

Regione
PUGLIA



Comune
LATERZA



Comune
SANTERAMO IN COLLE



Comune
CASTELLANETA



Provincia
BARI



**PROGETTO DEFINITIVO PER LA REALIZZAZIONE DI UN IMPIANTO
EOLICO DENOMINATO "SANTERAMO IN COLLE" COSTITUITO DA
9 AEROGENERATORI CON POTENZA COMPLESSIVA DI 59,4 MW
E RELATIVE OPERE DI CONNESSIONE ALLA R.T.N.**

Relazione preliminare delle strutture

ELABORATO

PR04

PROPONENTE:

SANTERAMO WIND S.R.L.
Contrada Cacapentima snc
74014 Laterza (TA)
pec: santeramowind@pec.it

cod. id.: E-LASAN

CONSULENTI:

Dott.ssa Elisabetta NANNI
Dott. Ing. Rocco CARONE
Dott. Biol. Fau. Lorenzo GAUDIANO
Dott. Agr. For. Mario STOMACI
Dott. Geol. Michele VALERIO

PROGETTISTI:



Via Caduti di Nassiriya 55
70124 Bari (BA)
e-mail: atechsr@libero.it
pec: atechsr@legalmail.it

STUDIO PM SRL
Via dell'Artigianato 27 75100 Matera (MT)
e-mail: paolo.montefinese@pm-studio
pec: studiopm@mypec.eu

DIRETTORE TECNICO
Dott. Ing. Orazio TRICARICO
Ordine ingegneri di Bari n. 4985



Dott. Ing. Paolo MONTEFINESE
Ordine ingegneri di Matera n. 968



Dott. Ing. Alessandro ANTEZZA
Ordine ingegneri di Bari n. 10743



EM./REV.	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO	DESCRIZIONE
0	Novembre 2023	B.C.C - C.C	A.A.	O.T.	Progetto definitivo

1. PREMESSA	3
2. CARATTERIZZAZIONE DEL SITO	3
A.1.a Inquadramento territoriale	3
A.1.b Inquadramento geologico ed idrogeologico.....	13
3. IPOTESI DI PROGETTO DELLA FONDAZIONE.....	18
4. MODELLO DI CALCOLO	19
5. NORME DI RIFERIMENTO.....	21
6. MATERIALI STRUTTURALI.....	21
7. ANALISI DEI CARICHI.....	22
A.1.c Azioni derivanti dalla sovrastruttura.....	22
A.1.d Peso proprio della fondazione	24
A.1.e Peso proprio del riempimento	24
A.1.f Azione sismica	25
A.1.g Approcci di progetto e combinazioni di carico	29
8. VERIFICHE DI SICUREZZA GLOBALI	32
A.1.h Gapping.....	32
A.1.i Ribaltamento	33
A.1.j Carico limite.....	34
A.1.k Slittamento	39
A.1.l Valutazione del modulo di reazione (Winkler)	41
A.1.m Valutazione dei cedimenti	41
9. VERIFICHE STRUTTURALI	42
A.1.n Risultati dell'analisi	42

A.1.o	Verifiche della resistenza a flessione	50
A.1.p	Dimensionamento delle armature superiori.....	50
A.1.q	Dimensionamento delle armature inferiori	51
A.1.r	Dimensionamento delle armature circolari superiori	53
A.1.s	Dimensionamento delle armature circolari inferiori	54
A.1.t	Verifica a taglio.....	55
A.1.u	Verifiche tensionali/di fessurazione.....	56

1. PREMESSA

La presente relazione ha lo scopo di illustrare i criteri adottati per il dimensionamento strutturale preliminare delle fondazioni delle torri eoliche individuate per la realizzazione del **parco eolico di potenza complessiva pari a 59,4 MW e relative opere di connessione alla RTN** da realizzare in zone classificate agricole, non di pregio, dal vigente strumento urbanistico comunale, da ubicare nel territorio comunale di **Santeramo in Colle (BA)**, proposto dalla società **SANTERAMO WIND Srl**.

Questa fase progettuale ha carattere preliminare, pertanto dovranno essere rimandati alla fase esecutiva gli aspetti più dettagliati e peculiari dell'opera. In questa fase si illustreranno le ipotesi di partenza dalle quali si è partiti per il pre-dimensionamento delle strutture fondali, nonché gli esiti delle verifiche strutturali e geotecniche.

2. CARATTERIZZAZIONE DEL SITO

A.1.a Inquadramento territoriale

L'intervento in oggetto è finalizzato alla realizzazione di un impianto di produzione di energia elettrica tramite conversione da fonte eolica costituito da **9 turbine (denominati SAN 1-9) avente potenza complessiva pari a 59,4 MW** da realizzare in zone classificate agricole, non di pregio, dal vigente strumento urbanistico comunale, da ubicare nel territorio comunale di **Santeramo in Colle (BA)**, **le opere di connessione interessano i territori comunali di Laterza e Castellaneta (TA)**.

Il progetto è costituito da:

- **n° 9 aerogeneratori della potenza di 6,6 MW**
- piazzole di collegamento alle turbine;
- tracciato dei cavidotti di collegamento (tra gli aerogeneratori e la sottostazione elettrica di trasformazione utente MT-AT);
- cabine di raccolta;
- nuova Stazione Elettrica Utente 150/30 Kv;

- collegamento in antenna a 150 kV su un futuro ampliamento della sezione 150 kV della Stazione Elettrica (SE) di Trasformazione della RTN 380/150 kV di Castellaneta.

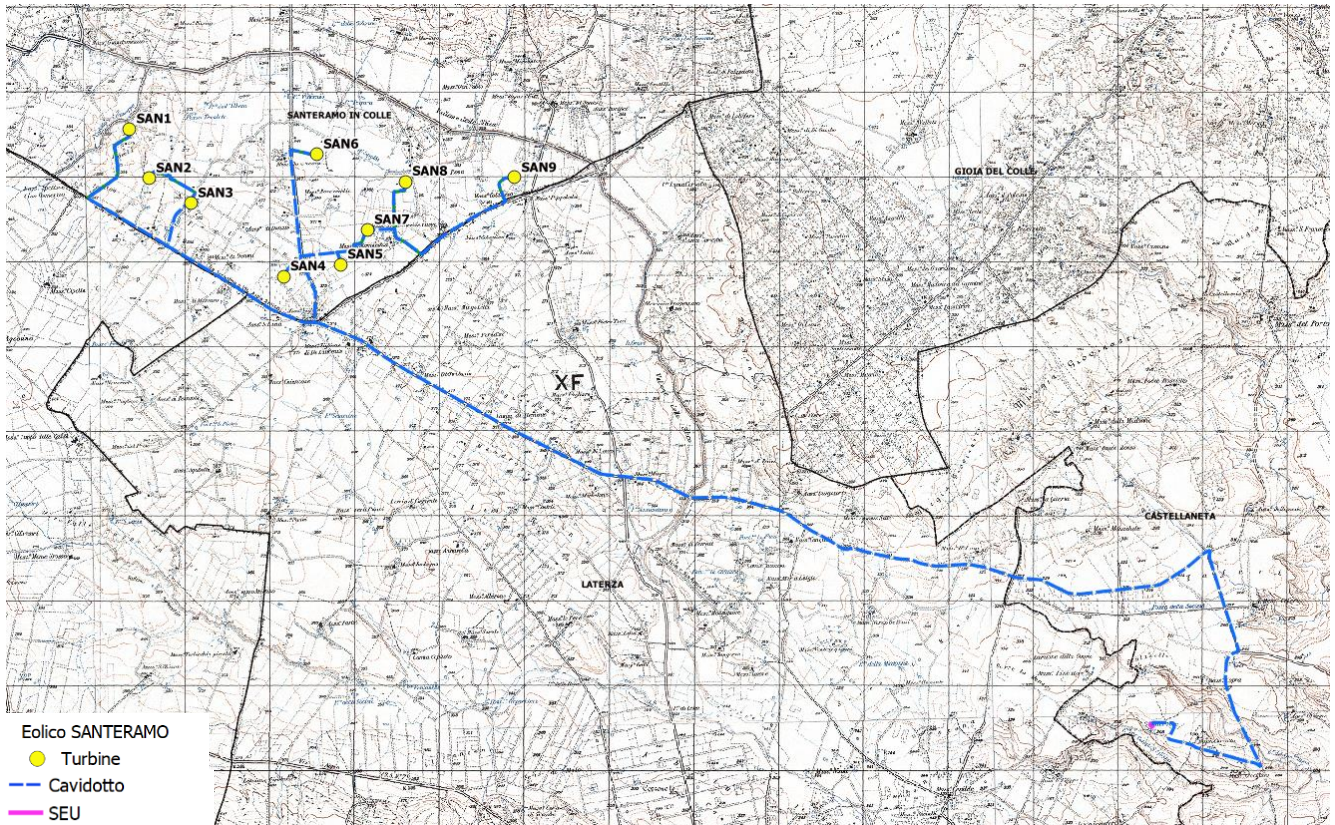


Figura 2-2: Inquadramento intervento di area vasta

Il sito di intervento è all'interno del territorio comunale di Santeramo in Colle (BA - Regione Puglia), a sud del centro urbano alla distanza di circa 7 km.

È baricentrico rispetto ai centri abitati di Matera (Regione Basilicata) a sud ovest, a circa 10 km, di Laterza (TA) a sud est a nord a circa 12 km, di Altamura a nord ovest ad una distanza di circa 16 km di Gioia del Colle a nord est a circa 15 km.

È raggiungibile e delimitato a sud dalle strade provinciali SP140 e SP22. È attraversabile in direzione nord-sud dalla SP17.

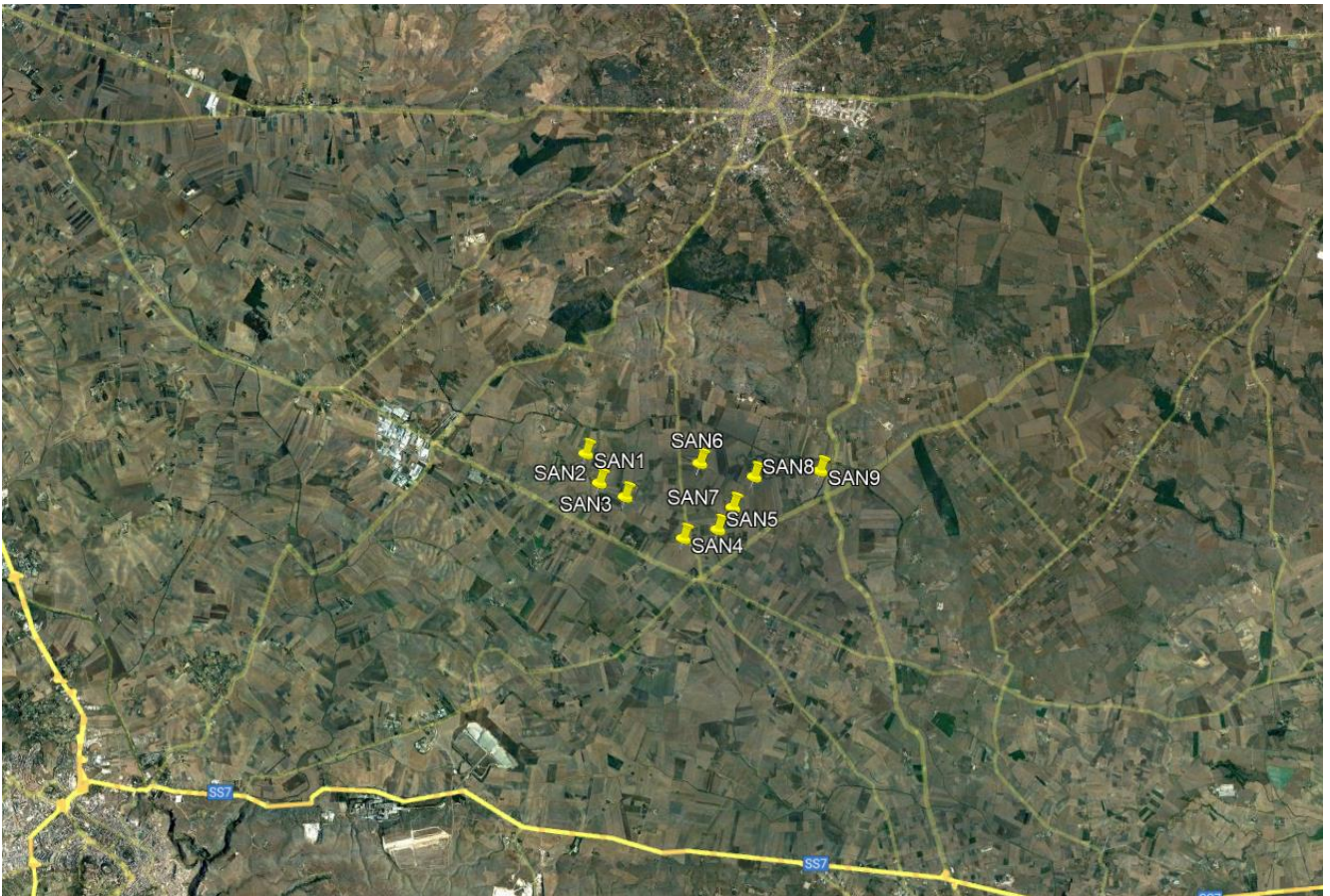


Figura 2-1: Inquadramento intervento di area vasta con indicazione della viabilità extraurbana– fonte Google

Nelle immagini seguenti sono riportate gli inquadramenti di dettaglio del layout su base CTR e ortofoto.

