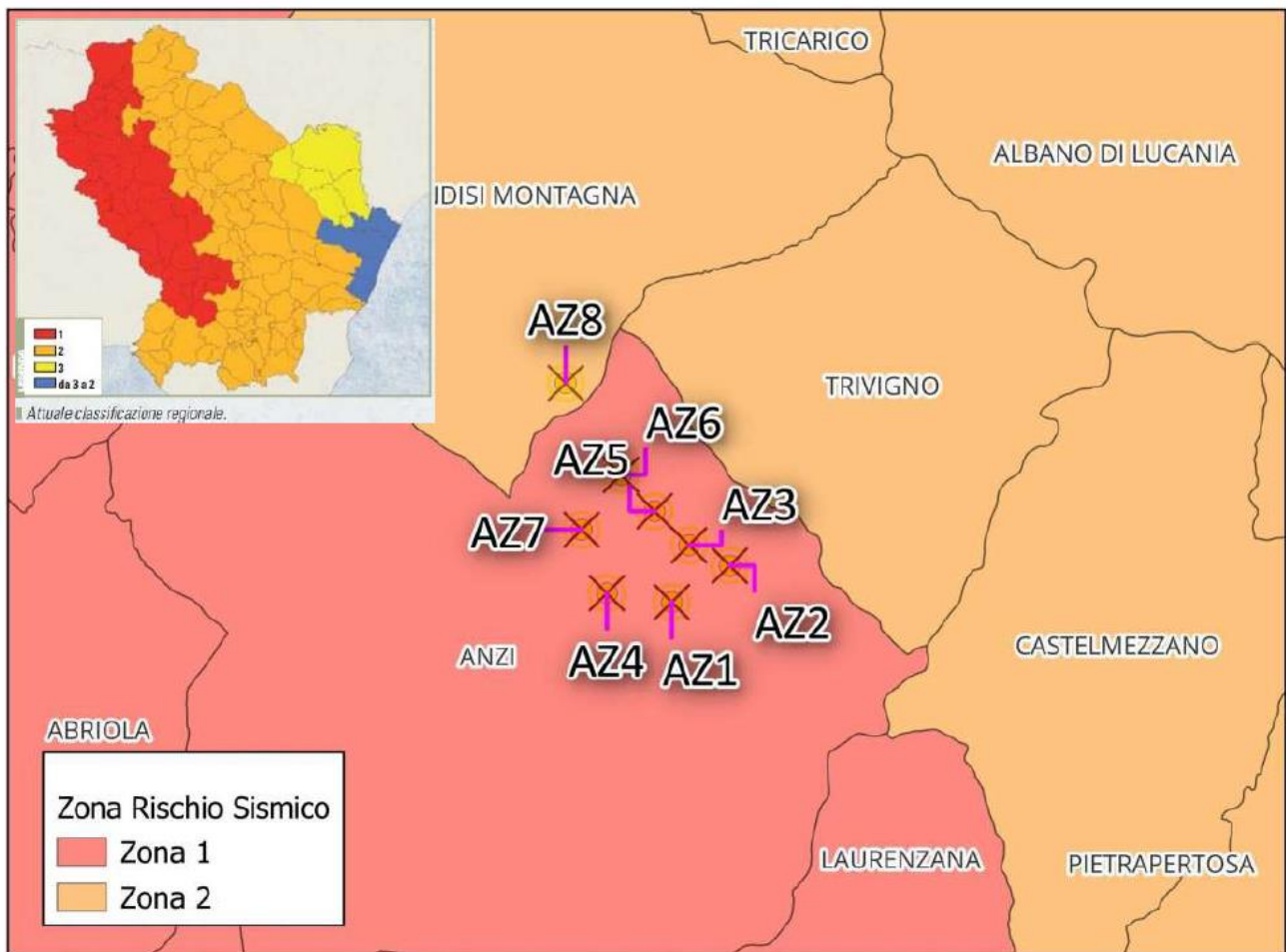


Figura 4.3.1: Zone di rischio sismico interessate dagli aerogeneratori del Parco eolico Anzi

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:

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	$a_g \leq 0.05$

Tabella 4.3.1: Tabella dei valori di PGA con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni

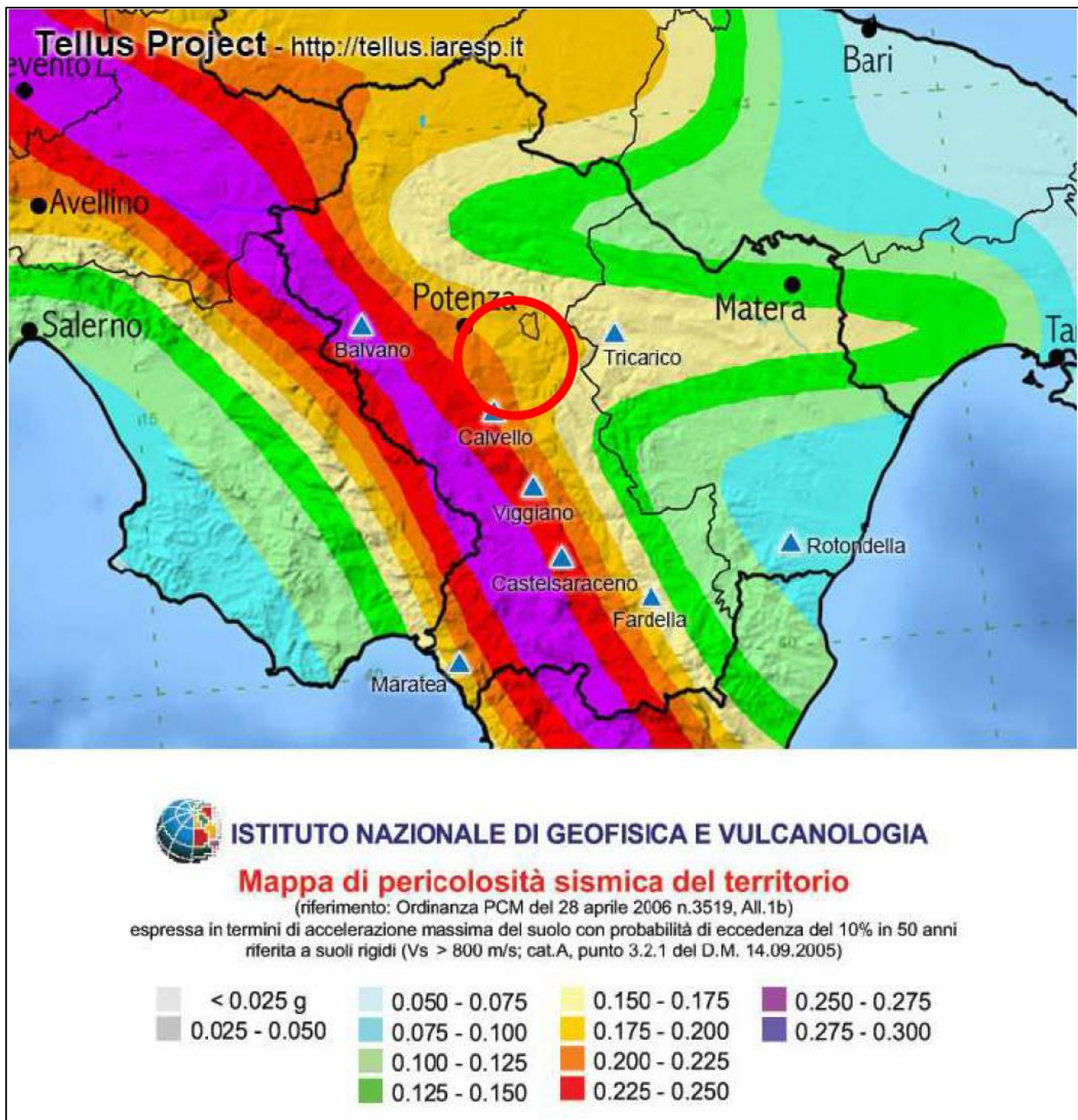


Figura 4.3.2: Stralcio della mappa di pericolosità sismica del territorio con indicazione area di intervento

