

# AUTORIZZAZIONE UNICA Ex D. LGS. N. 387/2003



## PROGETTO DEFINITIVO PARCO EOLICO LARINO

Titolo elaborato:

### RELAZIONE DI CALCOLO PRELIMINARE FONDAZIONI AEROGENERATORI

GD	GD	WPD	EMISSIONE	04/07/22	0	0
REDATTO	CONTR.	APPROV.	DESCRIZIONE REVISIONE DOCUMENTO	DATA	REV	

#### PROPONENTE



**WPD FRENTANI S.R.L.**  
CORSO D'ITALIA N. 83  
00198 ROMA

#### CONSULENZA



**GE.CO.D'ORS.R.L.**  
VIA G. GARIBALDI N. 15  
74023 GROTTAGLIE (TA)

#### PROGETTISTA

ING. GAETANO D'ORONZIO  
VIA GOITO 14 – COLOBRARO (MT)

Codice  
LAROC045

Formato  
A4

Scala  
/

Foglio  
1 di 40

**INDICE**

<b>1. INTRODUZIONE</b>	<b>4</b>
<b>2. DESCRIZIONE GENERALE DELL'IMPIANTO</b>	<b>5</b>
2.1. Caratteristiche tecniche dell'aerogeneratore	7
<b>3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO</b>	<b>9</b>
<b>4. DESCRIZIONE DELLE OPERE STRUTTURALI</b>	<b>10</b>
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	18
<b>5. DIMENSIONAMENTO FONDAZIONI TORRI EOLICHE</b>	<b>19</b>
5.1. Descrizione geometrica	19
5.2. Metodo di analisi	21
<b>6. CALCOLO DEI CEDIMENTI</b>	<b>24</b>
6.1. Metodo edometrico	25
6.2. Calcolo cedimenti dei pali di fondazione	25
<b>7. AZIONI SULLA STRUTTURA</b>	<b>26</b>
7.1. Stato limite di salvaguardia della vita	26
7.2. Stato limite di danno	28
7.3. Stati limite di esercizio	29
<b>8. VERIFICHE DI SICUREZZA</b>	<b>30</b>
8.1. Combinazioni di carico	31
8.2. Analisi dei carichi	32
8.3. Sistemi di riferimento	33
8.3.1. Convenzioni adottate	33
8.3.2. Riferimento globale	33
8.3.3. Riferimento locale	34
<b>9. PLINTO DI FONDAZIONE</b>	<b>34</b>
9.1. Identificazione geometrica	34
<b>10. ELABORATI GRAFICI SINTETICI</b>	<b>36</b>
<b>11. VERIFICHE GEOTECNICHE SULLA PIASTRA</b>	<b>37</b>

12.	<b>PALI DI FONDAZIONE</b>	<b>39</b>
12.1.	<b>Sollecitazioni e armature</b>	<b>39</b>
12.2.	<b>Verifica geotecniche dei pali</b>	<b>39</b>
13.	<b>CONCLUSIONI</b>	<b>40</b>

## 1. INTRODUZIONE

Il Gruppo Wpd nasce in Germania, a Brema, nel 1996 e da oltre 20 anni opera nel settore delle energie rinnovabili, in particolare da fonte eolica. Ad oggi il Gruppo Wpd ha installato oltre 2.200 torri eoliche con una capacità totale di circa 4,4 GW. Inoltre, Wpd è direttamente responsabile del funzionamento e della gestione di 355 parchi eolici, equivalenti a 4 GW di potenza installata.

Il Gruppo Wpd ha ottenuto il riconoscimento “A” dall’agenzia di rating Euler Hermes del gruppo Allianz, a testimonianza dell’alta affidabilità finanziaria dell’impresa.

Il Gruppo Wpd, in continuo sviluppo, è presente con le sue società controllate in 21 paesi (Europa, Asia, America del nord) ed in Italia opera con la sua controllata Wpd Italia s.r.l. dal 2006.

Nell’anno 2006 Wpd fa il suo ingresso di fatto nel mercato italiano delle energie rinnovabili iniziando la progettazione di 3 impianti solari fotovoltaici, 2 in Calabria nel Comune di Lamezia Terme (CZ) ed 1 nel Lazio nel Comune di Minturno (LT) ognuno della potenza di 1 MW che sono stati tra i primi impianti autorizzati di grande taglia ad aver goduto della tariffa incentivante del Primo Conto Energia. Gli impianti sono in esercizio dal 2008. Ag oggi Wpd Italia ha autorizzato 3 parchi eolici per un totale di 72 MW ed ha in sviluppo una pipeline di nuovi impianti eolici per una potenza complessiva di circa 1.500 MW.

Nell’ambito delle suddette attività di sviluppo, Wpd ha conferito incarico alla società **Ge.co.D’Or s.r.l.** di progettare un parco eolico in Molise, denominato “Parco Eolico Larino” nel territorio dei Comuni di Larino e San Martino in Pensilis (Provincia di Campobasso) con punto di connessione alla sezione 36 kV della stazione elettrica SE RTN Terna Larino 380/36 kV.

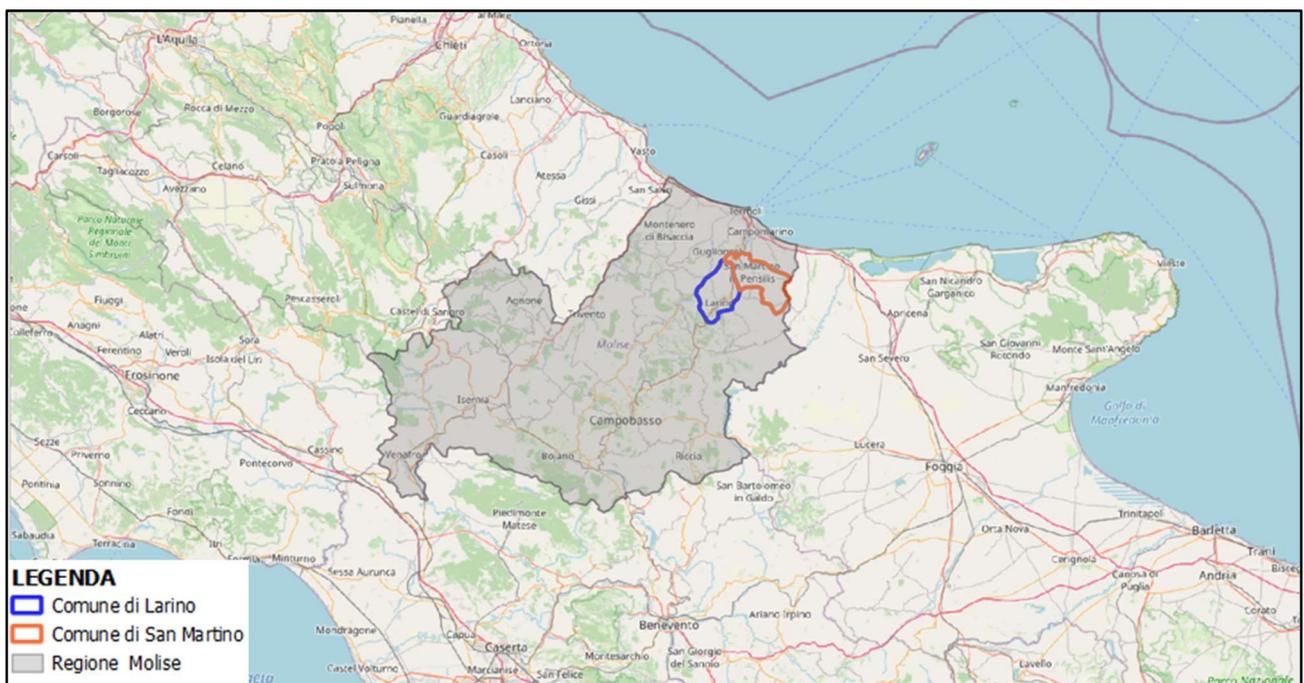


Figura 1.1: Localizzazione Impianto Eolico Aliano

## 2. DESCRIZIONE GENERALE DELL'IMPIANTO

L'impianto eolico presenta una potenza nominale totale pari a 84 MWp ed è costituito da n. 14 aerogeneratori di potenza pari a 6.0 MWp, altezza torre pari a 165 m e rotore pari a 170 m, collegati tra loro mediante un sistema di cavidotti interrati da 36 kV, opportunamente dimensionati, che si collega alla stazione elettrica di trasformazione (SE) della RTN 380/36 kV di Larino, previo ampliamento della sottostazione elettrica di trasformazione esistente SE RTN 380/150 kV.

L'impianto si colloca all'interno di un'area di circa 2.500 ettari ed interessa prevalentemente il Comune di Larino, ove ricadono 12 aerogeneratori e le opere di connessione alla RTN, e il Comune di San Martino in Pensilis, ove ricadono 2 aerogeneratori.