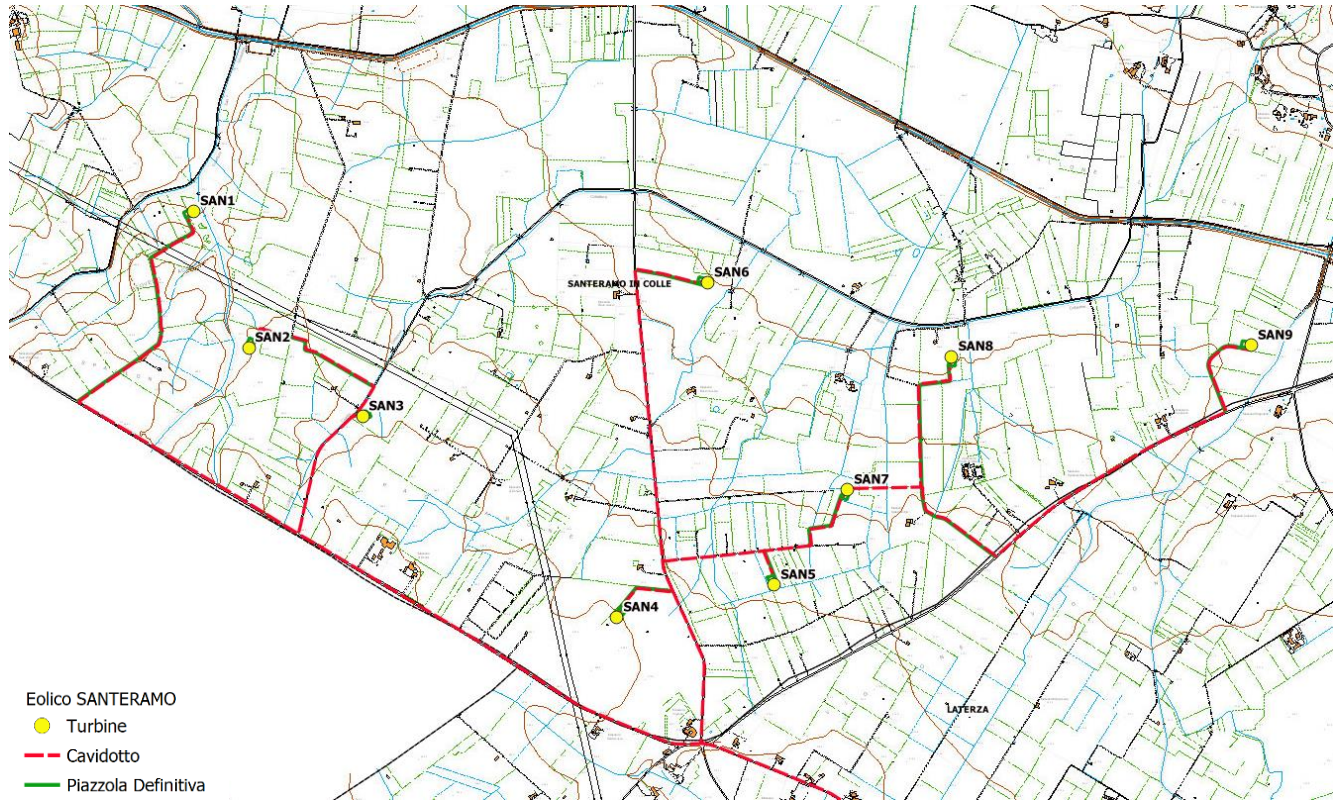


Figura 2-2: Layout del Parco Eolico su base CTR

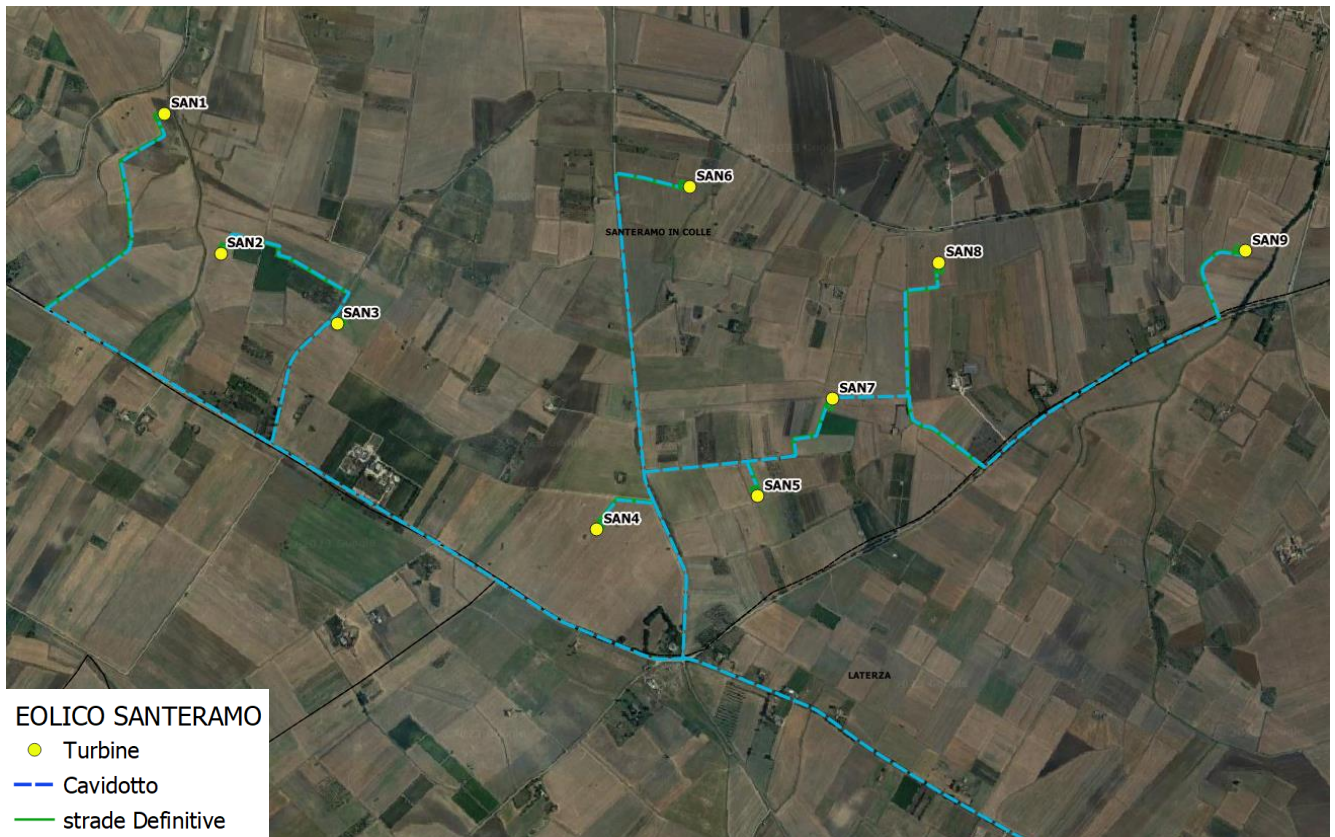


Figura 2-3: Area di intervento: layout di progetto su ortofoto

L'ubicazione degli aerogeneratori e delle infrastrutture necessarie è stata evidenziata sugli stralci planimetrici degli elaborati progettuali.

Tali aerogeneratori, collegati in gruppi, convoglieranno l'energia elettrica prodotta alla Sottostazione Elettrica utente da ubicarsi nel territorio comunale di Castellaneta da collegare in antenna a 150 kV su un futuro ampliamento della sezione 150 kV della Stazione Elettrica (SE) di Trasformazione della RTN 380/150 kV di Castellaneta (TA).

Gli interventi per l'installazione dei singoli aerogeneratori sono analoghi per le diverse aree; pertanto, di seguito saranno descritte le tipologie standard previste in progetto.

Per quanto riguarda l'inquadramento catastale delle opere, il layout del parco eolico e la Sottostazione elettrica interessano i territori comunali di Santeramo in Colle (BA) per le turbine, mentre Laterza e Castellaneta (TA) per le opere di connessione.

Si riportano di seguito gli estremi catastali dei lotti interessati dalle turbine:

ELEMENTI PROGETTUALI	COMUNE	FOGLIO	PARTICELLE
SAN01	SANTERAMO IN COLLE	104	252
SAN02	SANTERAMO IN COLLE	104	16
SAN03	SANTERAMO IN COLLE	107	402
SAN04	SANTERAMO IN COLLE	107	412
SAN05	SANTERAMO IN COLLE	108	309
SAN06	SANTERAMO IN COLLE	108	58
SAN07	SANTERAMO IN COLLE	108	267
SAN08	SANTERAMO IN COLLE	108	588
SAN09	SANTERAMO IN COLLE	109	18
STAZIONE ELETTRICA UTENTE 150kV	CASTELLANETA	17	131

La struttura tipo dell'aerogeneratore individuato consiste in:

- una torre a struttura metallica tubolare di forma circolare, suddivisa in n. 5 tronchi da assemblarsi in cantiere. La base della torre viene ancorata alla fondazione mediante una serie di barre pre-tese (anchor cages);
- navicella, costituita da una struttura portante in acciaio e rivestita da un guscio in materiale composito (fibra di vetro in fibra epossidica), vincolata alla testa della torre tramite un cuscinetto a strisciamento che le consente di ruotare sul suo asse di imbardata contenente l'albero lento, unito direttamente al mozzo, che trasmette la potenza captata dalle pale al generatore attraverso un moltiplicatore di giri;
- un mozzo a cui sono collegate 3 pale, in materiale composito, formato da fibre di vetro in matrice epossidica, costituite da due gusci collegati ad una trave portante e con inserti di acciaio che uniscono la pala al cuscinetto e quindi al mozzo.

Di seguito si presentano le dimensioni e le caratteristiche tecniche dell'aerogeneratore tipo