Di seguito si riporta la sismicità storica dell'area per eventi sismici con Magnitudo $\geq 3,00$ 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						NMDP	Io	Mw
Int.	Anno	Me	Gi	Ho	Mi	Se	Area epicentrale		
7-8	1857	12	16	21	15		Basilicata	340	11 7.12
6	1980	11	23	18	34	5	Irpinia-Basilicata	1394	10 6.81
5	1962	08	21	18	19		Irpinia	562	9 6.15
4-5	1875	12	06				Gargano	97	8 5.86
6-7	1990	05	05	07	21	2	Potentino	1375	5.77
5	1991	05	26	12	25	5	Potentino	597	7 5.08
F	1894	05	28	20	15		Pollino	122	7 5.01
NF	1996	04	03	13	04	3	Irpinia	557	6 4.90
4	1988	01	08	13	05	4	Pollino	169	7 4.70
4	1986	07	23	08	19	5	Potentino	48	6 4.61
2	2004	09	03	00	04	1	Potentino	156	5 4.41
4	1983	02	02	08	14	1	Potentino	42	5 4.35
4	1989	05	29	11	19	1	Appennino lucano	77	5 4.34
3	2002	04	18	20	56	4	Appennino lucano	164	5 4.34
4-5	1990	08	28	19	02	5	Potentino	84	4.21
NF	2004	02	24	05	21	2	Appennino lucano	140	5 4.21
NF	1995	05	29	20	44	2	Val d'Agri	103	5 4.18
2	1990	08	26	13	41	2	Potentino	26	6 4.03
NF	1998	04	26	05	38	0	Potentino	67	4-5 3.76
NF	1991	06	06	06	34	3	Potentino	25	5 3.37

Tabella 4.3.1: DBMI15, Database Macrosismico Italiano, versione 2015. Fonte: Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia - doi: <http://doi.org/10.6092/INGV.IT-DBMI15>

Inoltre, si osserva come i Comuni interessati dall'intervento rientrano nella zonazione sismogenetica ZS9 926, secondo la mappa di pericolosità sismica (INGV - C. Meletti e G. Valensise, 2004) ma non sono interessati da nessuna sorgente sismogenetica (vedi Figg. 4.3.3 e 4.3.4).



Figura 4.3.3: Stralcio della Carta della Zonazione Sismogenetica ZS9 (da Meletti e Valensise, 2004, <http://zonesismiche.mi.ingv.it/>).

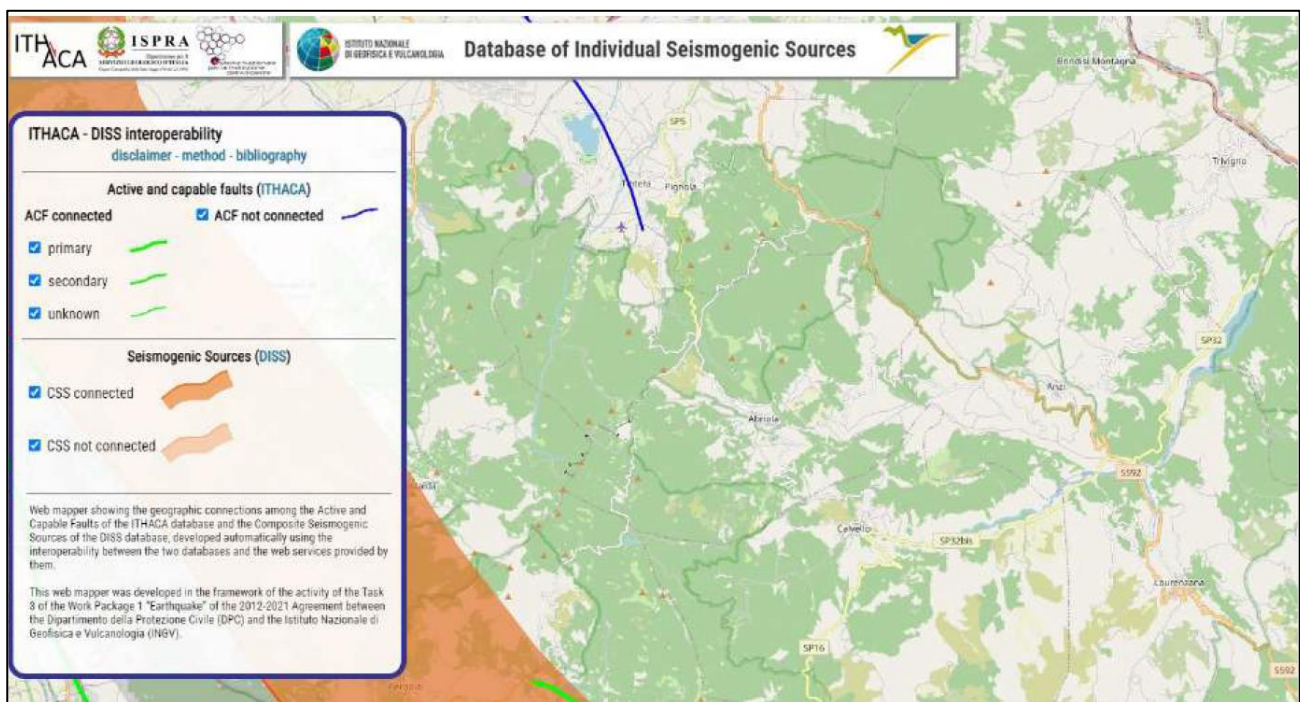


Figura 4.1.2: Stralcio cartografico del "Database off Individual Seismogenic Sources" (DISSINGV)

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.

Difatti, sono state effettuate prove sismica del tipo MASW (Multichannel Analysis Surface Wave) per la

determinazione delle V_{seq} , e prove sismiche a rifrazione.

Il valore di V_{seq} ricavato dalle prove sismiche eseguite permette di assegnare ad ogni area di sedime degli aerogeneratori la rispettiva 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>Depositati 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>Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $NSPT_{,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Ne risulta l'assegnazione delle categorie "B" e "C" ai siti individuati; per maggiori dettagli sulla categoria di suolo assegnata a ogni sito, si rimanda alla "ANSA127 Relazione geologica".

Categoria topografica

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 i siti in oggetto risultano categorie T1 e T2; per conoscere la categoria topografica di ogni area di sedime degli aerogeneratori, si rimanda alla "ANSA127 Relazione geologica".

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), mentre per i pali di

fondazione si utilizzerà un calcestruzzo in classe C/28/35 ($R_{ck} \geq 350 \text{ daN/cm}^2$).

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

Calcestruzzo classe C 35/45 ($R_{ck} \geq 450 \text{ daN/cm}^2$)

- Resistenza cilindrica a compressione $R_{ck} = 450 \text{ daN/cm}^2$;
- 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 $f_{cd} = f_{ck} \times \alpha_{CC} / \gamma_c = 211.65 \text{ daN/cm}^2$;
- peso specifico $\gamma_{cls} = 2500 \text{ daN/m}^3$;
- 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 $c = 5,0 \text{ cm}$.

Calcestruzzo classe C 28/35 ($R_{ck} \geq 350 \text{ daN/cm}^2$)

- Resistenza cilindrica a compressione $R_{ck} = 350 \text{ daN/cm}^2$;
- 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 $f_{cd} = f_{ck} \times \alpha_{CC} / \gamma_c = 164.62 \text{ daN/cm}^2$;
- peso specifico $\gamma_{cls} = 2500 \text{ daN/m}^3$;
- 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 $c = 7,0 \text{ cm}$.

Il calcestruzzo magro usato per la sottofondazione è di classe $R_{ck} \geq 15 \text{ N/mm}^2$.

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 Figura 4.4.1.1.