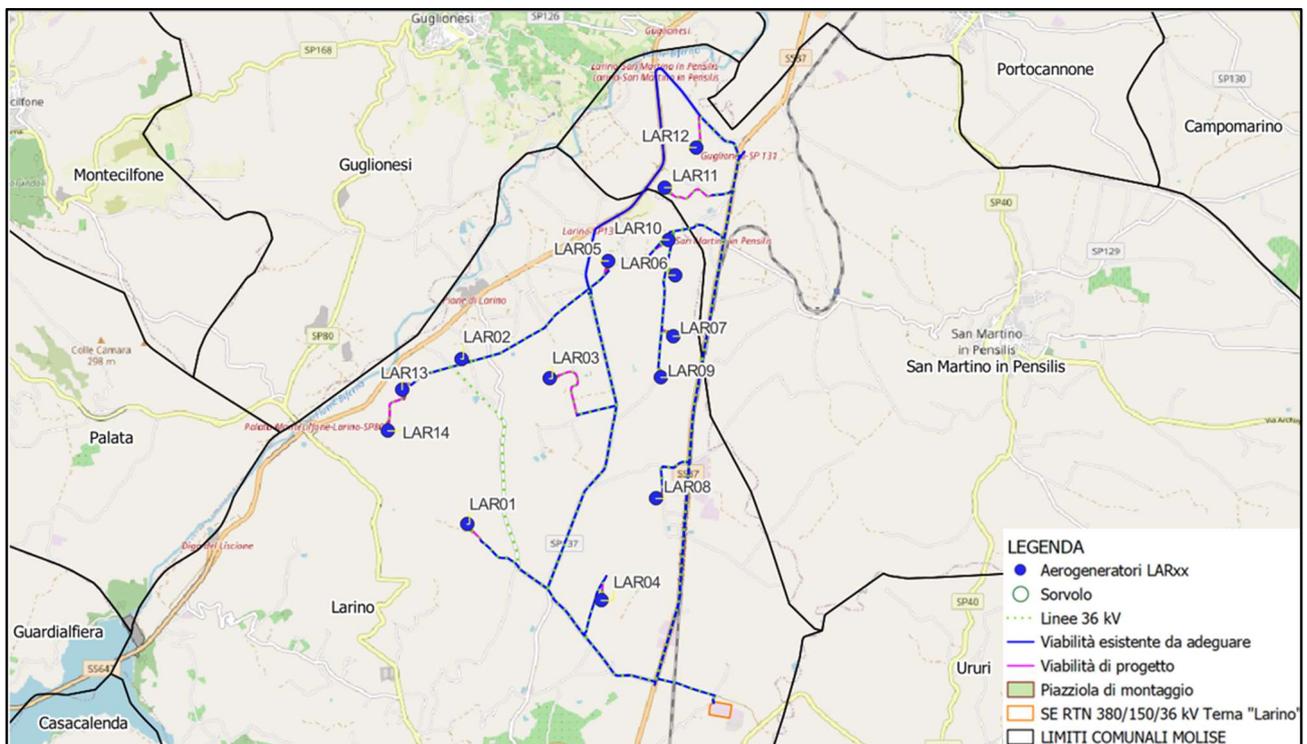
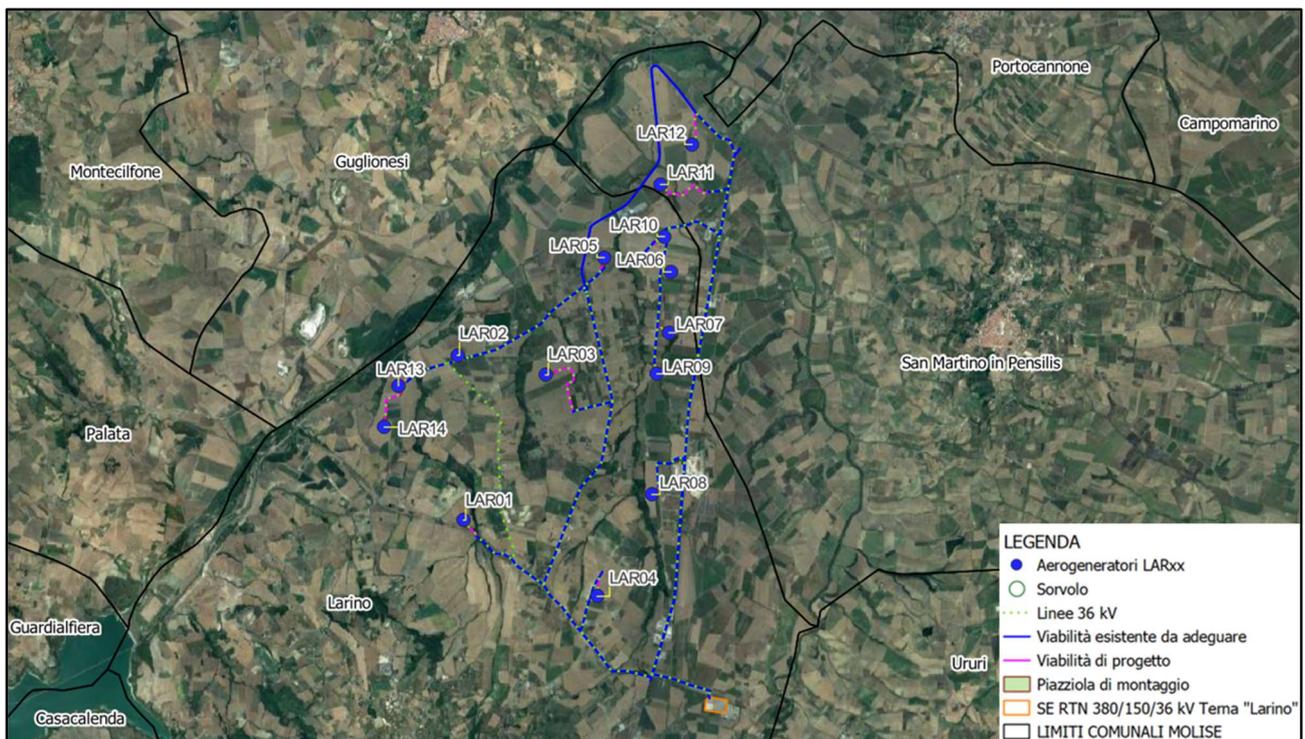


Figura 2.1: Inquadramento territoriale - Limiti amministrativi comuni interessati



**Figura 2.2:** Layout d'impianto su immagine satellitare

L'impianto è collegato in antenna a 36 kV con una nuova sezione a 36 kV della stazione elettrica di trasformazione della RTN 380/36 kV di Larino, previa realizzazione degli interventi previsti nell'ambito del Piano di Sviluppo Terna, in accordo alla STMG (*Soluzione Tecnica Minima Generale*) CP **202101917 Terna**.

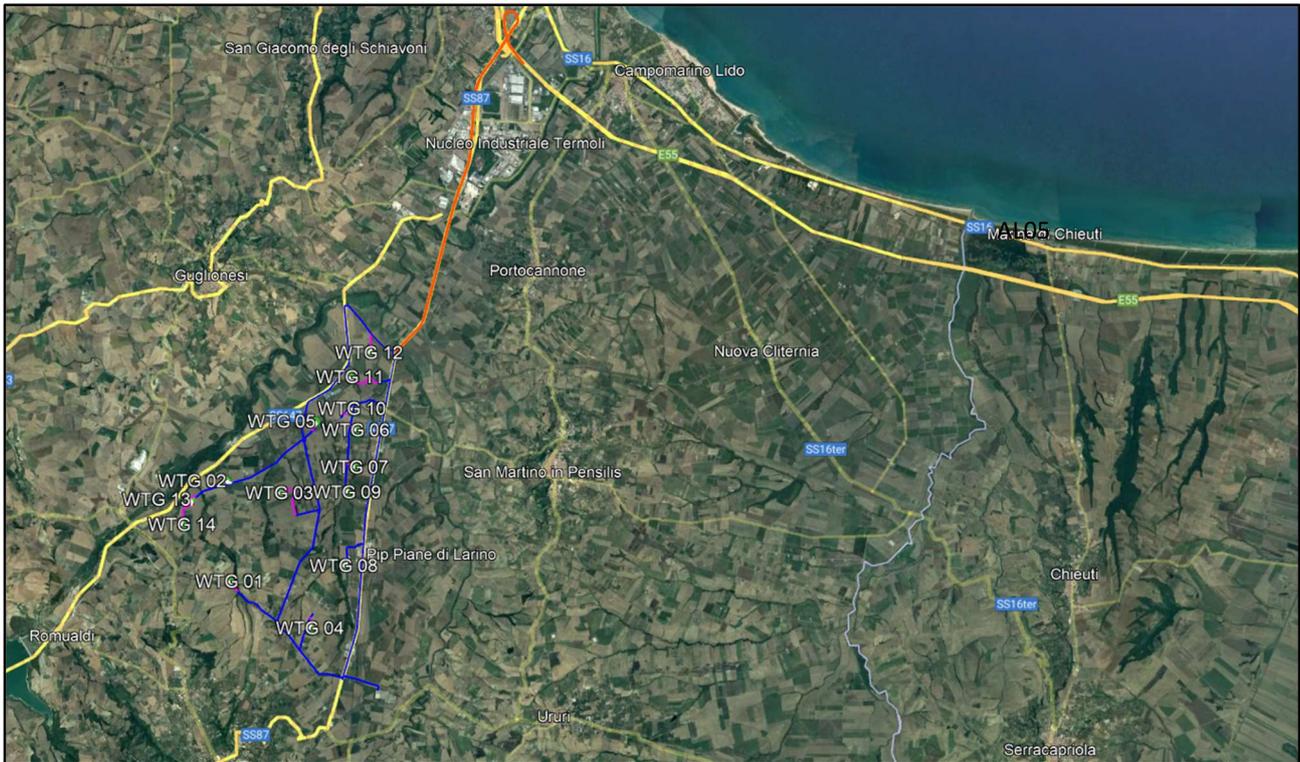
“Ai sensi dell'allegato A alla deliberazione Arg/elt 99/08 e s.m.i. dell'Autorità di Regolazione per Energia, Reti e Ambiente, l'elettrodotto in antenna a 36 kV per il collegamento della Vs. centrale alla citata stazione di Larino costituisce impianto di utenza per la connessione, mentre lo stallo arrivo produttore a 36 kV nella medesima stazione costituisce impianto di rete per la connessione”.

Le turbine eoliche verranno collegate attraverso un sistema di linee elettriche interrate a 36 kV allocate prevalentemente in corrispondenza del sistema di viabilità interna che servirà per la costruzione e la gestione futura dell'impianto. Tale sistema di viabilità verrà realizzato prevalentemente adeguando il sistema viario esistente e realizzando nuovi tratti di raccordo per consentire il transito dei mezzi eccezionali.

Il collegamento tra il parco eolico e la sezione a 36 kV della stazione elettrica di trasformazione della RTN Terna 380/150/36 kV nel Comune di Larino (CB) avverrà attraverso le suddette linee elettriche a 36 kV.

L'area di progetto è servita dalla SS 87, SS 647 e da un sistema di viabilità esistente e capillare che non richiede la realizzazione di molti nuovi tratti di viabilità in quanto verranno utilizzate prevalentemente le strade provinciali e strade interpoderali e/o comunali, opportunamente adeguate e migliorate per il transito dei mezzi eccezionali da utilizzare al fine consegnare in sito i componenti degli aerogeneratori,

da cui si dirameranno i nuovi tratti di viabilità per giungere alle posizioni degli aerogeneratori e che verranno utilizzati per la costruzione e la manutenzione dell'impianto eolico.



**Figura 2.3:** Layout d'impianto con sistema di viabilità esistente 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.

Per il presente progetto una delle possibili macchine che verrà installata è il modello Siemens Gamesa SG 170 di potenza nominale pari a 6.0 MW, altezza torre all'hub pari a 165 m e diametro del rotore 170 m (**Figura 2.1.1**).

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

Il rotore è a passo variabile in resina epossidica rinforzata con fibra di vetro di diametro pari a 170 metri, posto sopravvento al sostegno, con mozzo rigido in acciaio. Altre caratteristiche salienti sono riassunte nella **Tabella 2.1.1**.

Le caratteristiche dell'aerogeneratore su descritto sono quelle ritenute idonee in base a quanto disponibile oggi sul mercato, in futuro potrà essere possibile cambiare il modello dell'aerogeneratore senza modificare in maniera sostanziale l'impatto ambientale e i limiti di sicurezza previsti.