❖ **TIPO 1 - SIEMENS GAMESA SG 6.6-170 115m** della Potenza Nominale di 6.6 MW

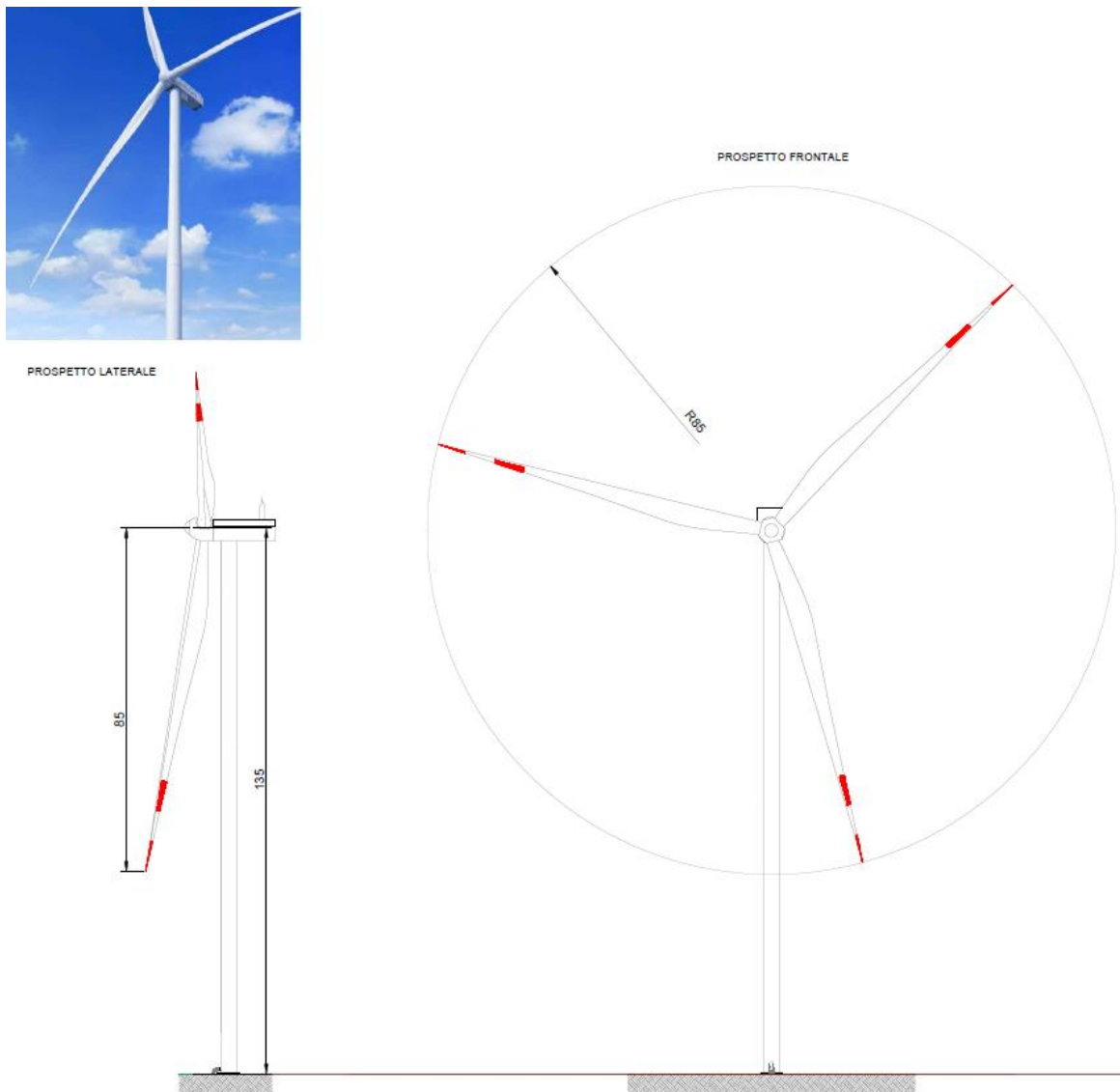


Figura 2-5: Struttura aerogeneratore

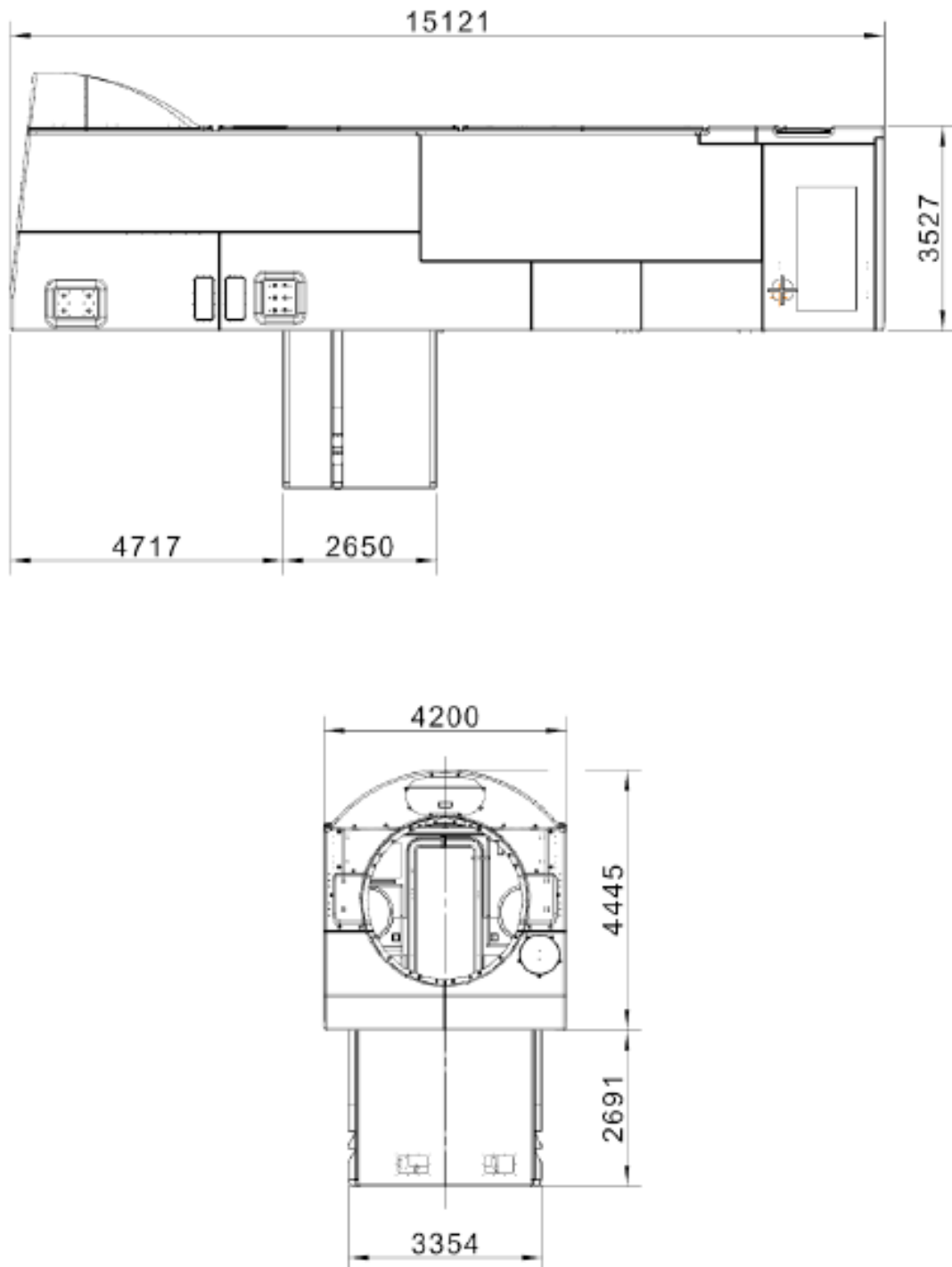


Figura 2-6: Tipico navicella WTG

Technical Specification	TURBINA TIPO 1
<i>Potenza nominale</i>	<i>6.6 MW</i>
<i>Numero di pale</i>	<i>3</i>
<i>Diametro rotore</i>	<i>170 m</i>
<i>Altezza del mozzo</i>	<i>115 m</i>
<i>Velocità del vento di cut-in</i>	<i>3 m/s</i>
<i>Velocità del vento di cut-out</i>	<i>25 m/s</i>
<i>Velocità del vento nominale</i>	<i>11.5 m/s</i>
<i>Generatore</i>	<i>Asincrono</i>
<i>Tensione</i>	<i>690 V</i>

A.1.b Inquadramento geologico ed idrogeologico

Così come riportato nell'allegato PR03 – Relazione Geologica, documento di progetto, redatto in ottemperanza alla vigente normativa sui terreni di fondazione, al quale si rimanda per una consultazione di maggior dettaglio, il sito dove avranno sede gli aerogeneratori compreso nel Foglio n. 189 e 201 della Carta Geologica d'Italia e si sviluppa a quote variabili dai 357 ai 381 m sul livello del mare.

E' stato realizzato un rilevamento geologico speditivo nell'area in esame, ubicato a circa 7 km a sud del comune di Santeramo in Colle (BA). I risultati sono stati cartografati nella Carta Geologica allegata al presente studio, in cui si è ritenuto opportuno evidenziare le caratteristiche litologiche delle Formazioni rocciose.

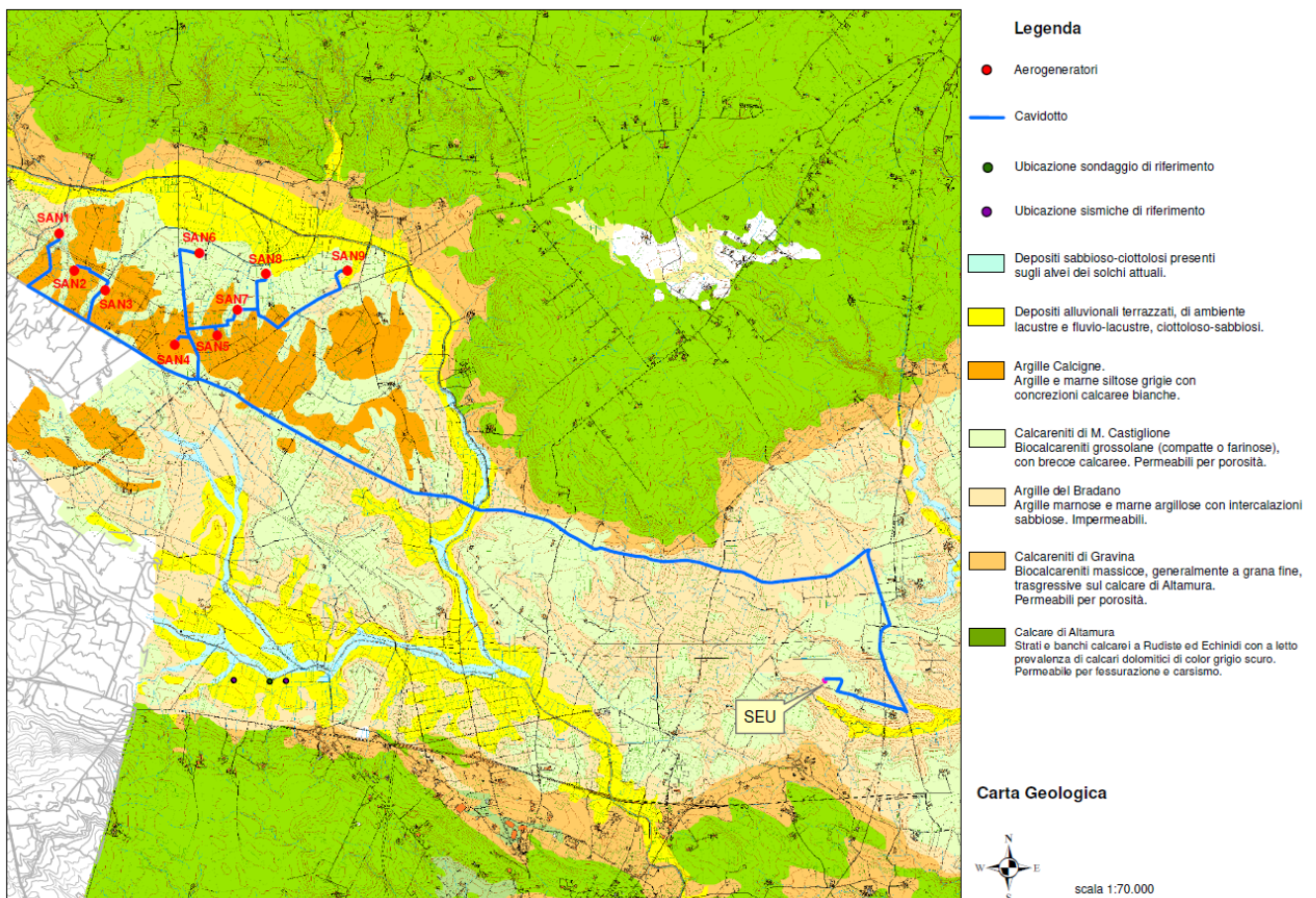


Figura 2-6: Stralcio Carta Geologica – Foglio 189 e 201

Dal punto di **vista geologico** tutto il territorio è caratterizzato da un potente basamento carbonatico cretaceo (riferibile al "Calcere di Altamura") sul quale poggia in trasgressione una sequenza sedimentaria marina plio - pleistocenica ("Calcarenite di Gravina", "Argille subappennine", "Calcarenite di M. Castiglione") su cui, durante il ritiro del mare presso le attuali coste, si sono accumulati depositi terrazzati, marini e continentali.

In particolare, vengono riconosciute, dal basso verso l'alto, le seguenti unità litostratigrafiche, dalla più antica alla più recente:

- ❖ Calcere di Altamura;
- ❖ Calcareniti di Gravina;
- ❖ Argille sub-appennine;
- ❖ Unità delle "Calcareniti di M. Castiglione";
- ❖ Alluvioni terrazzate di ambiente lacustre e fluvio-lacustre.

Dal punto di vista morfologico il rilevamento geologico di superficie eseguito nell'area di studio, ha evidenziato come le evoluzioni tettonico-sedimentarie, hanno condizionato, o meglio segnato i caratteri morfologici del territorio.

L'area, nel suo complesso, può essere distinta in due zone con caratteristiche morfologiche differenti fra loro: una zona legata al dominio del tavolato Murgiano, a Nord, ed una zona collinosa interna.

L'altopiano murgiano si presenta allungato da NO a SE e non raggiunge quote molto elevate. La superficie è in genere debolmente ondulata mentre sui suoi margini, a quote via via decrescenti, sono riconoscibili alcuni ripiani, probabilmente corrispondenti a superfici di abrasione, delimitati da scarpate.

La zona collinosa interna, invece, è caratterizzata da una serie di rilievi collinari di tipo tabulare con superfici sommitali che si aggirano intorno ai 450 – 480 m sul livello del mare, in genere allungati da Nord-Ovest a Sud-Est.

Gli effetti dell'erosione appaiono differenziati in rapporto alle unità litologiche affioranti; generalmente le parti elevate dei rilievi sono costituite da conglomerati e da sabbie, mentre sui versanti affiorano le Argille subappennine.