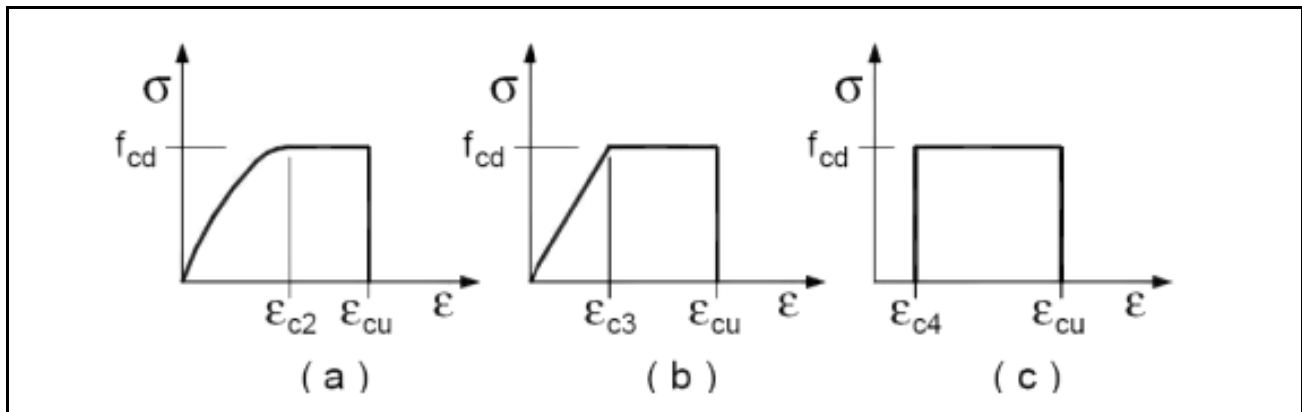


Figura 4.4.1.1: Diagrammi di progetto tensione-deformazione del calcestruzzo

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 4.4.2.1.

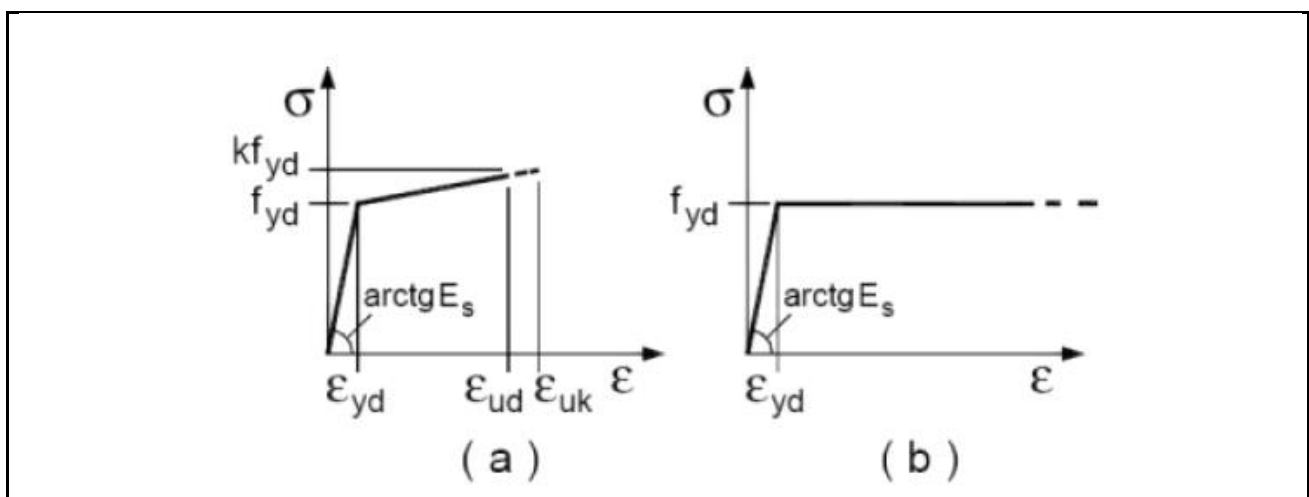


Figura 4.4.2.1: Diagrammi di calcolo tensione/deformazione dell'acciaio

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 24.50 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 0.50 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. Viste le caratteristiche geologiche e gli enti sollecitanti, la fondazione è del tipo indiretto fondata su n.10 pali di diametro 110 cm e lunghezza pari a 20,00 m, disposti ad una distanza dal centro pari a 10.00 m.

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

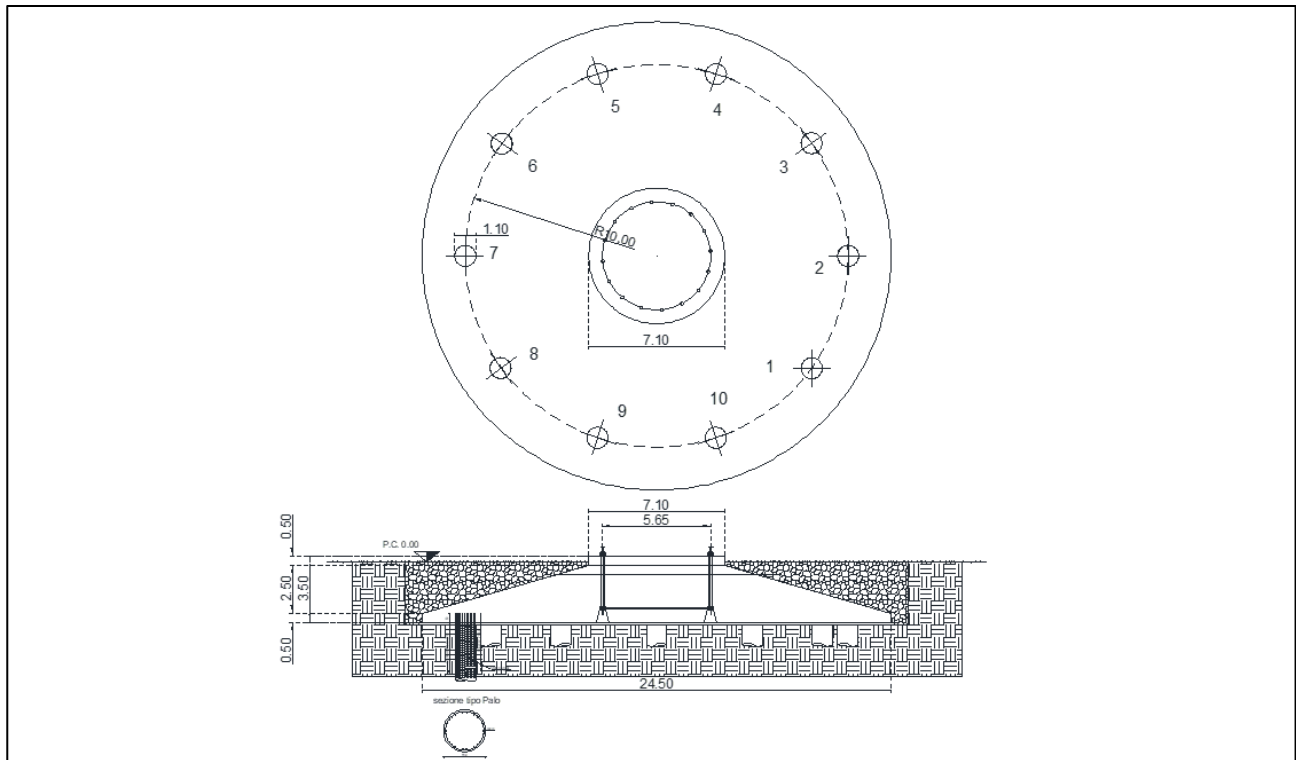


Figura 5.1.1: Dettaglio pianta e sezione fondazione

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.