In accordo alle disposizioni dell'ENAC (Ente Nazionale per l'Aviazione Civile), ognuna delle macchine

è dotata di un sistema di segnalazione notturna per la segnalazione aerea, che prevede l'utilizzo di una luce rossa sull'estradosso della navicella.

Una segnalazione diurna, consistente nella verniciatura della parte estrema della pala con tre bande di colore rosso ciascuna di 6 m per un totale di 18 m, è prevista per gli aerogeneratori di inizio e fine tratto.

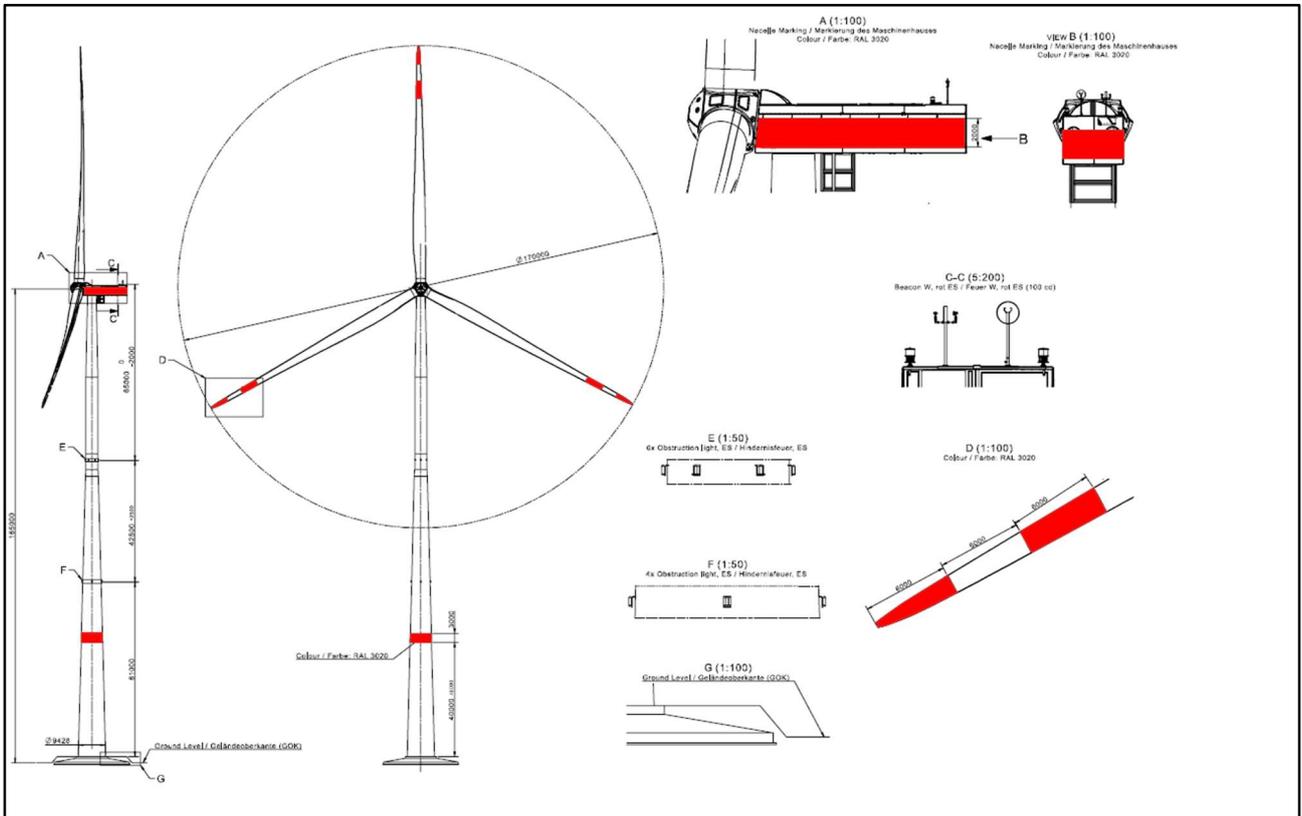


Figura 2.1.1: Profilo aerogeneratore SG170 HH165 – 6 MW

<b>Rotor</b>		<b>Grid Terminals (LV)</b>	
Type.....	3-bladed, horizontal axis	Baseline nominal power...	6.0MW/6.2 MW
Position.....	Upwind	Voltage.....	690 V
Diameter.....	170 m	Frequency.....	50 Hz or 60 Hz
Swept area.....	22,698 m <sup>2</sup>	<b>Yaw System</b>	
Power regulation.....	Pitch & torque regulation with variable speed	Type.....	Active
Rotor tilt.....	6 degrees	Yaw bearing.....	Externally geared
<b>Blade</b>		Yaw drive.....	Electric gear motors
Type.....	Self-supporting	Yaw brake.....	Active friction brake
Single piece blade length	83,3 m	<b>Controller</b>	
Segmented blade length:		Type.....	Siemens Integrated Control System (SICS)
Inboard module.....	68,33 m	SCADA system.....	Consolidated SCADA (CSSS)
Outboard module.....	15,04 m	<b>Tower</b>	
Max chord.....	4.5 m	Type.....	Tubular steel / Hybrid
Aerodynamic profile.....	Siemens Gamesa proprietary airfoils	Hub height.....	100m to 165 m and site- specific
Material.....	G (Glassfiber) – CRP (Carbon Reinforced Plastic)	Corrosion protection.....	
Surface gloss.....	Semi-gloss, < 30 / ISO2813	Surface gloss.....	Painted
Surface color.....	Light grey, RAL 7035 or White, RAL 9018	Color.....	Semi-gloss, <30 / ISO-2813 Light grey, RAL 7035 or White, RAL 9018
<b>Aerodynamic Brake</b>		<b>Operational Data</b>	
Type.....	Full span pitching	Cut-in wind speed.....	3 m/s
Activation.....	Active, hydraulic	Rated wind speed.....	11.0 m/s (steady wind without turbulence, as defined by IEC61400-1)
<b>Load-Supporting Parts</b>		Cut-out wind speed.....	25 m/s
Hub.....	Nodular cast iron	Restart wind speed.....	22 m/s
Main shaft.....	Nodular cast iron	<b>Weight</b>	
Nacelle bed frame.....	Nodular cast iron	Modular approach.....	Different modules depending on restriction
<b>Mechanical Brake</b>			
Type.....	Hydraulic disc brake		
Position.....	Gearbox rear end		
<b>Nacelle Cover</b>			
Type.....	Totally enclosed		
Surface gloss.....	Semi-gloss, <30 / ISO2813		
Color.....	Light Grey, RAL 7035 or White, RAL 9018		
<b>Generator</b>			
Type.....	Asynchronous, DFIG		

Tabella 2.1.1: Specifiche tecniche aerogeneratore

### 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 oggetto interessano le seguenti litologie:

- Limi sabbiosi-argillosi
- Alluvioni terrazzate di IV° Ordine
- Alluvioni terrazzate di III° Ordine
- Sabbie argillose
- Sabbie molto addensate

Di seguito si riportano i parametri geotecnici medi rappresentativi:

1) Limi sabbiosi-argillosi

$$g = \text{peso di volume} = 1,8 \text{ Kg/cm}^3$$

$$f = \text{angolo di attrito interno} = 24^\circ$$

$$c' = \text{coesione efficace} = 0,08 \text{ Kg/cm}^2$$

2) Alluvione terrazzate di IV° Ordine

$$g = \text{peso di volume} = 2,0 \text{ Kg/cm}^3$$

$$f = \text{angolo di attrito interno} = 32^\circ$$

$$c' = \text{coesione efficace} = 0,00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$N_{spt} = 30$$

3) Alluvione terrazzate di III° Ordine

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

$$f = \text{angolo di attrito interno} = 36^\circ$$

$$c' = \text{coesione efficace} = 0,00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$N_{spt} = 50$$

4) Sabbie argillose

$$g = \text{peso di volume} = 1,9 \text{ Kg/cm}^3$$

$$f = \text{angolo di attrito interno} = 28^\circ$$

$$c' = \text{coesione efficace} = 0,02 \text{ Kg/cm}^2$$

5) Sabbie molto addensate

6)  $g = \text{peso di volume} = 2,1 \text{ Kg/cm}^3$

7)  $f = \text{angolo di attrito interno} = 30^\circ$

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

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. Tuttavia, preliminarmente, è possibile ipotizzare fondazioni di tipo superficiale per gli aerogeneratori, e le opere in generale, che andranno ad interessare le "alluvioni terrazzate (2 e 3)", mentre per gli aerogeneratori che andranno ad interessare i litotipi sabbioso-argillosi (1 oltre colluviale), è consigliabile l'utilizzo di fondazioni profonde su pali, intestati nel basamento geologico, andando a superare le coltre colluviale il cui spessore e le cui caratteristiche geotecniche, sarà valutato mediante l'indagine geognostica-geotecnica.

Per la struttura di fondazione oggetto di calcolo preliminare è stata considerata l'area di sedime dell'aerogeneratore LAR\_04 che risulta ubicata sul terrazzo alluvionale, con pendenza di  $8^\circ$  verso Est, ovvero verso un vallone tributario del Fiume Biferno con quota pari a 114,1 metri s.l.m.

## LAR\_04



ID	Quota slm	Pendenza	Geologia	Presenza di dissesti
LAR_04	114,1	8°	Sabbie argillose	No

*Successione stratigrafica sintetica*

da 0,00 ÷ a 6,00 m: Limi sabbiosi-argillosi

da 6,00 in poi: Sabbie argillose

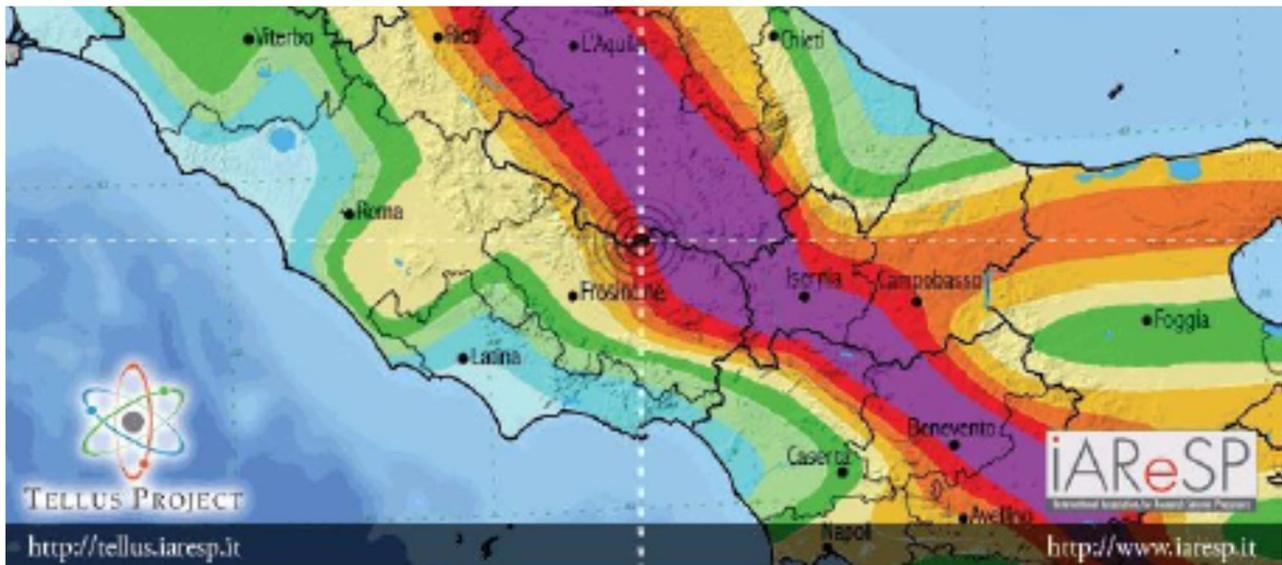
Categoria Topografica "T1" – Categoria di sottosuolo "C"

**4.3. Caratterizzazione sismica dell'area**

I territori comunali di Larino e San Martino in Pensilis (in Provincia di Campobasso) 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 2".