Nei bacini del Fiume Bradano e del Fiume Basento, lungo i fianchi dei rilievi, si osservano serie di lembi di superfici pianeggianti disposte a gradinata e corrispondenti a terrazzi orografici e alluvionali di diverse età. I terrazzi più alti sono situati a circa 400 m di quota, quelli medi sui 300, gli inferiori intorno ai 200 m.

Dal punto di **vista idrografico** si rileva che anch'essa risulta condizionata dai vari tipi di permeabilità dei terreni affioranti. Infatti il reticolo idrografico superficiale risulta più significativo e gerarchizzato in corrispondenza degli areali caratterizzati da una minore permeabilità che limita di fatto l'infiltrazione nel sottosuolo (zona di piana costiera-alluvionale); di contro, ove questa è più attiva per una maggiore permeabilità del sottosuolo, si ha una idrografia superficiale meno sviluppata, caratterizzata dalla presenza di profonde incisioni carsiche (gravine), ove si verificano episodici ruscellamenti solo in occasione di intense precipitazioni (zone interne corrispondenti con gli affioramenti carbonatici).

Infatti, il territorio in esame è interessato da una **rete idrografica** abbastanza sviluppata soprattutto in corrispondenza degli affioramenti sabbioso-conglomeratici e limoso-argillosi costituenti la serie dei Depositi Marini Terrazzati post-calabriani.

Dal punto di **vista idrogeologico** in relazione ai tipi di permeabilità che caratterizzano i terreni costituenti l'assetto litostratigrafico del territorio di Laterza è possibile distinguere due acquiferi, sovrapposti e separati, entro i quali si esplica la circolazione idrica sotterranea.

Uno di tipo carsico, profondo, che ha sede nel basamento calcareo-dolomitico, permeabile per fratturazione e carsismo, caratterizzato da notevole potenzialità e spessore.

Un secondo acquifero, di tipo superficiale, localizzato nei depositi sabbiosi e conglomeratici calabriani e post-calabriani, permeabili per porosità, sostenuta dal complesso argilloso impermeabile.

L'acquifero profondo afferisce all'estesa Unità Idrogeologica della Murgia, da cui trae alimentazione e si estende fino alla costa. La falda ospitata galleggia sull'acqua di ingressione marina e l'acquifero risulta delimitato superiormente dal letto delle argille subappennine, che concorrono a tenere in pressione la falda solo in corrispondenza di tale copertura. La profondità di rinvenimento della falda profonda varia in relazione all'altitudine dei luoghi (da più di 200 m nella zona settentrionale a pochi metri nella fascia costiera). Infatti dalla visione della Tav. 6.2 del P.T.A. e da freatimetrie locali, nell'area

oggetto di indagine il livello di falda di base è ubicato indicativamente a circa 50-60 m da p.c, quindi ben oltre i 300 m da p.c.. I dati al momento disponibili non mostrano l'esistenza di falde superficiali.

L'acquifero superficiale trae, invece, alimentazione dagli apporti meteorici ricadenti sugli stessi affioramenti sabbioso-conglomeratici, entro cui ha sede e, per questa ragione (area di alimentazione poco estesa, che limita la naturale ricarica), la sua potenzialità è piuttosto modesta e la sua circolazione è blanda, di norma a pelo libero, orientata verso le incisioni morfologiche.

La profondità di rinvenimento varia sensibilmente tra circa 15-20 m a nord fino a oltre 100 m dal p.c. più a sud, in funzione della quota di rinvenimento del tetto impermeabile del complesso argilloso, da cui è sostenuta.

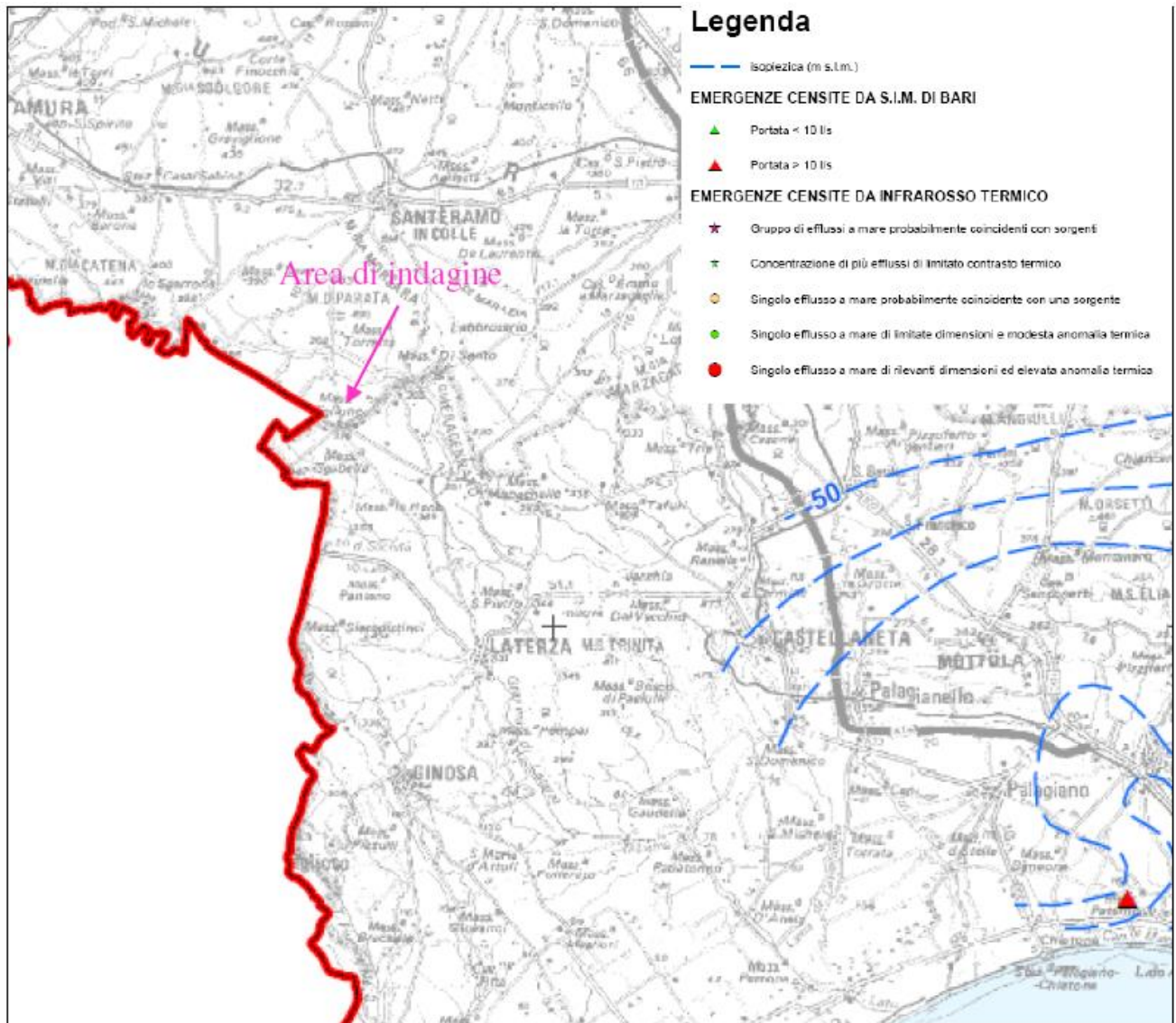


Figura b-1: Stralcio della carta della distribuzione media dei carichi piezometrici degli acquiferi carsici della Murgia e del Salento

In virtù di quanto rilevato **nella relazione Geologica (cfr. allegato PR03)**, è possibile **affermare che la realizzazione del progetto di che trattasi non andrà ad interferire con l'attuale stato di equilibrio dei luoghi e, quindi, assolutamente sarà ininfluenza sul grado di pericolosità/rischio idrogeologico delle aree attraversate che, comunque, si presentano stabili.**

3. IPOTESI DI PROGETTO DELLA FONDAZIONE

Le fondazione in progetto è in calcestruzzo armato, con pianta di forma circolare di diametro $D_e = 20.80$ m, a spessore variabile da un minimo di 0.5 m, sul bordo esterno, ad un massimo di 3mt in corrispondenza della zona centrale di attacco della parte in elevazione della torre.

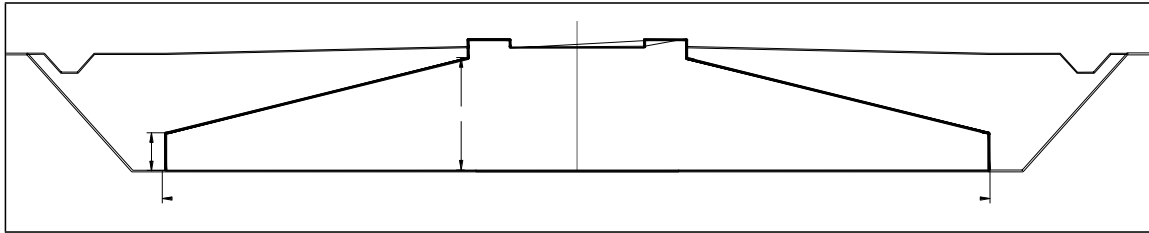


Figura 3-1: sezione qualitativa plinto fondazione

La base della torre è solidarizzata alla struttura fondale mediante un sistema di tirafondi (anchor cages) pre-tesi ed annegati nel getto del plinto di fondazione.

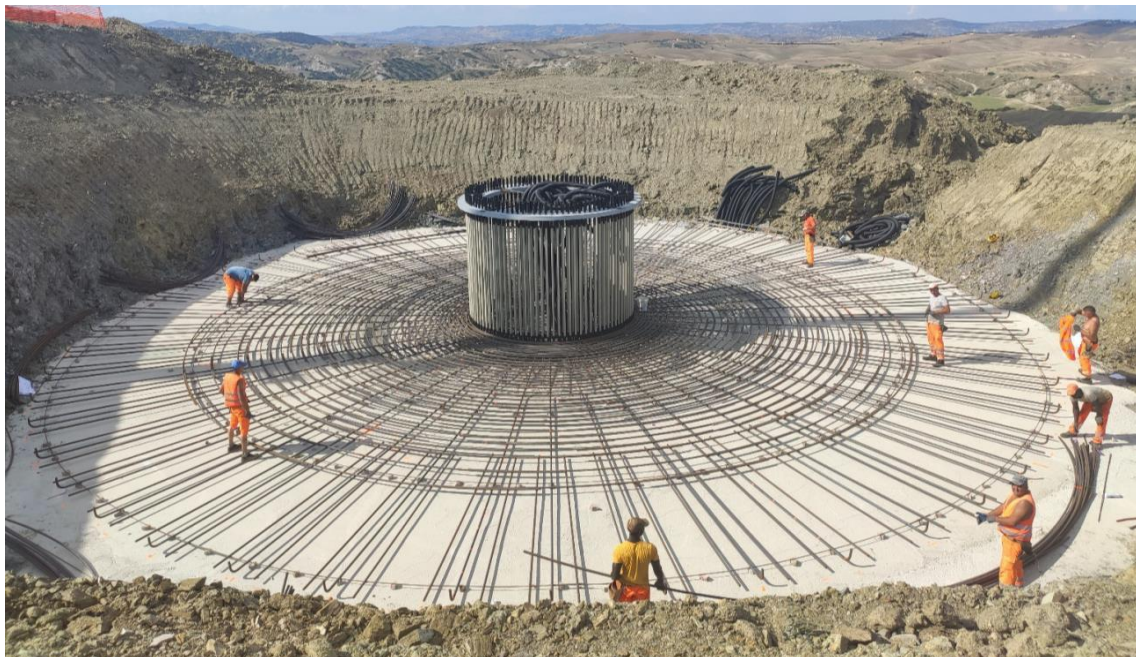


Figura 3-2: Posa anchor cages tipo



Figura 3-3: armatura plinto tipo

In questa fase progettuale si è optato per fondazioni di tipo superficiale, con piano di posa impostato a -3mt dal piano campagna.

4. MODELLO DI CALCOLO

La fondazione è stata modellata con elementi finiti tipo "shell-thick" vincolati su suolo elastico alla Winkler e bloccati in modo isostatico contro le labilità di piano. La costante di sottofondo k (di Winkler) è stata calcolata come riportato al paragrafo A.11.h.5;

Il terreno è considerato col modello alla Winkler – molle non reagenti a trazione, pertanto le verifiche condotte sono di tipo non lineare.

I carichi provenienti dalla struttura in elevazione (F_z , F_x , F_y , M_z , M_x , M_y) vengono applicati ad un nodo centrale posto ad una quota superiore rispetto al piano medio della piastra; questo nodo è collegato, attraverso una serie di elementi rigidi, alla corona di nodi (indicati con C nella figura 9) cui corrisponde l'attacco della torre alla fondazione.