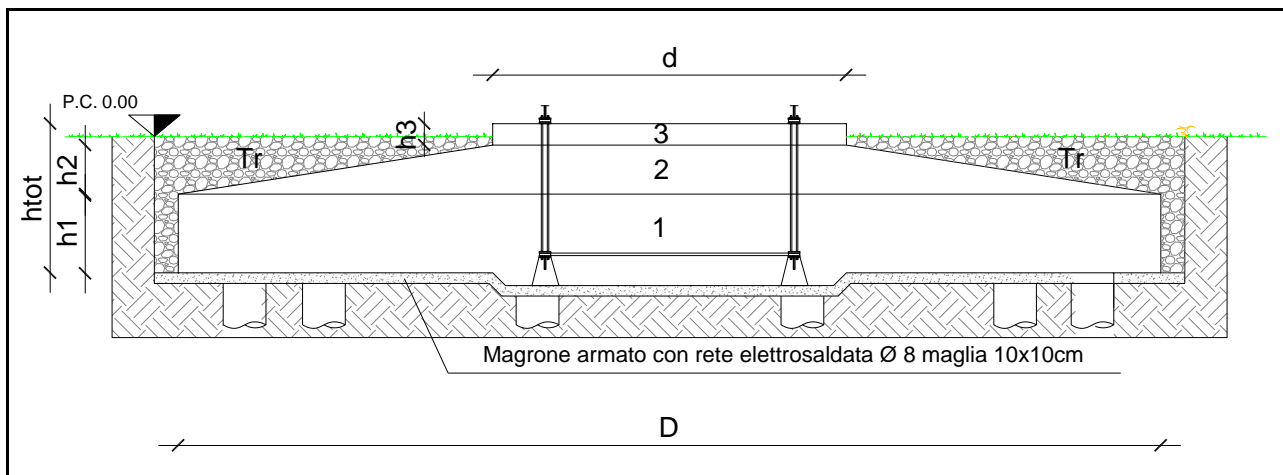


Figura 5.1.2: Dettaglio modello per calcolo volumi

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

Simbolo	Dim	U.m.
D	24.50	ml
d	7.10	ml
h1	0.50	ml
h2	2.50	ml
h3	0.50	ml
htot	3.50	ml
Vtot	790.57	mc
Peso specifico cls	25.00	kN/mc
Peso della fondazione	19764.25	kN
Peso del terreno di Ricoprimento	15470.10	kN
Peso totale	3523.435	kN

L'interfaccia fondazione – torre è rappresentata da un inserto metallico, riportato in Figura 5.1.3, 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).

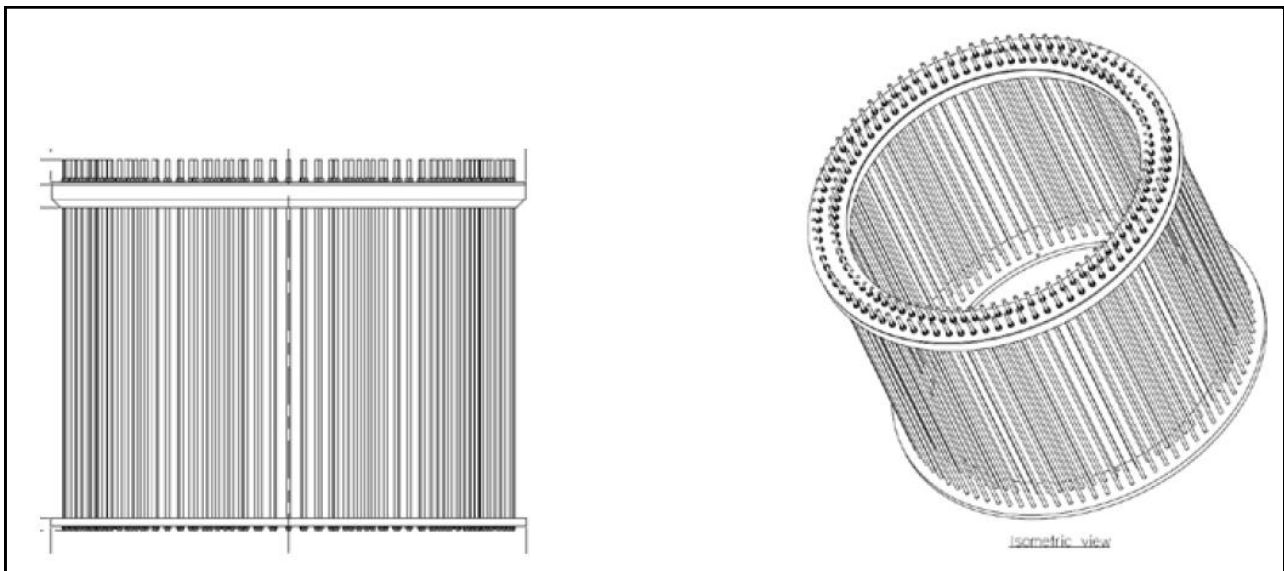


Figura 5.1.3: Dettaglio Anchor cage

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.

Analisi dei pali

Per l'analisi della capacità portante dei pali occorre determinare alcune caratteristiche del terreno in cui si va ad operare. In particolare, bisogna conoscere l'angolo d'attrito ϕ e la coesione c . Per pali soggetti a carichi trasversali è necessario conoscere il modulo di reazione laterale o il modulo elastico laterale.

La capacità portante di un palo viene valutata come somma di due contributi: portata di base (o di punta) e portata per attrito laterale lungo il fusto. Cioè, si assume valida l'espressione:

$$Q_T = Q_P + Q_L - W_P$$

dove:

Q_T portanza totale del palo

Q_P portanza di base del palo

Q_L portanza per attrito laterale del palo

W_P peso proprio del palo

e le due componenti Q_P e Q_L sono calcolate in modo indipendente fra loro.

Dalla capacità portante del palo si ricava il carico ammissibile del palo Q_A applicando il coefficiente di sicurezza della portanza alla punta η_p ed il coefficiente di sicurezza della portanza per attrito laterale η_l .

Palo compresso:

$$Q_A = Q_P / \eta_p + Q_L / \eta_l - W_P$$

Palo teso:

$$Q_A = Q_L / \eta_l + W_P$$

Capacità portante di punta

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

$$Q_P = A_P(cN'_c + qN'_q)$$

dove A_p è l'area portante efficace della punta del palo, c è la coesione, q è la pressione geostatica alla quota della punta del palo, γ è il peso di volume del terreno, D è il diametro del palo ed i coefficienti N'_c , N'_q sono i coefficienti delle formule della capacità portante corretti per tener conto degli effetti di forma e di profondità. Possono essere utilizzati sia i coefficienti di Hansen che quelli di Vesic con i corrispondenti fattori correttivi per la profondità e la forma.

Il parametro η che compare nell'espressione assume il valore:

$$\eta = \frac{1 + 2K_0}{3}$$

quando si usa la formula di Vesic e viene posto uguale ad 1 per le altre formule.

K_0 rappresenta il coefficiente di spinta a riposo che può essere espresso come: $K_0 = 1 - \sin\phi$.

Capacità portante per resistenza laterale

La resistenza laterale è data dall'integrale esteso a tutta la superficie laterale del palo delle tensioni tangenziali palo-terreno in condizioni limite:

$$Q_L = \int \tau_a dS$$

dove τ_a è dato dalla relazione di Coulomb:

$$\tau_a = c_a + \sigma_h \tan\delta$$

dove c_a è l'adesione palo-terreno, δ è l'angolo di attrito palo-terreno, σ_h è il peso di volume del terreno, z è la generica quota a partire dalla testa del palo, L e P sono rispettivamente la lunghezza ed il perimetro del palo, K_s è il coefficiente di spinta che dipende dalle caratteristiche meccaniche e fisiche del terreno dal suo stato di addensamento e dalle modalità di realizzazione del palo.

Portanza trasversale dei pali - Analisi ad elementi finiti

Nel modello di terreno alla Winkler il terreno viene schematizzato come una serie di molle elastiche indipendenti fra di loro. Le molle che schematizzano il terreno vengono caratterizzate tramite una costante elastica K espressa in $\text{Kg/cm}^2/\text{cm}$ che rappresenta la pressione (in Kg/cm^2) che bisogna applicare per ottenere lo spostamento di 1 cm.