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:

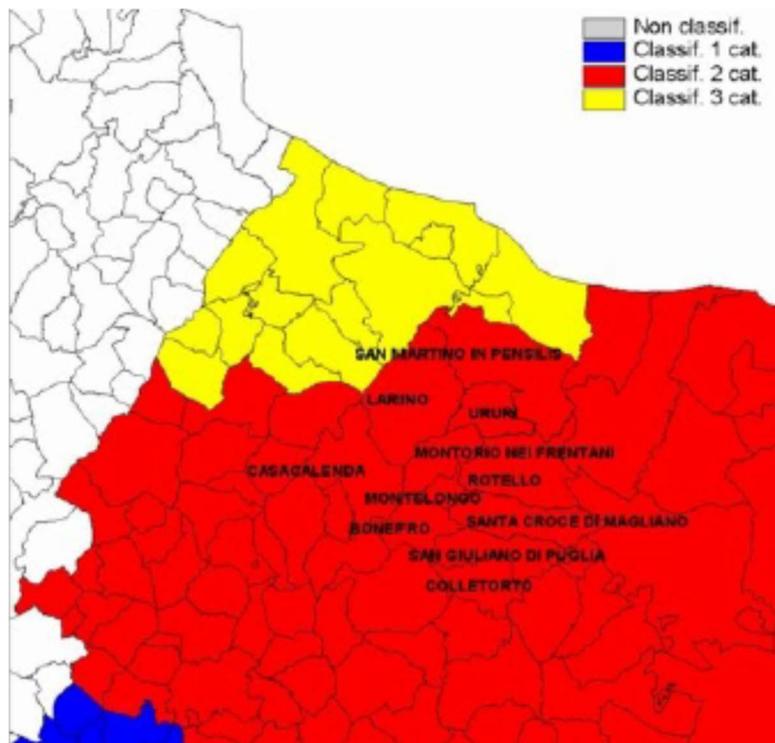


**ISTITUTO NAZIONALE DI GEOFISICA E VULCANOLOGIA**

**Mappa di pericolosità sismica del territorio**

(riferimento: Ordinanza PCM del 28 aprile 2006 n.3519, Art.10)  
 espressa in termini di accelerazione massima del suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni  
 riferita a suoli rigidi ( $V_s > 800$  m/s; cat.A, punto 3.2.1 del D.M. 14.09.2005)

< 0.025 g	0.050 - 0.075	0.150 - 0.175	0.250 - 0.275
0.025 - 0.050	0.075 - 0.100	0.175 - 0.200	0.275 - 0.300
0.100 - 0.125	0.125 - 0.150	0.200 - 0.225	0.225 - 0.250



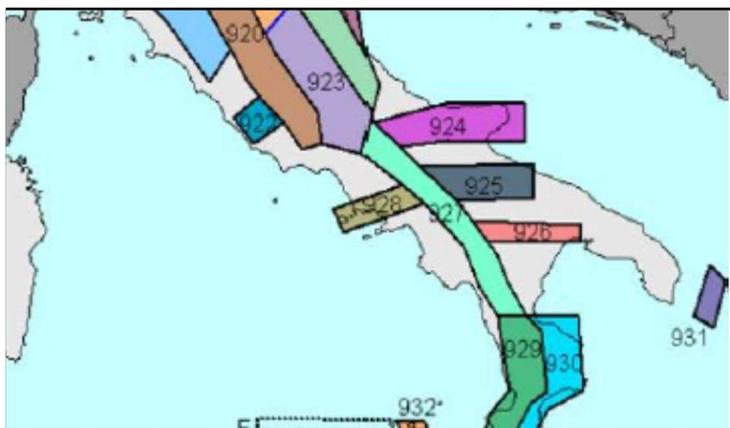
<u>Zona sismica</u>	<u>Accelerazione con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni (ag)</u>
1	ag >0.25
2	0.15 <ag ≤ 0.25
3	0.05 <ag ≤ 0.15
4	ag ≤ 0.05

**Tabella 4.1.1:** 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  $\geq 3,50$  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	Mr
Int.	Anno	Me	Gi	Ho	Mi	Se	Area epicentrale			
5-6	1962	08	21	18	19		Irpinia	662	9	6.16
4	1984	06	07	17	50		Monti della Meta	911	8	6.86
6	2002	10	31	10	32	6	Molise	61	7-8	6.74
4-6	1913	10	04	18	26		Molise	206	7-8	6.36
3-4	2006	06	29	02	20	0	Gargano	384		4.64
4-5	2003	12	30	08	31	3	Molise	326	4-6	4.53
4	2003	06	01	16	46	1	Molise	601	6	4.44
3-4	1896	11	10	23	23	1	Favoliera della Puglia	66	6-6	4.36
3-4	2006	10	04	17	34	0	Adriatico centrale	98	4-6	4.30
MF	2001	07	02	10	04	4	Favoliera della Puglia	60	6	4.26
4	2006	03	01	06	41	3	Molise	136	4	3.68
4-5	2003	04	28	20	12	3	Molise	33	4-6	3.64

Inoltre, si osserva come i comuni interessati dall'intervento rientrano nella zona 924 della zonazione sismogenetica ZS9, secondo la mappa di pericolosità sismica (INGV - C. Meletti e G. Valensise, 2004) ma non sono interessati da nessuna sorgente sismogenetica (vedi Figg. 4.1.1 e 4.1.2).



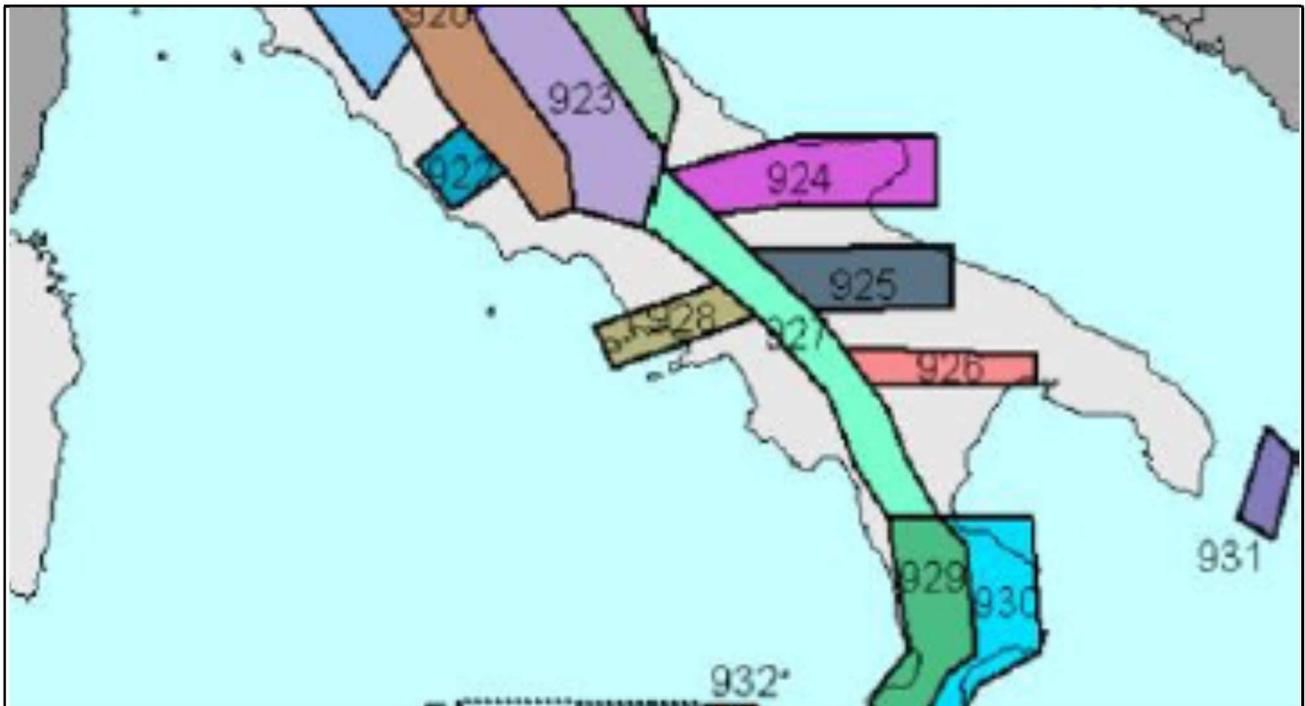


Figura 4.1.1: Stralcio della Carta della Zonazione Sismogenetica ZS9 (da Meletti e Valensise, 2004, <http://zonesismiche.mi.ingv.it/>).