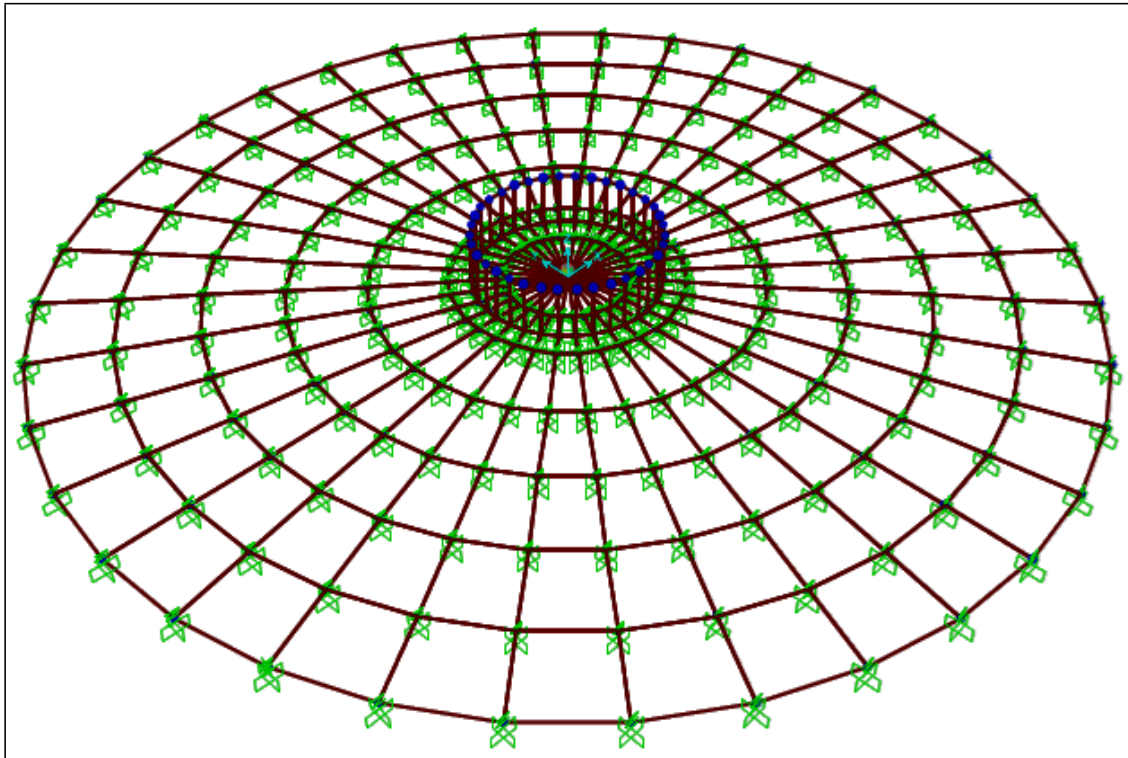


Figura 4-1 : modello di calcolo a elementi finiti

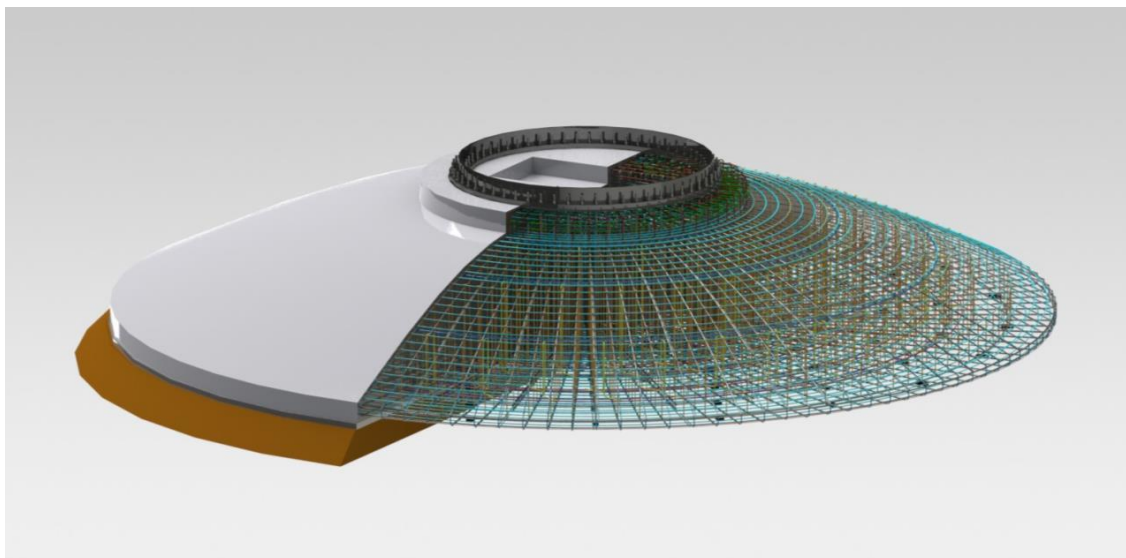


Figura 2: Modello 3d fondazione

5. NORME DI RIFERIMENTO

- DM 17/01/2018 - Nuove norme tecniche per le costruzioni
- Circ. 21 Gennaio 2019, n. 7/C.S.LL.PP.

6. MATERIALI STRUTTURALI

CALCESTRUZZO STRUTTURALE

Classe di resistenza C28/35 ($R_{ck} \geq 35 \text{ N/mm}^2$) Classe di esposizione XC2 - Prospetto 4 UNI
11104 Dosaggio di cemento $\geq 320 \text{ kg/mc}$ d'impasto Rapporto A/C $\leq 0,55$

Contenuto max di cloruri Cl 0,20%

Dimensione max inerti 25 mm

Consistenza S4

Copriferro min 50 mm

Rck	35	N/mm ²
fck	29.05	N/mm ²
γ_c	1.50	
α_{cc}	0.85	
fcd	16.46	N/mm ²
fctm	2.83	N/mm ²
fctd	1.32	N/mm ²
v_1	0.50	
f'cd	8.23	N/mm ²
Ecm	32588.11	N/mm ²

ACCIAIO PER ARMATURE

Tipo	B 450 C
f_y	450.00 N/mm ²
f_t	540.00 N/mm ²

γ_s	1.15
f_{yd}	391.30 N/mm ²
E_s	210'000.00 N/mm ²
ϵ_{yd}	1.86
ϵ_{ud}	67.50

7. ANALISI DEI CARICHI

I carichi considerati nel modello sono:

- 1) I carichi provenienti dalla struttura in elevazione (F_z , F_x , F_y , M_z , M_x , M_y);
- 2) Il peso proprio della fondazione (calcolato in automatico dal software di calcolo);
- 3) Il peso del terreno di rinterro (sovraccarico permanente).

A.1.c Azioni derivanti dalla sovrastruttura

Per quanto concerne gli scarichi in fondazione derivanti dall'aerogeneratore si farà riferimento alle specifiche di seguito riportate. Si precisa che I carichi sono non fattorizzati ("excl. PLF") pertanto ad essi sono da applicare i "Partial Load Factor" riportati nella 3° colonna, e che sono in accordo con quanto riportato nella norma tabella 3 § 7.6.2.1.

Characteristic Extreme								
Lead	LC/Family	PLF	Type	Mbt	Mzt	FndFr	Fzt	Ref
Sensor	[-]	[-]	[-]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[-]
Mbt	23CoEogVra4(fam180)	1.10	Abs	125500	-698.8	1176	-4946	[2]
Mzt	22VOGHWO300(fam168)	1.10	Abs	21970	-10060	203.9	-4774	[2]
FndFr	23CoEogVra5(fam181)	1.10	Abs	125300	-536.4	1201	-4961	[2]
Fzt	22VOGHWO200(fam167)	1.10	Abs	36490	1621	367.4	-5040	[1]

Figura 7-1 3: Scarichi in fondazione – Condizioni di carico Abnormal

Characteristic Extreme								
Lead	LC/Family	PLF	Type	Mbt	Mzt	FndFr	Fzt	Ref
Sensor	[-]	[-]	[-]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[-]
Mbt	32PREogVra11(fam242)	1.35	Abs	106000	-498.6	968.4	-4936	[1]
Mzt	21RPY8Vo1a00(fam116)	1.35	Abs	36880	-9622	343.8	-4840	[2]
FndFr	14EcdVrpa00(fam54)	1.35	Abs	98730	-1765	973.7	-4946	[2]
Fzt	12lceUHWO100(fam27)	1.35	Abs	37170	2040	379.6	-5094	[2]

Figura 4: Scarico in fondazione – Condizioni di carico Normal

Production loads							
		Char. load	Prob.:1e-2	Prob.:1e-4	Ref		
M _{res}	[kNm]	106000.00	73172.11	81799.59	[1]	[2]	[1]
M _z	[kNm]	-9622.07	-4079.72	-6879.56	[2]	[1]	[1]
F _{res}	[kN]	973.74	679.73	777.36	[2]	[2]	[2]
F _z	[kN]	-5094.38	-4979.90	-5012.99	[2]	[2]	[2]

Figura 7-3 : Scarico in fondazione – Riepilogo delle massimi caratteristici delle componenti

Table 3 – Partial safety factors for loads γ_f

Unfavourable loads			Favourable loads
Type of design situation (see Table 2)			All design situations
Normal (N)	Abnormal (A)	Transport and erection (T)	
1,35	1,1	1,5	0,9

Figura 5: Coefficienti di combinazione previsti dalla specifica tecnica

A.1.d Peso proprio della fondazione

La geometria della fondazione è di seguito definita:

Diametro del plinto di fondazione:	De	=	20.80	m
Diametro esterno del piedistallo:	Di	=	5.50	m
Diametro interno del piedistallo:	Dint	=	3.00	m
Altezza minima plinto (al bordo):	Hedge	=	1.50	m
Altezza massima plinto (al centro):	Hslab	=	3.30	m
Altezza massima plinto + piedistallo:	H	=	3.60	m
Scalino esterno del piedistallo:	H - Hslab	=	0.30	m
Scalino interno del piedistallo:	Hint	=	0.20	m
Pendenza estradosso soletta:	α	=	19.46	%
Pendenza profilo terreno:	δ	=	2.00	%
Ricoprimento minimo:	H _{backfill,min}	=	0.30	m

I volume del plinto è di 1.032,19 m³ pertanto il peso è pari a 25.804,75 kN.

A.1.e Peso proprio del riempimento

È previsto un rinterro al di sopra e a fianco del plinto di fondazione, da realizzarsi con materiale drenante di buone caratteristiche meccaniche. Si assume, in sede di analisi, un peso di volume pari a 17.5 kN/m³, e si assegna questo peso come pressione verticale variabile applicata sugli elementi shell che modellano il plinto, secondo quanto riportato nella successiva tabella.

Raggio interno [m]	Raggio esterno [m]	H = spessore riempim. [m]	q _{riempim.} [kN/m ²]
2.750	4.600	0.62	8.31
4.600	6.450	0.95	13.89
6.450	8.300	1.27	19.50
8.300	10.150	1.59	25.13
10.150	12.000	1.92	30.76

Figura 6: carichi dovuti al riempimento

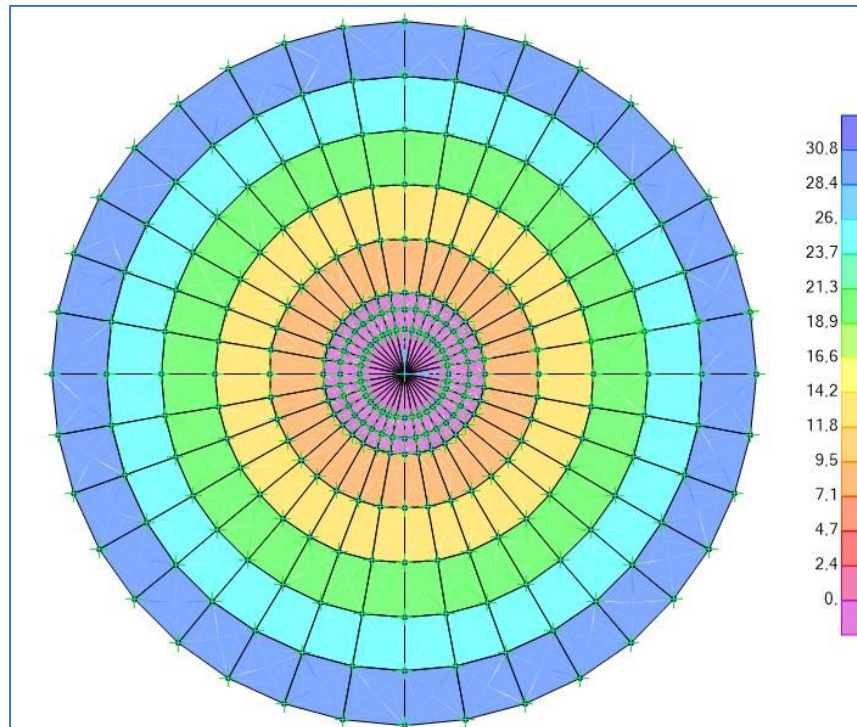


Figura 7-6: Distribuzione delle pressioni dovute al riempimento sul plinto

Il peso totale del riempimento è pari a 9.574 kN.