Il palo viene suddiviso in un certo numero di elementi di eguale lunghezza. Ogni elemento è caratterizzato da una sezione avente area ed inerzia coincidente con quella del palo.

Il terreno viene schematizzato come una serie di molle orizzontali che reagiscono agli spostamenti nei

due versi. La rigidezza assiale della singola molla è proporzionale alla costante di Winkler orizzontale del terreno, al diametro del palo ed alla lunghezza dell'elemento. La molla, però, non viene vista come un elemento infinitamente elastico ma come un elemento con comportamento del tipo elastoplastico perfetto (diagramma sforzi-deformazioni di tipo bilatero). Essa presenta una resistenza crescente al crescere degli spostamenti fino a che l'entità degli spostamenti si mantiene al di sotto di un certo spostamento limite, X_{max} oppure fino a quando non si raggiunge il valore della pressione limite. Superato tale limite non si ha un incremento di resistenza. È evidente che assumendo un comportamento di questo tipo ci si addentra in un tipico problema non lineare che viene risolto mediante una analisi al passo. Qui di seguito è fornita una rappresentazione grafica della discretizzazione operata, relativa ad una fondazione tipo, con evidenziazione dei nodi e degli elementi.

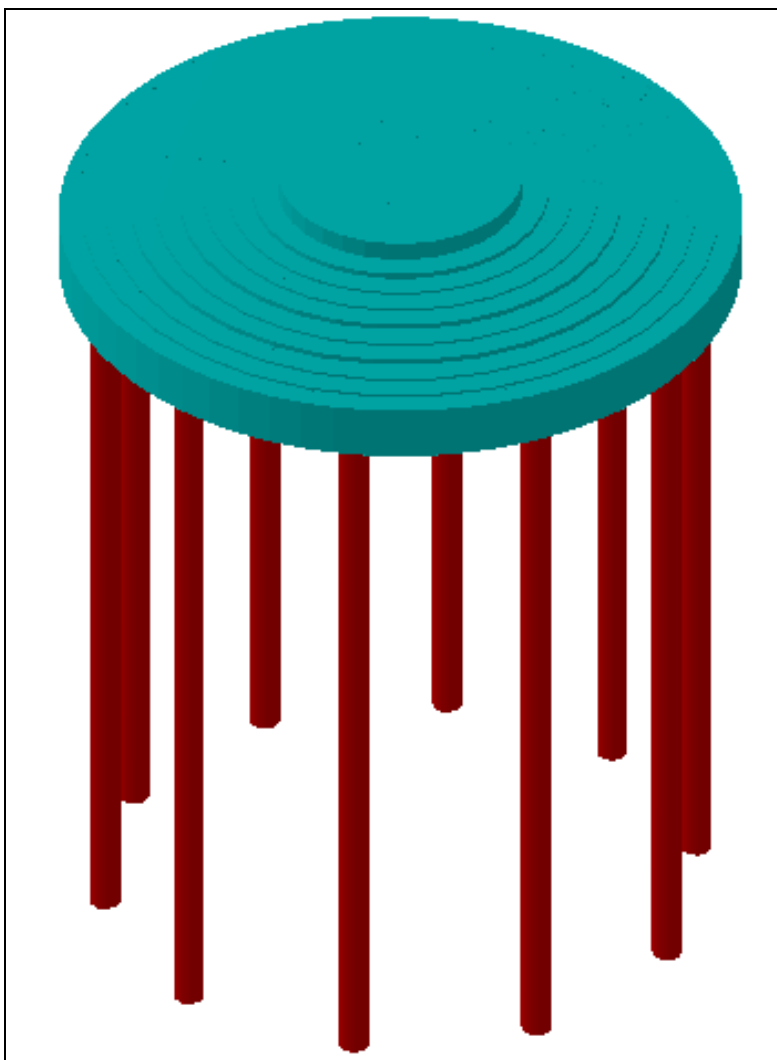


Figura 5.2.1 - Modello Strutturale

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 approssimato 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.

6.2. Calcolo cedimenti dei pali di fondazione

I cedimenti dei pali di fondazione vengono calcolati una volta determinata la portanza laterale e di punta del palo lo stesso viene discretizzato in 100 elementi tipo trave aventi area ed inerzia corrispondenti alla sezione trasversale del palo e lunghezza pari a l_e . Vengono disposte, inoltre, lungo il fusto del palo una serie di molle (una per ogni elemento), coassiali al palo stesso, aventi rigidità opportuna. Una ulteriore molla viene disposta alla base del palo. Le suddette molle hanno un comportamento elastoplastico. In particolare, le molle lungo il fusto saranno in grado di reagire linearmente fino a quando la pressione in corrispondenza di esse non raggiunge il valore limite dell'aderenza palo terreno.

Una volta raggiunto tale valore le molle non saranno più in grado di fornire ulteriore resistenza. La molla

posta alla base del palo avrà invece una resistenza limite pari alla portanza di punta del palo stesso.

Per la determinazione delle rigidezze delle molle si considerano gli spostamenti limite ΔY_l e ΔY_p

La rigidezza della generica molla, posta a profondità z rispetto al piano campagna sarà data da:

$$R_l = \frac{(c_a + \sigma_h K_s \tan \delta) \pi D l_e}{\Delta Y_l}$$

In questa espressione c_a è l'aderenza palo terreno, σ_h è la pressione orizzontale alla profondità z , δ è l'angolo d'attrito palo terreno, K_s è il coefficiente di spinta e D è il diametro del palo.

Indicando con Q_p la portanza alla punta del palo, la rigidezza della molla posta alla base dello stesso è data da:

$$R_p = \frac{Q_p}{\Delta Y_p}$$

Il processo di soluzione è di tipo iterativo a partire da un carico iniziale N_0 si determinano gli spostamenti assiali e quindi le reazioni delle molle. La reazione della molla dovrà essere corretta per tenere conto di eventuali plasticizzazioni rispettando le equazioni di equilibrio per ogni passo di carico. Il carico iniziale verrà allora incrementato di un passo opportuno e si ripeterà il procedimento. Il processo iterativo termina quando tutte le molle risultano plasticizzate.

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

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

frequente

combinazione quasi

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

permanente

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

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale	(A1) - STR
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 "*Combine Foundation Loads – TA27D00*", considerando nello specifico i carichi estremi trasmettiti dall'aerogeneratore alla struttura di fondazione.

Production loads							
		Char. load	Prob.:1e-2	Prob.:1e-4	Ref		
M_{res}	[kNm]	147900.00	117975.46	126328.76	[6]	[7]	[7]
M_z	[kNm]	-16545.64	-4061.66	-6496.79	[4]	[7]	[7]
F_{res}	[kN]	1317.34	906.54	1029.89	[7]	[7]	[7]
F_z	[kN]	-7079.00	-6914.44	-6951.40	[7]	[7]	[7]

Table 3-1 Production loads.