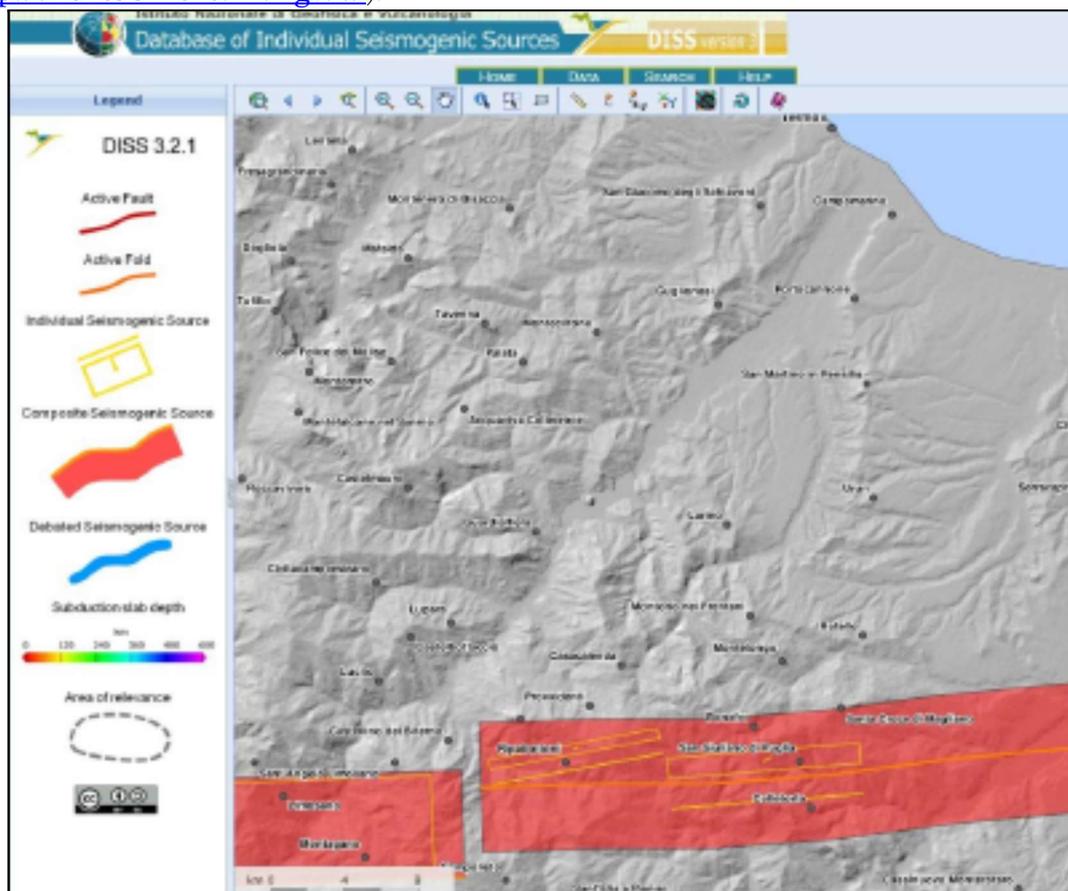


Figura 4.1.2: Stralcio cartografico del "Database off Individual Seismogenic Sources" (DISS- Stralcio cartografico del "Database off Individual Seismogenic Sources" (DISS- ING V)

### 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.

Verranno pertanto 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 permetterà 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>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</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).

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

#### 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 $i > 30^\circ$

Tutte le opere da realizzare ricadono in aree a cui è possibile assegnare la categoria topografica T1.

#### 4.4. Materiali impiegati e resistenze di calcolo

##### 4.4.1. Calcestruzzo

Il calcestruzzo della piastra di fondazione sarà in classe C 35/45 ( $R_{ck} \geq 450 \text{ daN/cm}^2$ ), 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 ( $R_{ck} \geq 450 \text{ daN/cm}^2$ )**

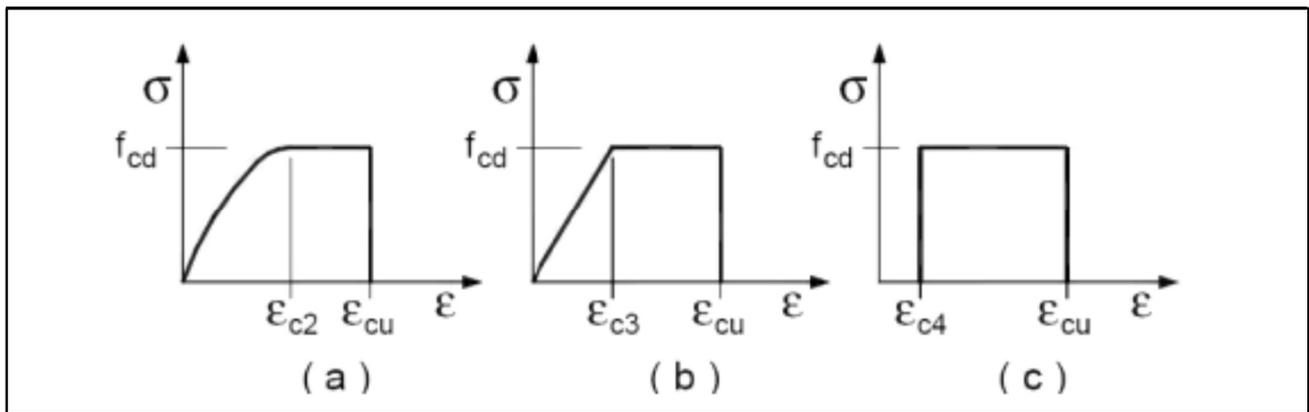
- Resistenza cilindrica a compressione  $R_{ck} = 450 \text{ daN/cm}^2$ ;
- Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo  $\gamma_c = 1.5$ ;
- Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata  $\alpha_{CC} = 0.85$ ;
- Resistenza di calcolo a compressione  $f_{cd} = f_{ck} \times \alpha_{CC} / \gamma_c = 211.65 \text{ daN/cm}^2$ ;
- 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 fig.



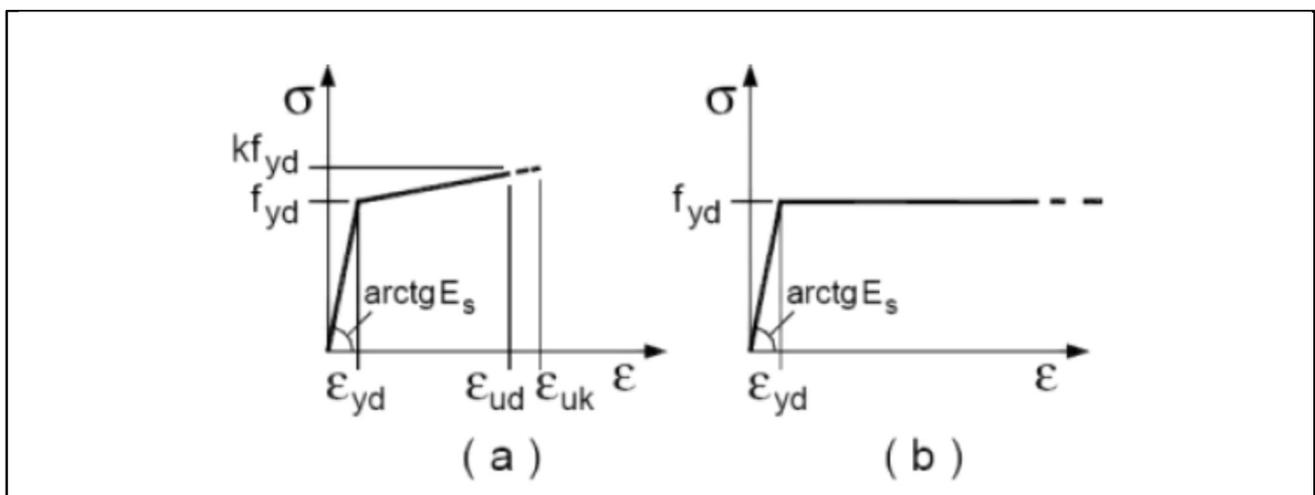
**Figura 4.1.1.1:** Diagrammi di progetto tensione-deformazione del calcestruzzo

#### 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 24.50 m e base minore avente diametro pari a 11.88 m. L'altezza massima della fondazione, misurata al centro della stessa è di 3.00 m mentre l'altezza minima misurata sull'estremità è di 1.00 m. Al centro della fondazione viene realizzato un accrescimento di 0.60 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.12 pali di diametro 110 cm e lunghezza pari a 27,00 m, disposti ad una distanza dal centro pari a 10.00 m.

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

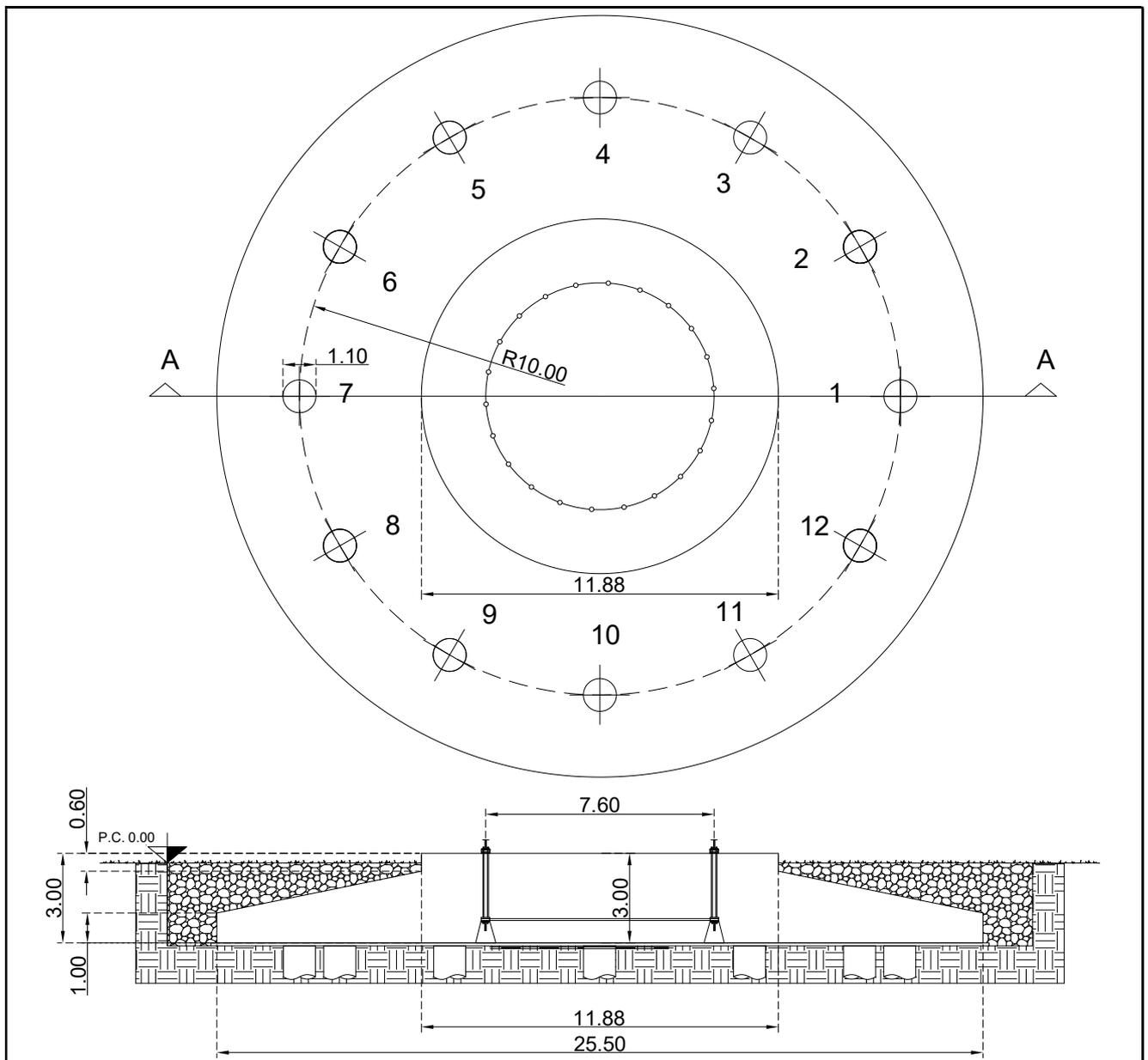
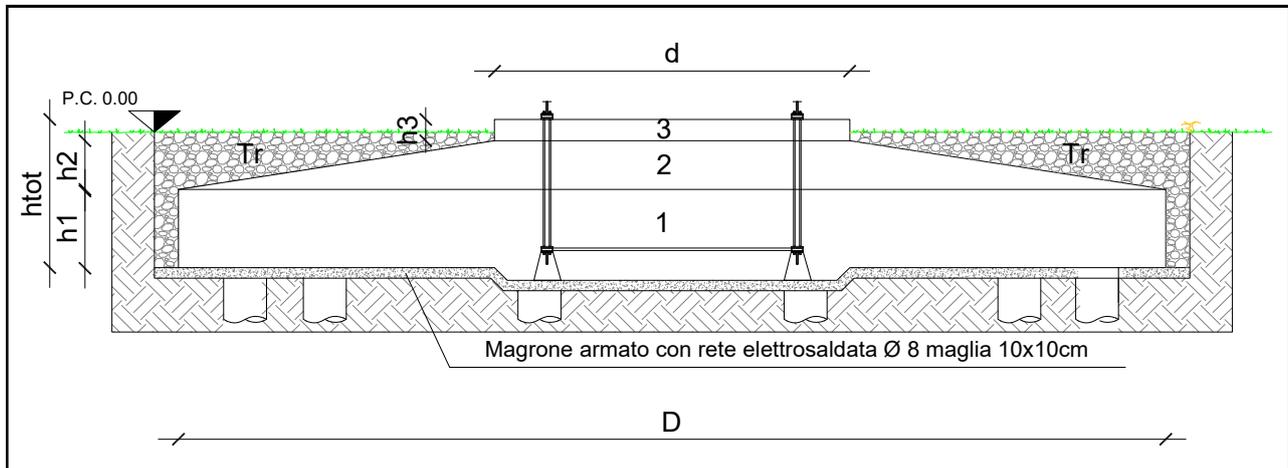