A.1.f Azione sismica

La pericolosità sismica di un sito, costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche; essa deve essere descritta in modo da renderla compatibile con le NTC e da dotarla di un sufficiente livello di dettaglio, sia in termini geografici che in termini temporali; tali condizioni possono ritenersi soddisfatte se i risultati dello studio di pericolosità sono forniti:

- in termini di valori di accelerazione orizzontale massima a_g e dei parametri che permettono di definire gli spettri di risposta ai sensi delle NTC, nelle condizioni di sito di riferimento rigido orizzontale sopra definite
- in corrispondenza dei punti di un reticolo (reticolo di riferimento – Fig. 7-8) i cui nodi sono sufficientemente vicini fra loro (non distano più di 10 km);

- per diverse probabilità di superamento in 50 anni e/o diversi periodi di ritorno TR ricadenti in un intervallo di riferimento compreso almeno tra 30 e 2475 anni, estremi inclusi;

Per le categorie di sottosuolo di fondazione (**categoria B – C** per il sito in esame) definite dal D.M. 17/01/2018 al comma 3. 2. 2, i coefficienti **Ss** e **Cc** possono essere calcolati in funzione dei valori di **F₀** e **Tc**, relativi al sottosuolo di categoria A, mediante le espressioni fornite nella Tabella 3.2.V, nelle quali *g* è l'accelerazione di gravità ed il tempo è espresso in secondi.

Inoltre, poiché l'area in esame presenta pendenze nulle, si attribuisce ad essa la Categoria topografica T1 e pertanto il coefficiente da considerare vale 1,0.

Nella figura 7-7 di seguito riportata vengono inseriti i dati utili allo studio della pericolosità sismica del sito:

Di seguito riportata vengono inseriti i dati utili allo studio della pericolosità sismica del sito:

Denominazione parametro sismico	Valore di input
<i>Vita nominale (anni)</i>	30
<i>Classe d'uso</i>	I
<i>Categoria di sottosuolo</i>	B-C
<i>Categoria topografica</i>	T1
<i>Coordinate geografiche</i>	Latitudine: 40.715431°
	Longitudine: 16.730013°

Figura 7-7: Valori dei parametri per lo studio della pericolosità sismica

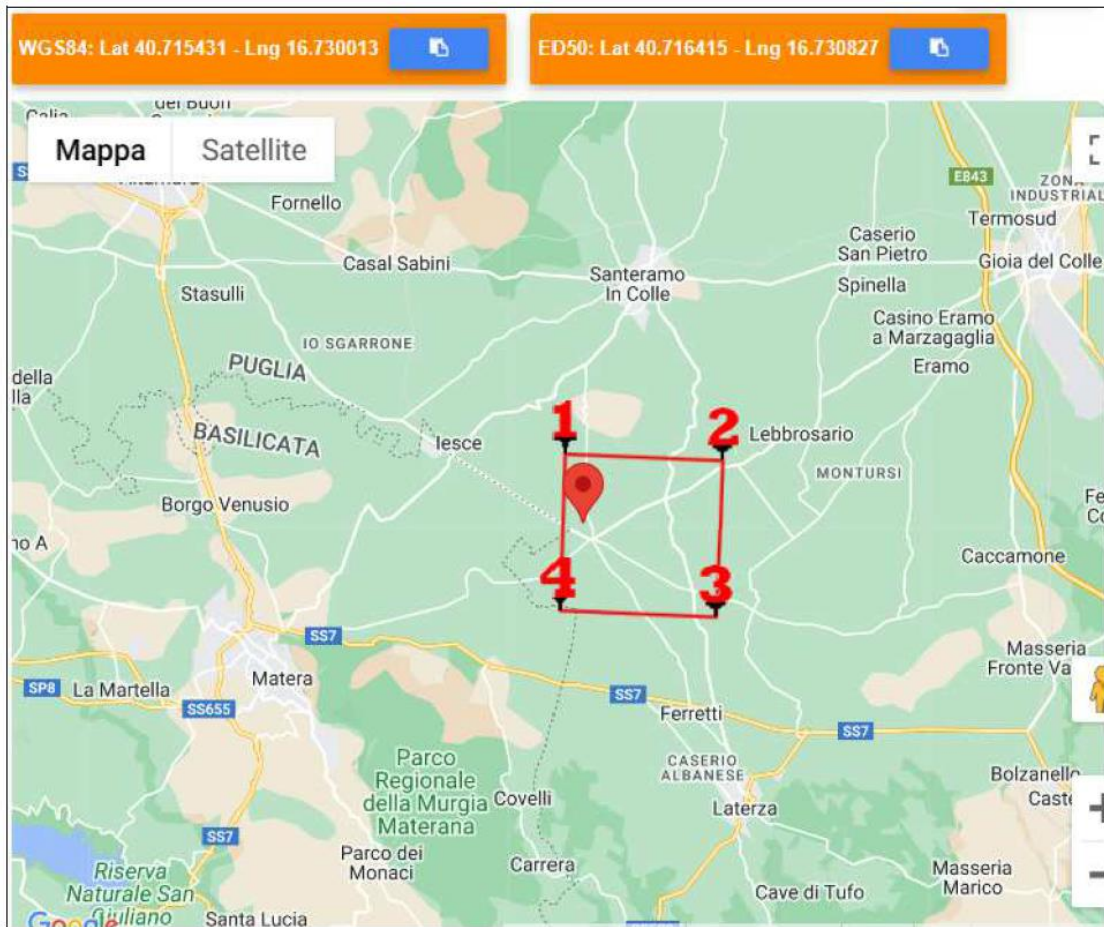


Figura 7: Reticolo sismico di base

Per determinare, in via del tutto teorica e approssimativa, i valori di F_0 , T^*c e A_g utili alla definizione dello spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali, sempre secondo le Norme tecniche del D.M. 17/01/2018, le azioni sismiche sulle costruzioni vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_r , ricavato per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_n per il coefficiente d'uso C_u .

Nel caso in esame, come detto, si è fatto quindi riferimento ad una **Vita Nominale di 30 anni** e ad un coefficiente di **Classe d'uso I** che ha valore pari ad **0,7**.

Pertanto i valori delle forme spettrali da considerarsi sono i seguenti (da Geostru Parametri sismici – figura seguente):

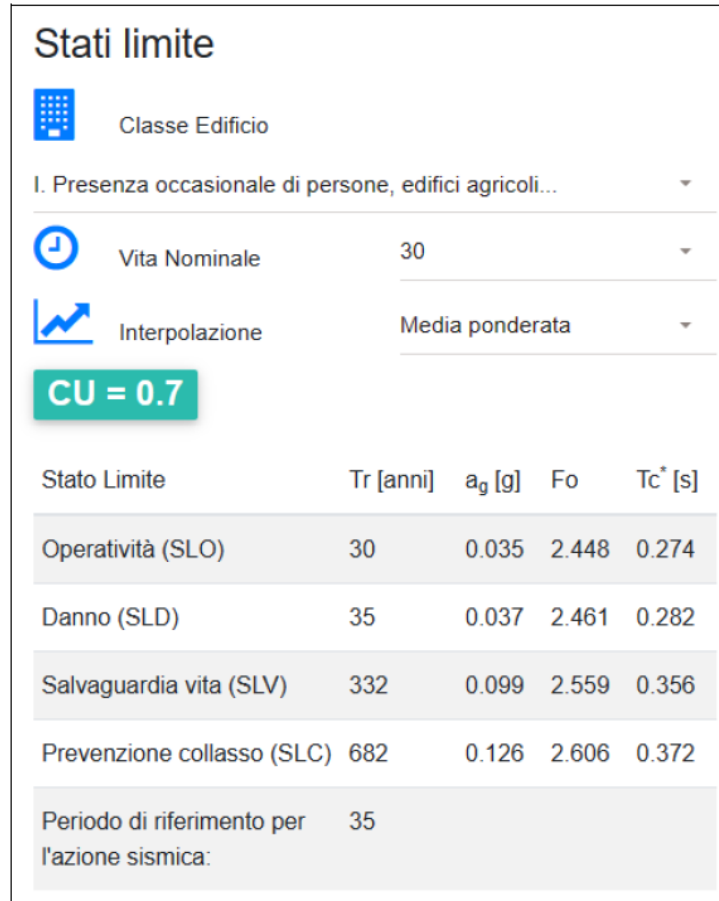


Figura 7-9: Valori dei parametri a_g , F_0 e T_c^* per i periodi di ritorno T_R associati ai vari SL

Dal punto di vista sismico l'area in oggetto è classificata come zona sismica 3 (O.P.C.M. 3274/'03). Si riportano le seguenti ipotesi di caratterizzazione sismica del sito e dell'opera in oggetto:

Zona sismica	Zona 3
Vita nominale	30 anni
Classe d'uso	I
C_U	0,7
Periodo di riferimento per l'azione sismica – $V_R = V_N * C_U$	100 anni
Categoria suolo di fondazione	B - C
Categoria topografica	T1 ($i < 15^\circ$)

In linea generale nelle strutture eoliche l'azione orizzontale prevalente è quella dovuta ai venti, pertanto, a meno di valutazioni più specifiche, l'azione sismica è trascurabile in questo tipo di analisi.

Ai fini della presente relazione si fa riferimento a scenari di progetto non sismici, assumendo come carichi dimensionanti quelli calcolati con le simulazioni di cui al § 6.3 - scenari di progetto non sismici previsti dalla norma, condizioni di carico di tipo Normal/Abnormal.

A.1.g Approcci di progetto e combinazioni di carico

Per le verifiche geotecniche si fa riferimento all'approccio 2, in accordo la combinazione A1+M1+R3 e le tabelle seguenti:

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Nella logica del metodo degli Stati Limite ogni azione è stata classificata in base al tipo di "sorgente" e al tipo di carico. Ciò anche nell'ottica di operare una corretta applicazione della norma [5], specifica per gli aerogeneratori, assieme con i criteri di progettazione previsti dalla norma [1] valida per tutte le costruzioni civili ed industriali.

AZIONE	TIPO DI CARICO	NORMA DI RIFERIMENTO	COEFFICIENTI PARZIALI γ_F	
			STR-GEO	EQU
Peso proprio fondazione	Permanente fondazione	[1]	1,00 / 1,30	0,90
Peso terreno riempimento	Permanente fondazione	[1]	0,80 / 1,50	0,80
Peso aerogeneratore [Fzt]	Permanente aerogener.	[5]	0,90 / 1,10 1,35	0,90
Vento aerogen. [FndFr]	Variabile aerogeneratore	[5]	/ 1,10 1,35	/ 1,10 1,35

Figura 7-10: Possibili valori dei coefficienti parziali delle azioni adottati nel presente progetto

Nella tabella a seguire si riporta l'elenco completo delle combinazioni di carico adottate nelle verifiche della fondazione dell'aerogeneratore in oggetto. Le ultime 6 colonne "N", "V", "M" indicano: "N" – carichi permanenti dell'aerogeneratore (indicati con F_{zi} in tabella 8 e tabella 9)

"V", "M" – azione derivante dal vento agente sull'aerogeneratore, valutata secondo [5]

Il pedice "Nor" oppure "Abn" identifica il tipo di combinazione in accordo con [5].

Combinazione	Peso proprio fondazione	Peso del terreno di riempimento	Componenti dello scarico derivante dall'aerogeneratore					
			NNor	NAbn	VNor	VAbn	MNor	MAbn
1 Normal SLU1	1,30	1,50	1,35		1,35		1,35	
2 Normal SLU2	1,00	1,00	0,90		1,35		1,35	
3 Abnormal 1.10	1,30	1,50		1,10		1,10		1,10
4 Abnormal 0.90	1,00	1,00		0,90		1,10		1,10
5 Normal EQU	0,90	0,00	0,90		1,35		1,35	
6 Abnormal EQU	0,90	0,00		0,90		1,10		1,10
7 Normal	1,00	1,00	1,00		1,00		1,00	
8 Abnormal	1,00	1,00		1,00		1,00		1,00
9 Quasi permanente	1,00	1,00	1,00		1,00		1,00	

Figura 8: Coefficienti parziali delle azioni utilizzati ai fini del presente progetto

Come si può notare, in queste combinazioni (che, come si è detto, sono state analizzate in assumendo la non linearità del modello) le prime 4 sono riconducibili a stati limite ultimi e, pertanto, sono state

adottate per le verifiche di resistenza STR/GEO. Anche la 5 – 6 sono riconducibili a stati limite ultimi, ma di tipo EQU, pertanto sono state utilizzate unicamente nelle verifiche a ribaltamento.