8.3. Sistemi di riferimento

8.3.1. Convenzioni adottate

Carichi e reazioni vincolari

F_z Carico verticale positivo verso il basso

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

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

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

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

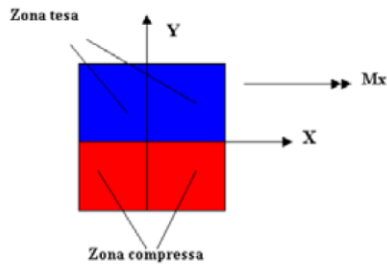


Figura 1

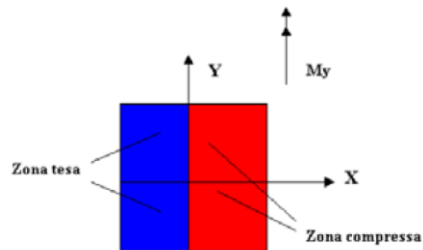


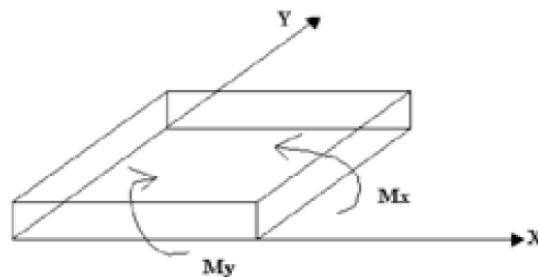
Figura 2

Sollecitazioni

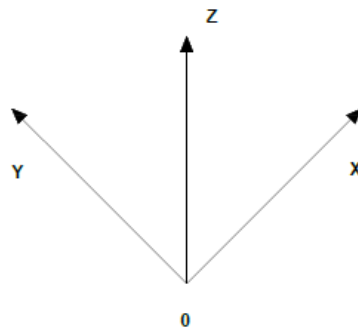
M_x Momento flettente X con asse vettore parallelo all'asse Y (positivo se tende le fibre inferiori).

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

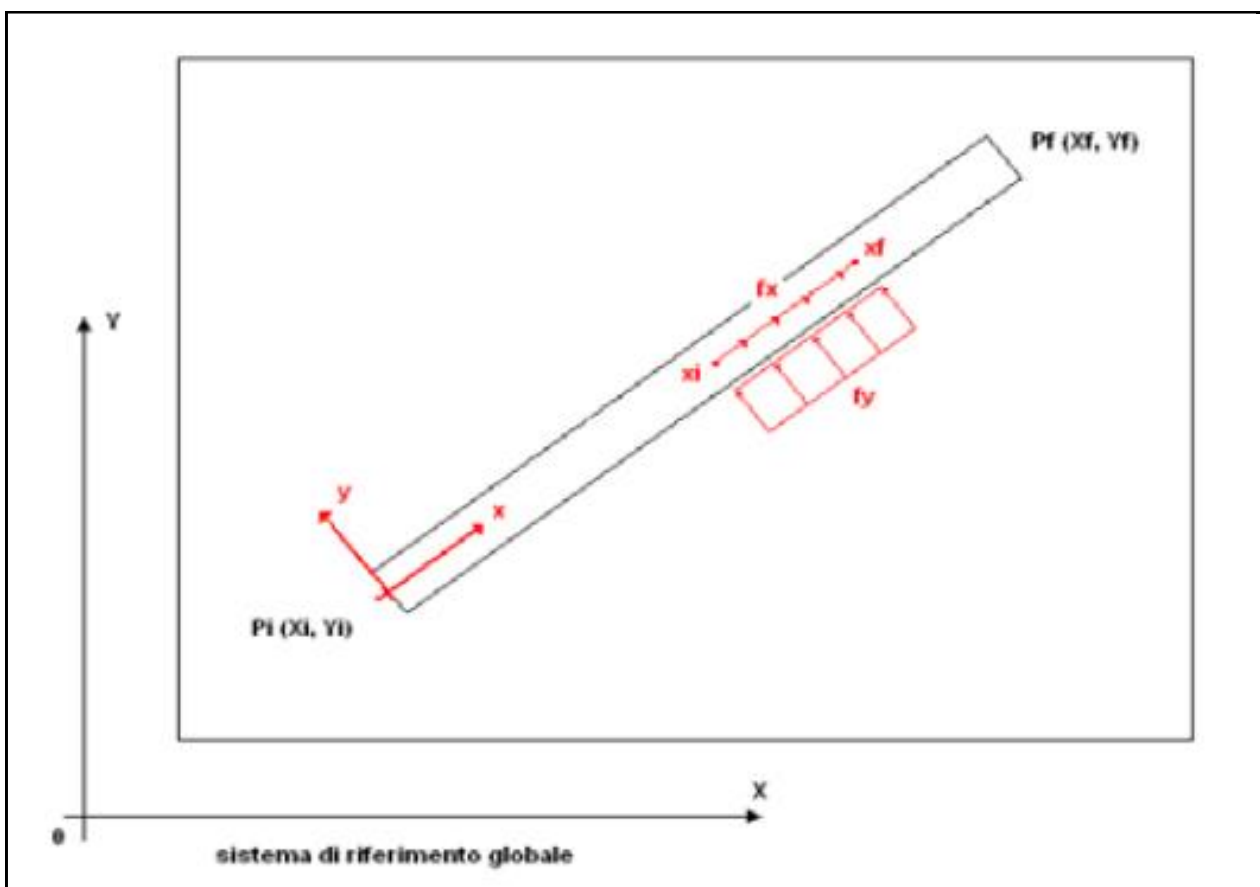


Il sistema di riferimento globale, rispetto al quale va riferita l'intera struttura, è costituito da una terna di assi cartesiani sinistrorsa OXYZ (X, Y, Z posizionati a 90° tra loro).

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:

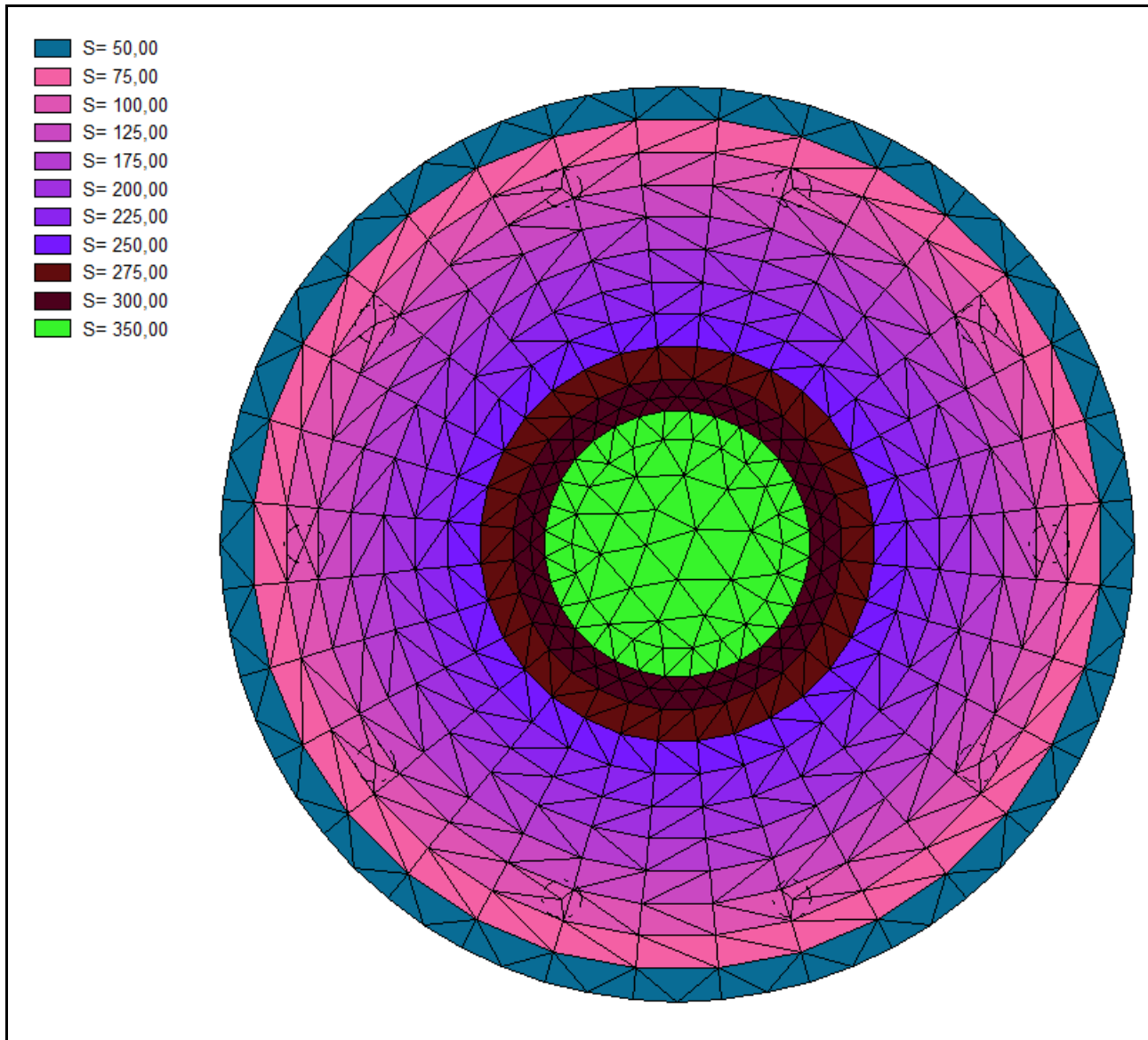


Figura 9.1.1: Spessori modellazione strutturale (*unità di misura cm*)