Figura 5.1.1: Dettaglio pianta e sezione fondazione

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 1.00 m, il secondo (2) è un tronco di cono con diametro di base pari a 24.50 m, diametro superiore di 11.88 mt ed altezza pari a 1.40 mt; il terzo corpo (3) è un cilindro con un diametro di 11.88 m ed altezza di 0,60 m. Per il terreno di ricoprimento si schematizza un parallelepipedo con peso pari a  $\gamma_{\text{sat}}$  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	11.88	ml
h1	1.00	ml
h2	1.40	ml
h3	0.60	ml
htot	3.00	ml
V1	471.20	mc
V2	378.20	mc
V3	66.47	mc
Vtot	915.87	mc
Peso specifico cls	25.00	kN/mc
Peso della fondazione	22896.75	kN
Peso del terreno di Ricoprimento	3637.30	kN
<b>Peso totale</b>	<b>26534.05</b>	<b>kN</b>

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).

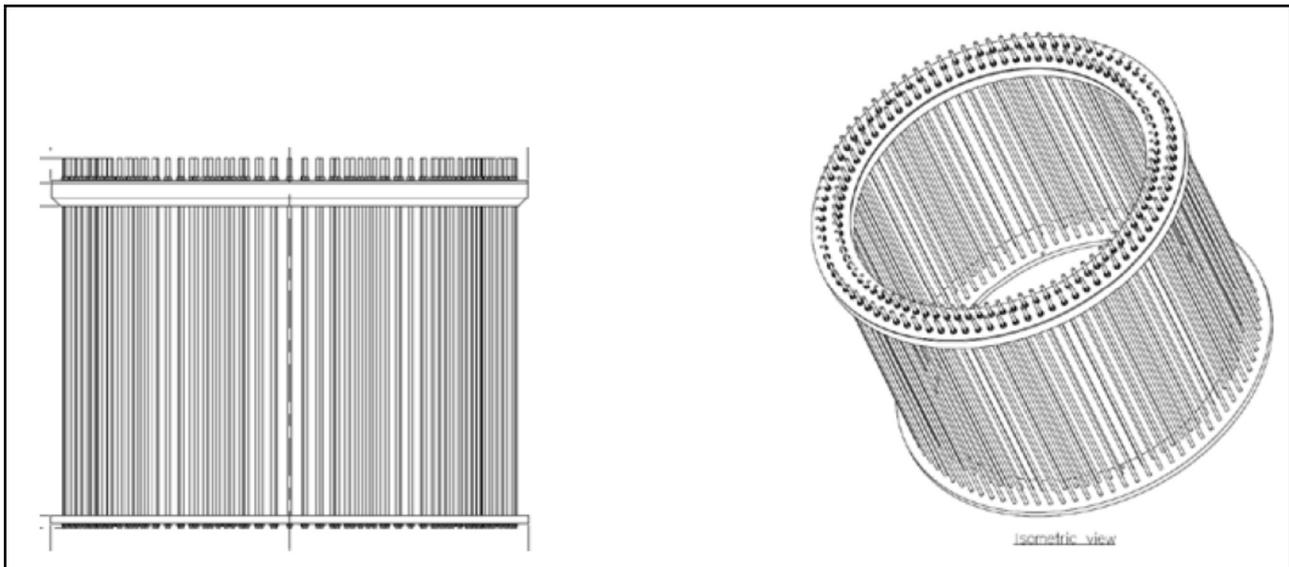


Figura 5.1.3: Dettaglio Anchor cage

## 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  $y$ ,  $\phi_x$  e  $\phi_y$ , 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  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  e  $\tau_{xy}$ . 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  $\phi$  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  $\eta_p$  ed il coefficiente di sicurezza della portanza per attrito laterale  $\eta_l$ .

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,  $\gamma$  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  $\eta$  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  $\tau_a$  è dato dalla relazione di Coulomb

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

dove  $c_a$  è l'adesione palo-terreno,  $\delta$  è l'angolo di attrito palo-terreno,  $\sigma_h$  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

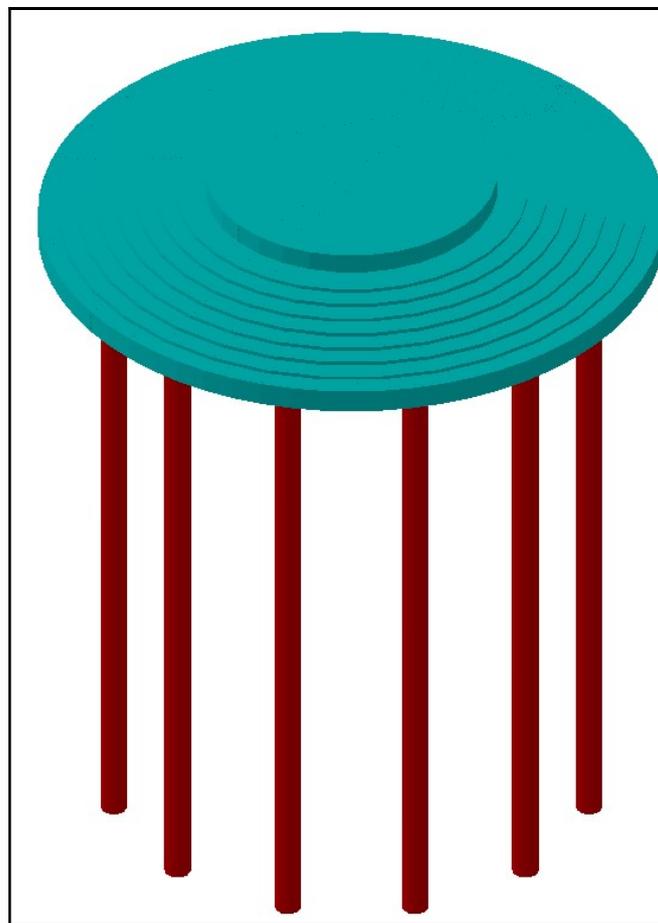
Nel modello di terreno alla Winkler il terreno viene schematizzato come una serie di molle elastiche indipendenti fra di loro. Le molle che schematizzano il terreno vengono caratterizzate tramite una costante elastica  $K$  espressa in  $\text{Kg}/\text{cm}^2/\text{cm}$  che rappresenta la pressione (in  $\text{Kg}/\text{cm}^2$ ) 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. E' 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  $E_s$ ,  $G'$ ,  $\nu$  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;
- $\Delta z$  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 ad  $l_e$ . Vengono disposte, inoltre, lungo il fusto del palo una serie di molle (una per ogni elemento), coassiali al palo stesso, aventi rigidezza 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  $\Delta Y_l$  e  $\Delta Y_p$

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,  $\sigma_h$  è la pressione orizzontale alla profondità  $z$ ,  $\delta$  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;

$\psi_{0i}$  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;
- $\psi_{2i}$ : 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  $\psi_{2j}$  sono riportati, assieme ai valori dei coefficienti  $\psi_{0j}$ ,  $\psi_{1j}$ , nella tabella 2.5.I riportata di seguito:

**Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione**

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
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 $\leq 30$ 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 $\leq 1000$ 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;
- $\psi_{2i}$ : 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:

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

I valori dei coefficienti  $\psi_{2j}$  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;
- $\psi_{0i}$  coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili di durata breve ma ancora significativi nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili;
- $\psi_{1i}$  coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;
- $\psi_{2i}$  coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni ammissibili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

Ai coefficienti  $\psi_{0i}$ ,  $\psi_{1i}$ ,  $\psi_{2i}$  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 riportanti 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  $\gamma_R$  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

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale	(A1) - STR
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	$C_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1.00

Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche (Pali trivellati)

Resistenza	$\gamma_R$	(R1)	(R2)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1.00	1.70	1.35
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1.00	1.45	1.15
Totale	$\gamma_t$	1.00	1.60	1.30
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1.00	1.60	1.25

Coefficienti parziali  $\gamma_T$  per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

$\gamma_T$	(R1)	(R2)	(R3)
$\gamma_T$	1.00	1.60	1.30

Fattori di correlazione  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	$\xi_3$	$\xi_4$
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 "SG 6.6-170 Foundation loads T 165-55°-MB", considerando nello specifico i carichi estremi trasmessi dall'aerogeneratore alla struttura di fondazione.