Nella combinazione 7 gli scarichi N_{Nor} , V_{Nor} e M_{Nor} si riferiscono ai valori riportati in tabella 10 (valori caratteristici), pertanto la combinazione 7 è stata adottata per la valutazione delle tensioni (SLE R) su calcestruzzo e armatura, oltre che per la valutazione dei cedimenti di fondazione.

L'assenza di dati relativi all'azione del vento con tempo di ritorno tipici dei valori frequenti/quasi permanenti costituisce un limite in questa fase di progettazione, non permettendo di condurre le verifiche di fessurazione rispetto a valori plausibili delle sollecitazioni in fondazione. Queste verifiche sono, pertanto, state condotte assumendo i momenti flettenti della combinazione rara (n. 7, peraltro coincidente con la 8 per quanto detto). Per lo stesso motivo, le verifiche di gapping (di cui al 6.2) saranno condotte per le combinazioni 7, 8 e 9, assumendo per la combinazione quasi permanente gli stessi valori di scarico della 7.

Nella tabelle a seguire si riporta un riepilogo dei fattori parziali, dei coefficienti e fattori di sicurezza.

Verifica	Tipo di combinazione				Coefficienti parziali delle azioni $\gamma?$				
					Peso proprio	Riempimento	Fz	H	M
GEO (abnormal)	Carico limite	Approccio 2	A1+M1+R3	Abnormal 2	1.00	1.00	0.90	1.10	1.10
	Carico limite	Approccio 2	A1+M1+R3	Abnormal 1	1.30	1.50	1.10	1.10	1.10
	Scorrimento	Approccio 2	A1+M1+R3	Abnormal 2	1.00	1.00	0.90	1.10	1.10
GEO (normal)	Carico limite	Approccio 2	A1+M1+R3	Normal SLU2	1.00	1.00	0.90	1.35	1.35
	Carico limite	Approccio 2	A1+M1+R3	Normal SLU1	1.30	1.50	1.35	1.35	1.35
	Scorrimento	Approccio 2	A1+M1+R3	Normal SLU2	1.00	1.00	0.90	1.35	1.35
EQU	Ribaltamento	IEC	normal case	Normal EQU	0.90	0.00	0.90	1.35	1.35
		IEC	abnormal case	Abnorm.EQU	0.90	0.00	0.90	1.10	1.10
	Gapping	IEC	normal case	Normal	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
		IEC	abnormal case	Abnormal	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

Verifica	Tipo di combinazione				Coefficiente materiale (terreno) $\gamma?$			$\gamma?$	F.S.
					$\tan(\phi')$	c'	C_u		
GEO (abnormal)	Carico limite	Approccio 2	A1+M 1+R3	Abnormal 2	1.00	1.00	1.00	2.30	3.11
	Carico limite	Approccio 2	A1+M 1+R3	Abnormal 1	1.00	1.00	1.00	2.30	-
	Scorrimento	Approccio 2	A1+M 1+R3	Abnormal 2	1.00	1.00	1.00	1.10	2.77
GEO (normal)	Carico limite	Approccio 2	A1+M 1+R3	Normal SLU2	1.00	1.00	1.00	2.30	2.91
	Carico limite	Approccio 2	A1+M 1+R3	Normal SLU1	1.00	1.00	1.00	2.30	3.01
	Scorrimento	Approccio 2	A1+M 1+R3	Normal SLU2	1.00	1.00	1.00	1.10	2.37
EQU	Ribaltamento	IEC	normal case	Normal EQU					2.25
		IEC	abnormal case	Abnorm.EQU					2.33
	Gapping	IEC	normal case	Normal					1.11
		IEC	abnormal case	Abnormal					2.19

8. VERIFICHE DI SICUREZZA GLOBALI

Le verifiche riguardanti la sicurezza degli elementi strutturali sono state eseguite in accordo con il metodo degli stati limite di cui ai cap. 2, 4 e 6 di [1], tenendo conto delle ulteriori richieste prestazionali previste nella normativa di settore [5].

Le verifiche esposte nel seguito si fondano sui dati di calcolo forniti dal progettista della parte in elevazione, e che sono riassunti nelle successive tabelle (§ 6.3).

Sono state condotte le verifiche seguenti:

- 1) verifiche globali di ribaltamento
- 2) verifiche globali di gapping (parzializzazione delle pressioni sul piano di appoggio)
- 3) verifiche geotecniche di resistenza a slittamento e carico limite
- 4) valutazioni dei cedimenti massimi assoluti e differenziali
- 5) valutazione della costante di Winkler
- 6) verifiche di resistenza a flessione / taglio della piastra di fondazione
- 7) verifiche a fessurazione della piastra di fondazione.

A.1.h Gapping

La verifica di GAPPING è condotta assumendo che in combinazione 9 (quasi permanente, che nel nostro caso, coincide con la Normal) si abbia un'impronta sul terreno pari al 100 % della sagoma del plinto. Per le combinazioni 7 e 8 si assume, invece, che l'impronta possa ridursi fino al 50% della sagoma del plinto. Per garantire il 100% di sezione reagente occorre che la risultante abbia un'eccentricità massima e non superiore a $0,125 D$ - essendo D pari al diametro del plinto - mentre per garantire che la porzione compressa sia non inferiore al 50% dell'area di base del plinto occorre limitare l'eccentricità a $0,294 D$. Di seguito si riportano le verifiche di gapping rispetto alla combinazione Q_p , Normal e Abnormal tutte non fattorizzate.

	TOWERBOTTOM			FOUNDATIONBOTTOM		
CHARACTERISTIC VALUES						
	Q.p.	Normal	Abnormal FC = 1	Q.p.	Normal	Abnormal FC = 1
Fz	5'094.00	5'094.00	5'040.00	40'472.32	40'472.32	40'418.32
Fxy	973.00	973.00	1'201.00	973.00	973.00	1'201.00
Mxy	106'000.00	106'000.00	125'500.00	109'823.89	109'823.89	130'219.93
DESIGN VALUES (FACTORED)						
Fz	5'094.00	5'094.00	5'040.00	40'472.32	40'472.32	40'418.32
Fxy	973.00	973.00	1'201.00	973.00	973.00	1'201.00
Mxy	106'000.00	106'000.00	125'500.00	109'823.89	109'823.89	130'219.93

Figura 8-1: Analisi scarichi in fondazione – Tower bottom (= estradosso) e
 Foundation bottom (intradosso plinto)

		QP	Normal	Abnormal
Eccentricity	e [m] =	2.71	2.71	3.22
	(e / D) =	0.113	0.113	0.134
	(e / D) max	0.125	0.294	0.294
Check	FS =	1.1056	2.600	2.190

Figura 8-2: Verifica di Gapping

A.1.i Ribaltamento

La verifica a ribaltamento è dettagliata nelle seguenti tabelle.

	Peso proprio	Riempimento	Fz	H	M
Normal EQU	0.90	0.00	0.90	1.35	1.35
Abnor. EQU	0.90	0.00	0.90	1.10	1.10

Figura 8-3: Coefficienti di combinazione per la verifica a ribaltamento

	Normal EQU	Abnor. EQU
Mo (overturning) [kNm]	148'262.25	143'241.92
Ms (stabilizing) [kNm]	333'706.47	333'123.27
FS = $\frac{M_s}{M_o}$	2.251	2.326

Figura 8-49: Verifica a ribaltamento

A.1.j Carico limite

Le verifiche a carico limite, per condizioni drenate e non drenate, sono dettagliate nelle successive tabelle. Si è adottato il metodo di verifica di cui all'appendice D di [4].

SCARICHI DI PROGETTO PER VERIFICHE DI PORTANZA

	Peso proprio	Riempimento	Fz	H	M
Normal SLU2	1.00	1.00	0.90	1.35	1.35
Normal SLU1	1.30	1.50	1.35	1.35	1.35
Abnormal 2	1.00	1.00	0.90	1.10	1.10
Abnormal 1	1.30	1.50	1.10	1.10	1.10

	TOWER BOTTOM				FOUNDATION BOTTOM			
	Normal SLU		Abnormal SLU		Normal SLU		Abnormal SLU	
Fz	4'584.60	6'876.90	4'536.00	5'544.00	39'962.92	54'783.44	39'914.32	53'450.54
Fxy	1'313.55	1'313.55	1'321.10	1'321.10	1'313.55	1'313.55	1'321.10	1'321.10
Mxy	143'100.00	143'100.00	138'050.00	138'050.00	148'262.25	148'262.25	143'241.92	143'241.92

Figura 8-5: Analisi scarichi in fondazione

VERTICAL BEARING CAPACITY CHECK

Soil unit weight	γ	18.70	kPa
Backfilling unit weight	γ^*	17.50	kPa
Friction angle	φ'	22.0°	
Effective cohesion	c'	25.00	kPa
Undrained cohesion	C_u	200	kPa
Design bending moment	M_{xy}	143'242	kNm
Design torque moment	M_z	12'172.60	kNm
Design vertical load	F_z	39'914	kN
Design tangential load	H	1'321	kN
Radius	R	12.00	m
Depth of foundation	D		m

Eccentricity	e	M_{xy}/F_z	3.59	m
Ellipse minor axes	B_e	$2*(R-e)$	16.82	m
Ellipse major axes	L_e	$2R[1-(1-B_e/2R)^2]^{1/2}$	2.90	m
Effective loaded area	A_{eff}	$2*[R^2 \arccos(e/R)-e*(R^2 - e^2)^{1/2}]$	282.73	m ²
Effective length	L_{eff}	$(A_{eff}*L_e/B_e)^{1/2}$	19.62	m
Effective width	B_{eff}	$L_{eff}*B_e/L_e$	14.41	m
Horizontal force	H'	$2*M_z/I_{eff}+[H^2+(2*M_z/I_{eff})^2]^{1/2}$	3'053.40	kN
Inclination of foundation η			0.0°	
N_c	N_c	$(7.82 - 1) / \tan(22.0^\circ) =$	16.883	
N_q	N_q			
N_γ	N_γ	$2 * (7.82 - 1) * \tan(22.0^\circ) =$	5.512	
Shape factor	s_c	$(1.28 * 7.82 - 1) / (7.82 - 1) =$	1.316	
Shape factor	s_q			
Shape factor	s_γ	$1 - 0.3 * 14.41 / 19.62 =$	0.780	
Load inclination factor	i_c	$0.92 - (1 - 0.92)/(16.88 - 1) =$	0.912	
Load inclination factor	i_q	$(1 - 3053.4 / (3094 + 282.73 * 25.0) / \tan(22^\circ))^{(1.38 -)}$	0.917	
Load inclination factor	i_γ	$(1 - 3053.4 / (3094 + 282.73 * 25.0) / \tan(22^\circ))^{(1.38 -)}$	0.869	
Found. inclination fact.	b_c	$1.0 - (1 - 1.0)/(16.88 * \tan(22.0^\circ)) =$	1.000	
Found. inclination fact.	b_q	$(1 - \text{rad}(0.0^\circ) * \tan(22.0^\circ))^2 =$	1.000	
Found. inclination fact.	b_γ	$1.0 =$	1.000	
Backfill pressure	q'	$17.5 * 0.0 =$	0.00	kPa
Component c		$25.0 * 16.88 * 1.32 * 0.91 * 1.0 =$	506.516	kPa
Component q		$0.0 * 7.82 * 1.28 * 0.92 * 1.0 =$	0.000	kPa
Component γ		$18.7 * 14.41/2 * 5.51 * 0.78 * 0.87 * 1.0 =$	502.971	kPa
Resistance factor	γ_R		2.300	
Design bearing capacity q_{rd}		$(506.52 + 0.0 + 502.97)/2.3 =$	439	kPa
Design pressure	q_{sd}	$39'914.32 / 282.73 =$	141	kPa
Bearing check	FS	$438.91 / 141.17 =$	3.109	> 1 OK

Figura 8-6: Verifica a carico limite in condizioni drenate – Combinazione Abnormal 2 (4)