10. ELABORATI GRAFICI SINTETICI

Di seguito vengono riportati i diagrammi più significativi della struttura

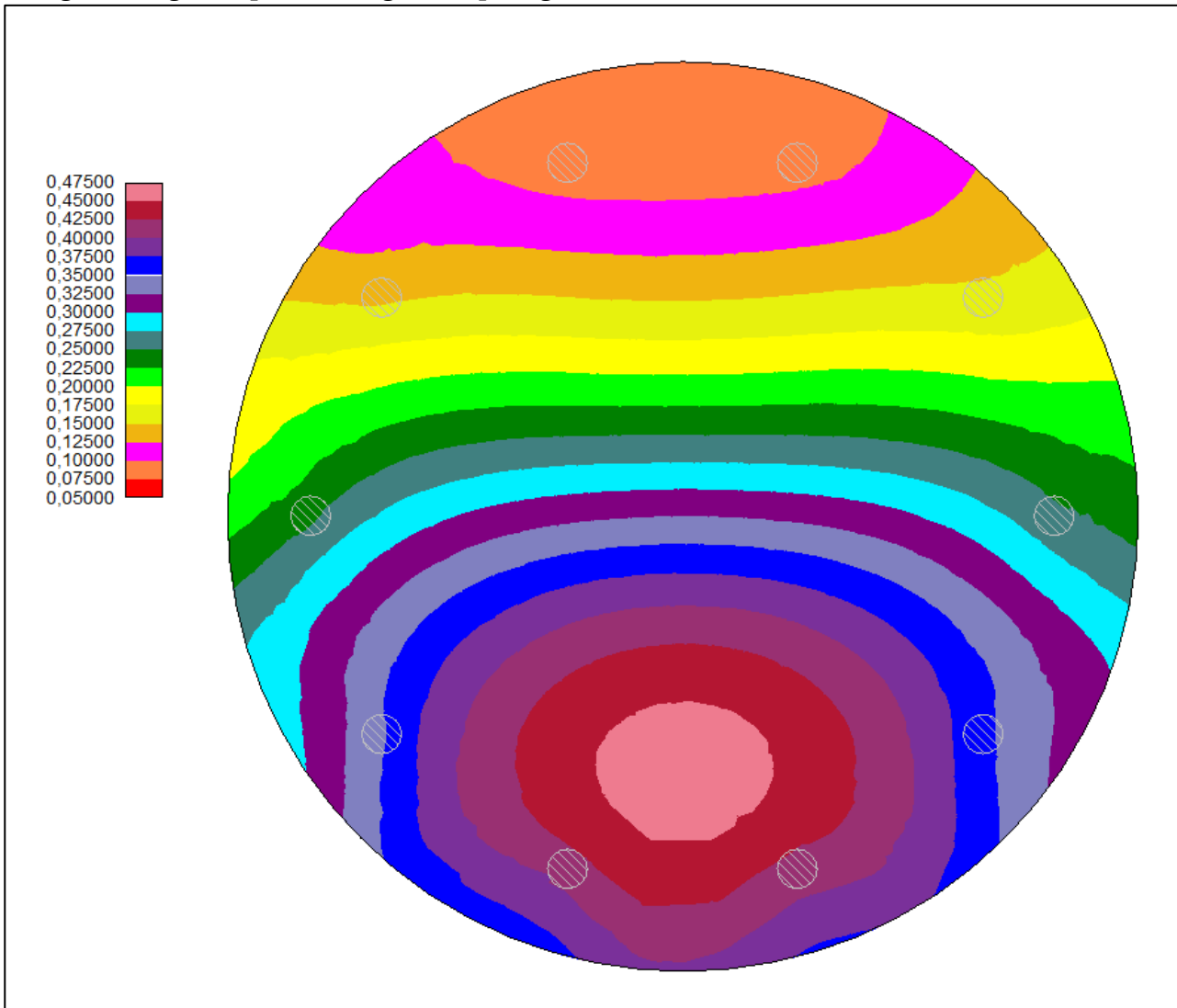


Figura 10.1.1 – Diagramma dei cedimenti (*unità di misura cm*)

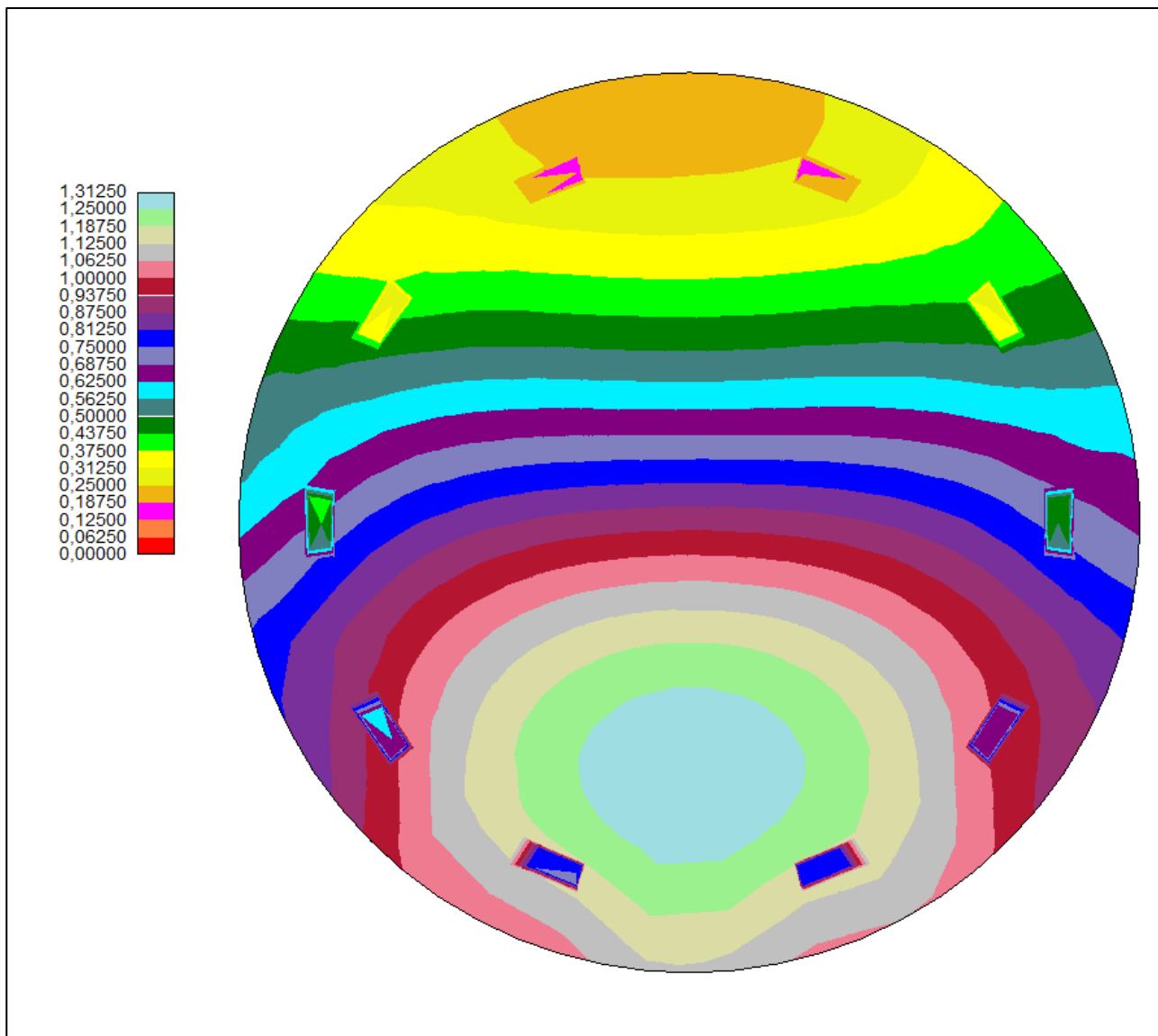


Figura 10.1.2 – Diagramma delle pressioni (unità di misura kg/cm^2)