Load Case	Partial Safety factor	Fxy	Fz	Mxy,ld	$\Delta M_{xy}$	Mxy+ $\Delta M_{xy}$	Mz
		Kn	Kn	kNm	kNm	kNm	kNm
Max Mxy	1.00	1695.3	19123.8	259662.0	5404	<b>265066</b>	2285.7
	1.1 0.90	1864.8	21036.2 18932.6	285628.2	5404	<b>291032.2</b>	2514.3
Max Mz	1.35* 0.90	552	20852.9* 17061.4	83508	5815	89323	<b>17803</b>

Table 1. SG6.6-170 T165-55A-MB (I24) Unfactored/Factored Extreme loads at tower bottom.

### 8.3. Sistemi di riferimento

#### 8.3.1. Convenzioni adottate

##### Carichi e reazioni vincolari

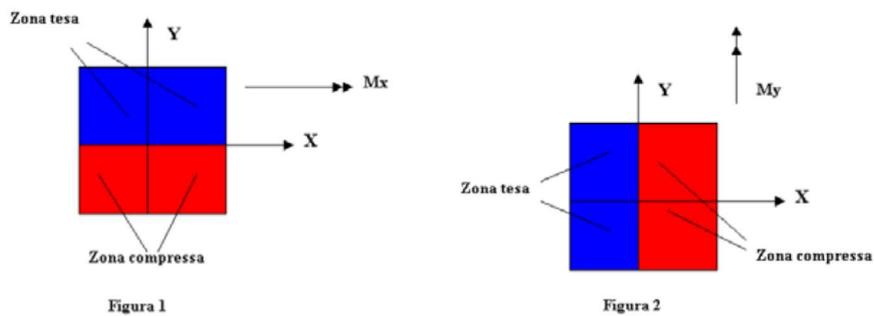
$F_z$  Carico verticale positivo verso il basso

$F_x$  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.

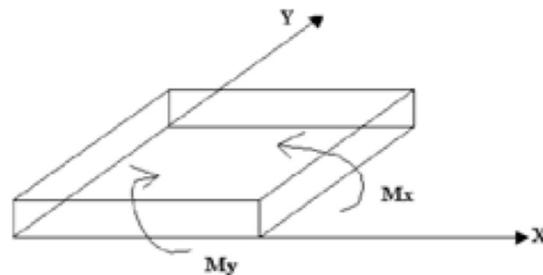


##### Sollecitazioni

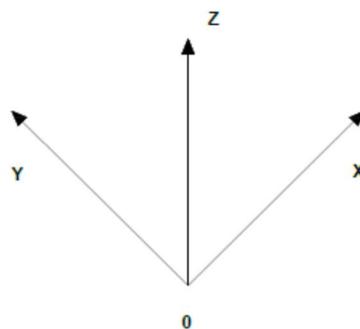
$M_x$  Momento flettente X con asse vettore parallelo all'asse Y (positivo se tende le fibre inferiori).

$M_y$  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

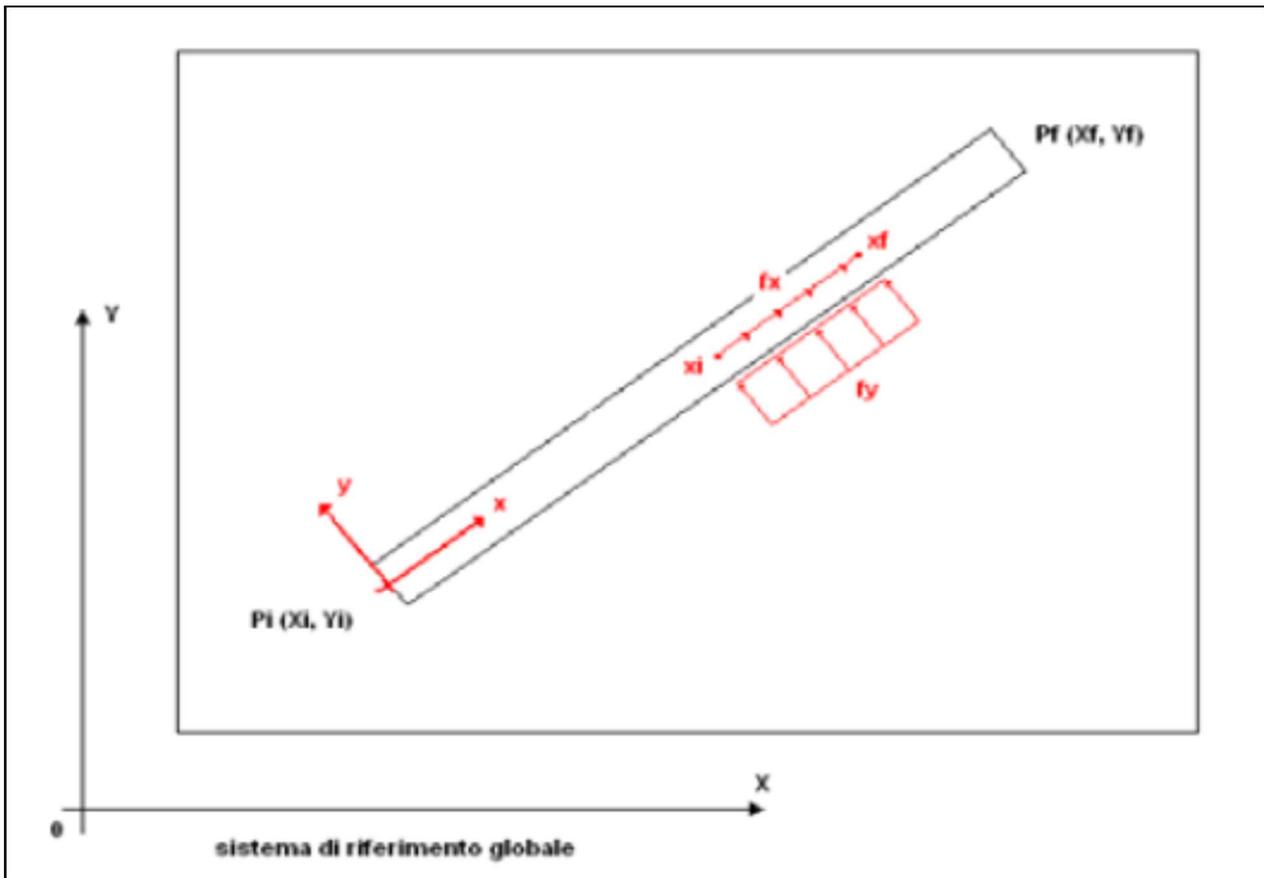


Il sistema di riferimento globale, rispetto al quale va riferita l'intera struttura, è costituito da una terna di assi cartesiani sinistrorsa OXYZ (X, Y, Z posizionati a  $90^\circ$  tra loro).

### 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:

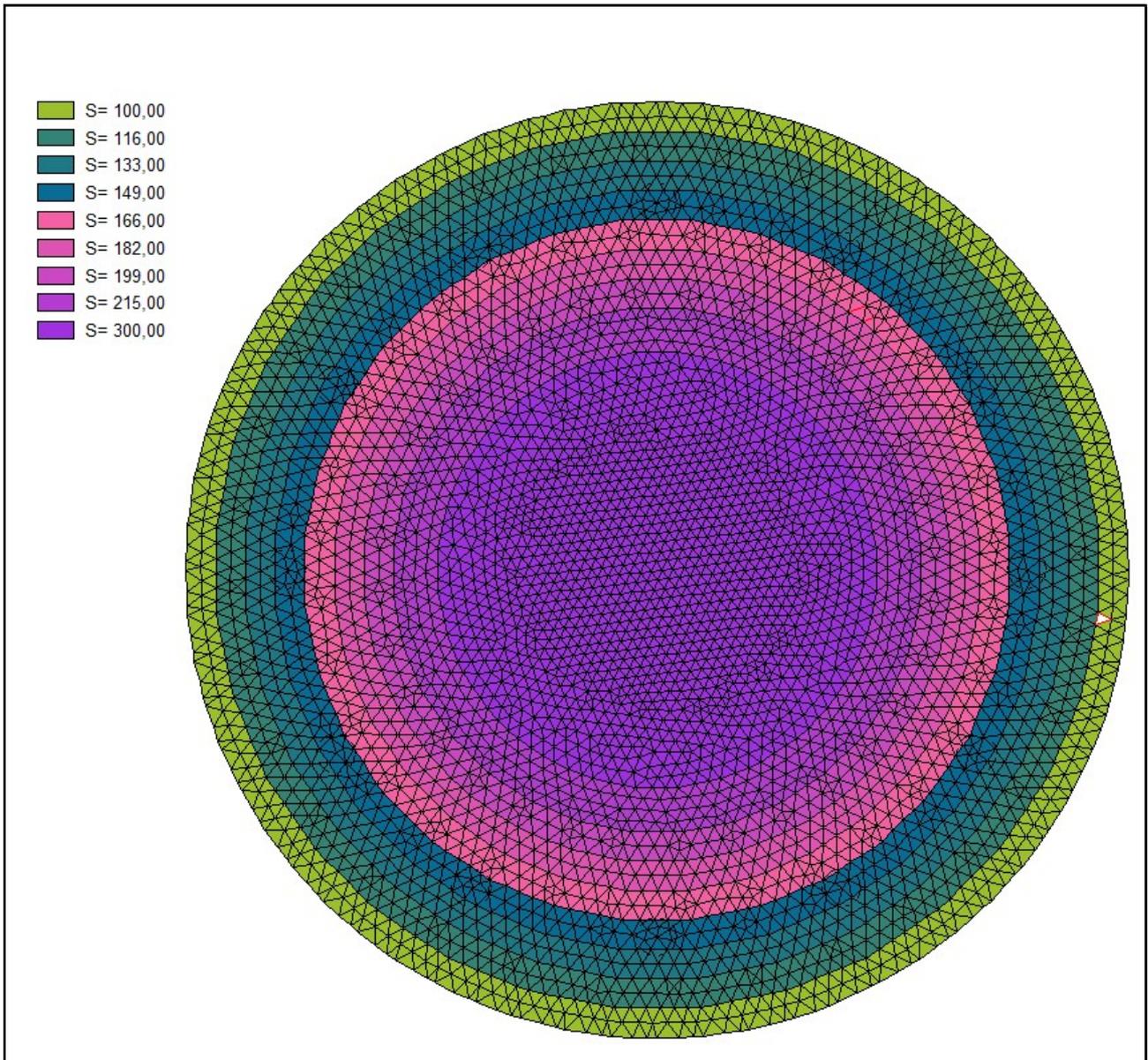


Figura 9.1.1: Spessori modellazione strutturale (unità di misura cm)