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
	<i>[kg]</i>	<i>[kg]</i>	<i>[kg]</i>	<i>[kg]</i>	<i>[kg]</i>	<i>[kg]</i>	
1	3609353	1784206	73402209	4452168	33849729	5393559	9.378 (1)

Scorrimento

Simbologia adottata

n° Indice plinto

T Carico orizzontale trasferito al terreno, espresso in [kg]

T_p 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	T_p	Ru	Rd	FS
	<i>[kg]</i>	<i>[kg]</i>	<i>[kg]</i>	<i>[kg]</i>	
1	0	131734	0	0	100.0 (1)

12. PALI DI FONDAZIONE

12.1. Sollecitazioni e armature

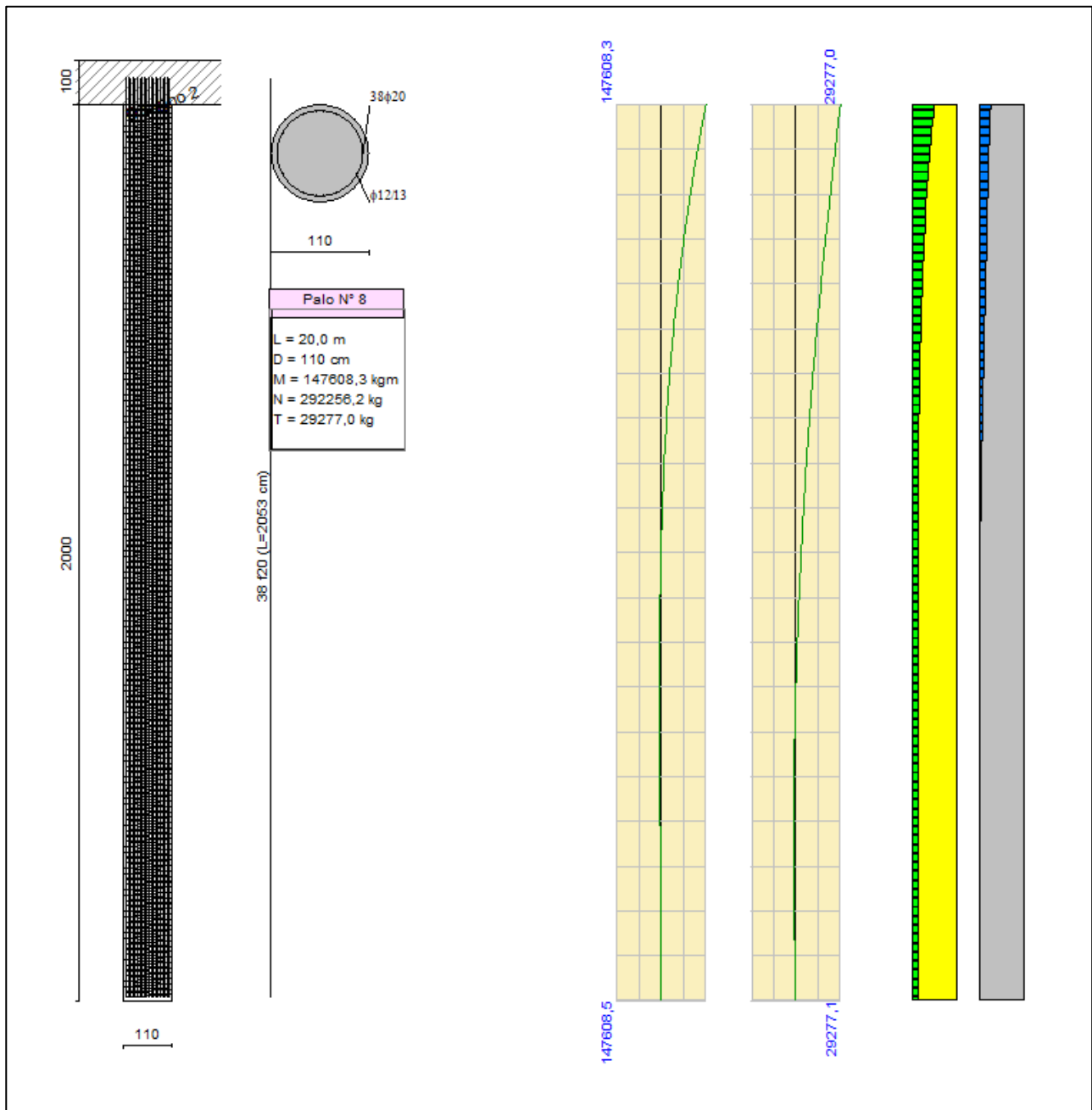


Figura 12.1.1: Diagrammi limite e di esercizio (unità di misura kgm per il momento flettente e kg per il taglio)

12.2. Verifica geotecniche dei pali

Simbologia adottata

n° Indice palo

Oggetto Oggetto di appartenenza del palo (Piastra, Plinto o Trave)

N Carico verticale agente alla testa del palo, espresso in [kg]

Pd Portanza di progetto, espresso in [kg]

FS_v Fattore di sicurezza (Pd/N). Tra parentesi l'indice della combinazione con fattore di sicurezza minimo.

T Carico orizzontale agente alla testa del palo, espresso in [kg]

Td Portanza trasversale di progetto, espresso in [kg]

FS_o Fattore di sicurezza (Vd/V). Tra parentesi l'indice della combinazione con fattore di sicurezza minimo.

n°	Oggetto	N [kg]	Pd [kg]	FS _v	T [kg]	Td [kg]	FS _o
1	Piastra 1	181991	334310	1.837 (1)	21191	21520	1.016 (1)
2	Piastra 1	110771	334310	3.018 (1)	13970	14093	1.009 (1)
3	Piastra 1	65043	334310	5.140 (1)	5801	8647	1.491 (1)
4	Piastra 1	61995	334310	5.393 (1)	5801	8647	1.491 (1)
5	Piastra 1	103785	334310	3.221 (1)	13970	14093	1.009 (1)
6	Piastra 1	174085	334310	1.920 (1)	21191	21520	1.016 (1)
7	Piastra 1	245966	334310	1.359 (1)	26486	26552	1.002 (1)
8	Piastra 1	292256	334310	1.144 (1)	29277	29349	1.002 (1)
9	Piastra 1	295495	334310	1.131 (1)	29277	29349	1.002 (1)
10	Piastra 1	252819	334310	1.322 (1)	26486	26552	1.002 (1)

13. CONCLUSIONI

La progettazione e verifica preliminare della struttura della presente relazione tiene in considerazione i carichi relativi ad un aerogeneratore tipo Vestas V 162, di potenza nominale pari a 7,2 MWp, altezza torre all'hub pari a 125 m e diametro del rotore pari a 162 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 assimilabile a un tronco di cono con base maggiore avente diametro pari a 24.50 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 0.50 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. Viste le caratteristiche geologiche e gli enti sollecitanti, la fondazione è del tipo indiretto fondata su n.10 pali di diametro 110 cm e lunghezza pari a 20,00 m, disposti ad una distanza dal centro pari a 10.00 m.