## 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*)

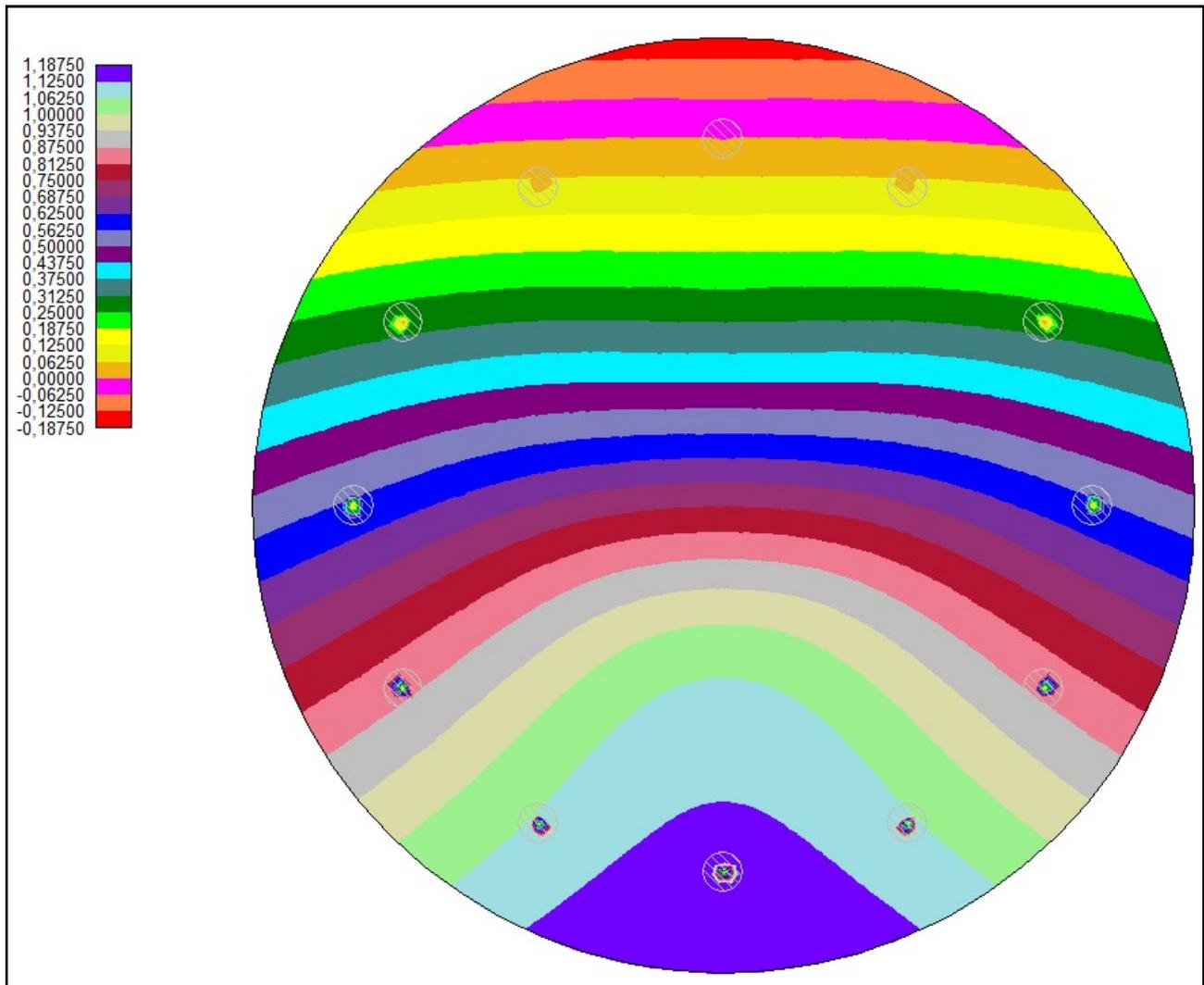


Figura 10.1.2 – Diagramma delle pressioni (unità di misura kg/cmq)

**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 ((Pu+Pup)/η), espressa in [kg]
- Nt          Carico verticale trasmesso al terreno (N+Np), espresso in [kg]
- FS          Fattore di sicurezza a carico limite (Pd/Nt). Tra parentesi viene riportato l'indice della combinazione con fattore di sicurezza minimo.

<b>Ic</b>	<b>N</b>	<b>Np</b>	<b>Qu</b>	<b>Qup</b>	<b>Qd</b>	<b>Nt</b>	<b>FS</b>
	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	
1	3095128	3444542	93363900	9249204	44614393	6539670	14.414 (1)

Scorrimento

## Simbologia adottata

$n^\circ$             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.

$n^\circ$	T	$T_p$	Ru	Rd	FS
	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	
1	0	186480	0	0	100.0 (1)

## 12. PALI DI FONDAZIONE

### 12.1. Sollecitazioni e armature

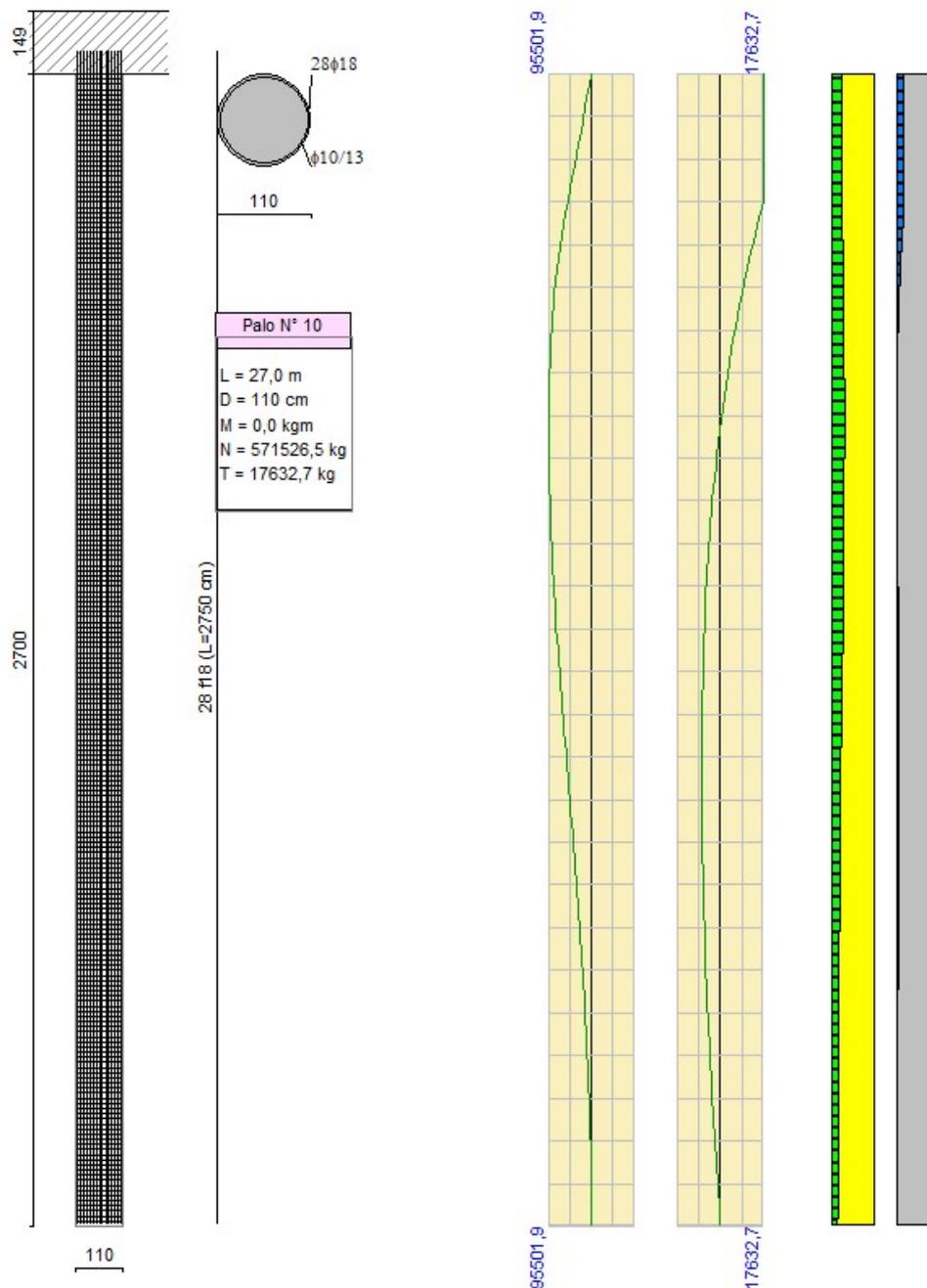


Figura 12.1.1: Diagrammi limite e di esercizio (unità di misura kgm per il momento flettente e kg per il taglio)

### 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	Pd	$FS_v$	T	Td	$FS_o$
		[kg]	[kg]		[kg]	[kg]	
1	Piastra 1	288210	596933	2.071 (1)	15681	16322	1.041 (1)
2	Piastra 1	144396	596933	4.134 (1)	14607	15700	1.075 (1)
3	Piastra 1	39229	596933	15.217 (1)	13767	13870	1.008 (1)
4	Piastra 1	757	596933	788.183 (1)	13446	14467	1.076 (1)
5	Piastra 1	39236	596933	15.214 (1)	13767	13870	1.008 (1)
6	Piastra 1	144410	596933	4.134 (1)	14607	15700	1.075 (1)
7	Piastra 1	288231	596933	2.071 (1)	15681	16322	1.041 (1)
8	Piastra 1	430555	596933	1.386 (1)	16686	17544	1.051 (1)
9	Piastra 1	533733	596933	1.118 (1)	17384	18163	1.045 (1)
10	Piastra 1	571527	596933	1.044 (1)	17633	18163	1.030 (1)
11	Piastra 1	533721	596933	1.118 (1)	17384	18163	1.045 (1)
12	Piastra 1	430538	596933	1.386 (1)	16686	17544	1.051 (1)

### 13. CONCLUSIONI

La progettazione e verifica preliminare della struttura della presente relazione tiene in considerazione i carichi relativi ad un aerogeneratore tipo T165-57A della Siemens Gamesa 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 11.88 m. L'altezza massima della fondazione, misurata al centro della stessa è di 3.00 m mentre l'altezza minima misurata sull'estremità è di 1.00 m. Al centro della fondazione viene realizzato un accrescimento di 0.60 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.12 pali di diametro 110 cm e lunghezza pari a 27,00 m, disposti ad una distanza dal centro pari a 10.00 m.