VERTICAL BEARING CAPACITY CHECK

Soil unit weight	γ		18.70	kPa
Backfilling unit weight	γ^*		17.50	kPa
Friction angle φ'		22.0°		
Effective cohesion	c'		25.00	kPa
Undrained cohesion	C_u		200	kPa
Design bending moment	M_{xy}		148'262	kNm
Design torque moment	M_z		17'536.10	kNm
Design vertical load	F_z		39'963	kN
Design tangential load	H		1'314	kN
Radius R		12.00	m	
Depth of doudnation	D			m
Eccentricity e	M_{xy}/F_z	3.71	m	
Ellipse minor axes	B_e	$2*(R-e)$	16.58	m
Ellipse major axes	L_e	$2 R [1-(1-B_e/2R)^2]^{1/2}$	22.82	m
Effective loaded area	A_{eff}	$2*[R^2 \arccos(e/R)-e*(R^2 - e^2)^{1/2}]$	277.19	m ²
Effective lenght	L_{eff}	$(A_{eff}*L_e/B_e)^{1/2}$	19.53	m
Effective width	B_{eff}	$L_{eff}*B_e/L_e$	14.19	m
Horizontal force H'		$2*M_z/L_{eff}+[H^2+(2*M_z/L_{eff})^2]^{1/2}$	4'020.07	kN
Inclination of foundation	η		0.0°	
N_c	N_c	$(7.82 - 1) / \tan(22.0^\circ) =$	16.883	
N_q	N_q	$\gamma \cdot (1 + \tan^2 \varphi) \cdot \tan^2 \varphi$	∞	
N_γ	N_γ	$2 * (7.82 - 1) * \tan(22.0^\circ) =$	5.512	
Shape factor	s_c	$(1.27 * 7.82 - 1) / (7.82 - 1) =$	1.312	
Shape factor	s_q	$1 + N_q / (150 * \tan \varphi)$	∞	
Shape factor	s_γ	$1 - 0.3 * 14.19 / 19.53 =$	0.782	
Load inclination factor	i_c	$0.89 - (1 - 0.89)/(16.88 - 1) =$	0.884	
Load inclination factor	i_q	$(1 - 4'020.07 / (39'963 + 277.19 * 25.0 / \tan(22.0^\circ)))^{1.58} =$	0.891	
Load inclination factor	i_γ	$(1 - 4'020.07 / (39'963 + 277.19 * 25.0 / \tan(22.0^\circ)))^{1.58} =$	0.828	
Found. inclination fact.	b_c	$1.0 - (1 - 1.0)/(16.88 * \tan(22.0^\circ)) =$	1.000	
Found. inclination fact.	b_q	$(1 - \text{rad}(0.0^\circ) * \tan(22.0^\circ))^2 =$	1.000	
Found. inclination fact.	b_γ	$1.0 =$	1.000	
Backfill pressure q'		$17.5 * 0.0 =$	0.00	kPa

Component c	$25.0 * 16.88 * 1.31 * 0.88 * 1.0 =$	489.683	kPa
Component q	$0.0 * 7.82 * 1.27 * 0.89 * 1.0 =$	0.000	kPa
Component γ	$18.7 * 14.19/2 * 5.51 * 0.78 * 0.83 * 1.0 =$	473.785	kPa
Resistance factor	γ_R	2.300	
Design bearing capacity	$q_{rd} = (489.68 + 0.0 + 473.79)/2.3 =$	419	kPa
Design pressure q_{sd}	$39'962.92 / 277.19 =$	144	kPa
Bearing check FS	$418.9 / 144.17 =$	2.906	> 1 OK

Figura 8-7: Verifica a carico limite in condizioni drenate – Combinazione Normal SLU 2

VERTICAL BEARING CAPACITY CHECK

Soil unit weight	γ	18.70	kPa
Backfilling unit weight	γ^*	17.50	kPa
Friction angle	φ'	22.0°	
Effective cohesion	c'	25.00	kPa
Undrained cohesion	C_u	200	kPa
Design bending moment	M_{xy}	148'262	kNm
Design torque moment	M_z	17'536.10	kNm
Design vertical load	F_z	54'783	kN
Design tangential load	H	1'314	kN
Radius	R	12.00	m
Depth of doudation	D		m
Eccentricity	$e = M_{xy}/F_z$	2.71	m
Ellipse minor axes	$B_e = 2*(R-e)$	18.59	m
Ellipse major axes	$L_e = 2 R [1-(1-B_e/2R)^2]^{1/2}$	23.38	m
Effective loaded area	$A_{eff} = 2*[R^2 \arccos(e/R)-e*(R^2 - e^2)^{1/2}]$	323.60	m ²
Effective lenght	$L_{eff} = (A_{eff}*L_e/B_e)^{1/2}$	20.18	m
Effective width	$B_{eff} = L_{eff}*B_e/L_e$	16.04	m
Horizontal force	$H' = 2*M_z/L_{eff}+[H^2+(2*M_z/L_{eff})^2]^{1/2}$	3'917.14	kN
Inclination of foundation	η	0.0°	
N_c	$N_c = 2 + \pi =$	5.142	
N_q	$N_q = 1 =$	1.000	
N_γ	$N_\gamma = 0 =$	0.000	
Shape factor	$s_c = 1 + 0.2 * (16.04 / 20.18) =$	1.159	
Shape factor	$s_q = 1 =$	1.000	
Shape factor	$s_\gamma = 1 =$	1.000	
Load inclination factor	$i_c = 1/2 * [1 + \sqrt{(1 - 3'917.14 / 323.6 / 200.0)}] =$	0.985	
Load inclination factor	$i_q = 1 =$	1.000	
Load inclination factor	$i_\gamma = 1 =$	1.000	

Found. inclination fact.	b_c	$1 - 2 * \text{rad}(0.0^\circ) / (2 + \pi) =$	1.000	
Found. inclination fact.	b_q	$1 =$	1.000	
Found. inclination fact.	b_γ	$1 =$	1.000	
Backfill pressure	q'	$17.5 * 0.0 =$	0.00	kPa
Component c		$200.0 * 5.14 * 1.16 * 0.98 * 1.0 =$	1'173.496	kPa
Component q		$0.0 * 1.0 * 1.0 * 1.0 * 1.0 =$	0.000	kPa
Component γ		$18.7 * 16.04/2 * 0.0 * 1.0 * 1.0 * 1.0 =$	0.000	kPa
Resistance factor	γ_R		2.300	
Design bearing capacity	q_{rd}	$(1'173.5 + 0.0 + 0.0)/2.3 =$	510	kPa
Design pressure	q_{sd}	$54'783.44 / 323.6 =$	169	kPa
Bearing check	FS	$510.22 / 169.3 =$	3.014	> 1 OK

Figura 8-8: Verifica a carico limite in condizioni non drenate – Combinazione Normal SLU 1

A.1.k Slittamento

Di seguito di dettaglia la verifica a slittamento.

	DEAD	BACKFILL	Fz	H	M
Normal SLU2	1.00	1.00	0.90	1.35	1.35
Abnormal 2	1.00	1.00	0.90	1.10	1.10

	TOWER BOTTOM		FOUNDATION BOTTOM	
	Normal SLU2	Abnormal 2	Normal SLU2	Abnormal 2
Fz	4'584.60	4'536.00	39'962.92	39'914.32
Fxy	1'313.55	1'321.10	1'313.55	1'321.10
Mxy	143'100.00	138'050.00	148'262.25	143'241.92

Figura 8-9: Analisi scarichi in fondazione

SLIDING CHECK

Soil unit weight	γ		18.70	kPa	
Backfilling unit weight	γ^*		17.50	kPa	
Undrained cohesion	C_u		200	kPa	
Design bending moment	M_{xy}		143'242	kNm	
Design torque moment	M_z		14'288.67	kNm	
Design vertical load	F_z		39'914	kN	
Design tangential load	H		1'321	kN	
Radius	R		12.00	m	
Eccentricity	e	M_{xy}/F_z	3.59	m	
Ellipse minor axes	B_e	$2*(R-e)$	16.82	m	
Ellipse major axes	L_e	$2 R [1-(1-B_e/2R)^2]^{1/2}$	22.90	m	
Effective loaded area	A_{eff}	$2*[R^2 \arccos(e/R)-e*(R^2 - e^2)^{1/2}]$	282.73	m ²	
Effective length	L_{eff}	$(A_{eff}*L_e/B_e)^{1/2}$	19.62	m	
Effective width	B_{eff}	$L_{eff}*B_e/L_e$	14.41	m	
Horizontal force	H'	$2*M_z/L_{eff}+[H^2+(2*M_z/L_{eff})^2]^{1/2}$	3'423.10	kN	
Friction angle	ϕ'		22.0°		
Struct.-ground friction	δ'		$2/3 * 22° =$	14.7°	
Undrained adhesion	C_a		200	kPa	
Resistance factor	γ_R		1.100		
Design sliding resist.	R_d		$F_z \tan(\delta) / \gamma? =$	9'497	kN
Sliding check	FS		$9'496.83 / 3'423.1 =$	2.774 > 1 OK	

Figura 8-10: Verifica a slittamento – Combinazione Abnormal SLU 2

SLIDING CHECK




Soil unit weight	γ		18.70 kPa
Backfilling unit weight	γ^*		17.50 kPa
Undrained cohesion	C_u		200 kPa
Design bending moment	M_{xy}		148'262 kNm
Design torque moment	M_z		17'536.10 kNm
Design vertical load	F_z		39'963 kN
Design tangential load	H		1'314 kN
Radius	R		12.00 m
Eccentricity	e	M_{xy}/F_z	3.71 m
Ellipse minor axes	B_e	$2*(R-e)$	16.58 m
Ellipse major axes	L_e	$2 R [1-(1-B_e/2R)^2]^{1/2}$	22.82 m
Effective loaded area	A_{eff}	$2*[R^2 \arccos(e/R)-e*(R^2 - e^2)^{1/2}]$	277.19 m ²
Effective length	L_{eff}	$(A_{eff}*L_e/B_e)^{1/2}$	19.53 m
Effective width	B_{eff}	$L_{eff}*B_e/L_e$	14.19 m
Horizontal force	H'	$2*M_z/L_{eff}+[H^2+(2*M_z/L_{eff})^2]^{1/2}$	4'020.07 kN
Friction angle	φ'		22.0°
Struct.-ground friction	δ'	$2/3 * 22^\circ =$	14.7°
Undrained adhesion	C_a		200 kPa
Resistance factor	γ_R		1.100
Design sliding resist.	R_d	$F_z \tan(\delta) / \gamma?$	9'508 kN
Sliding check	FS	$9'508.39 / 4'020.07 =$	2.365 > 1 OK

Figura 8-11: Verifica a slittamento – Combinazione Normal SLU 2

A.1.1 Valutazione del modulo di reazione (Winkler)

VALUTAZIONE MODULO DI REAZIONE SOTTOFONDO (WINKLER)

n. stratigraphy 1

-  on stratum over bedrock
-  on stratum over half-space
-  embedded in stratum over bedrock

Parameter	Symbol	Expression / note	Value
Static shear modulus	G		7.69 N/mm ²
Static Young modulus	E		20.00 N/mm ²
Poisson ratio	v		0.30 -
Foundation radius	R		12.00 m
Thickness of layer	H		120.00 m
	α_r	(for circular rigid foundation)	-
Winkler modulus	K _w	$\frac{4GR}{1-\nu} \left(1 + 1.28 \frac{R}{H}\right) \frac{1}{\pi R^2}$	1'315.21 kN/m ³

Figura 8-12 : Valutazione della costante di Winkler

A.1.m Valutazione dei cedimenti

Il cedimento medio in combinazione SLE Rara (Normal) si assume pari al rapporto tra la pressione media e la costante di Winkler di ui al punto precedente.

La pressione media, sulla base dell'analisi di carichi esposta ai punti precedenti, vale

$$Q_{\text{MEDIA,SLE}} = 40472 / (3,1416 * 12^2) = 89 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Cedimento elastico medio atteso} = 100 * 80 / 1315 \approx 6 \text{ cm.}$$

Il cedimento differenziale massimo atteso, sempre in combinazione rara, secondo la formulazione di Bowles:

Parameter	Symbol	Expression / note	Value
Poisson ratio	ν		
Static Young modulus	E	(Layer 1)	20.00 N/mm ²
		(Layer 2)	0.00 N/mm ²
		(mean value)	20.00 N/mm ²
Thickness of Layer 1	t ₁	(Layer 1)	120.00 m
Bending moment (Qp)	M	(normal quasi permanent)	109'823.89 kNm
Influence factor	I _θ	(rigid circular spread foundation)	5.53
Static rotation	tan(θ)	$\tan(\theta) = \frac{(1-\nu^2)}{E} \frac{M}{B^2 L} I_{\theta}$	2.00 mm/m

Figura 8.13: Valutazione del cedimento massimo differenziale (rotazione) in combinazione SLE rara (Normal)

9. VERIFICHE STRUTTURALI

A.1.n Risultati dell'analisi

A seguire si riportano le tabelle relative alle sollecitazioni di piastra, ottenute dall'analisi strutturale in accordo ai criteri di modellazione su esposti. Nel seguito si assume la convenzione che considera:

- i momenti radiali di piastra indicati con M11 o anche come M2
- i momenti circonferenziali di piastra con M22 o anche come M1

Momenti di piastra (valori max/min)	M ₁₁₍₊₎ [kNm/m]	M ₁₁₍₋₎ [kNm/m]	M ₂₂₍₊₎ [kNm/m]	M ₂₂₍₋₎ [kNm/m]
Normal SLU 1	9'976.29	-7'246.51	6'050.36	-3'142.56
Normal SLU 2	9'664.23	-7'503.30	5'552.23	-3'653.56
Abnormal 0,9	10'239.19	-7'927.33	5'790.81	-3'970.22
Abnormal 1,1	10'262.49	-7'987.51	6'083.09	-3'658.01

Figura 9-1: Valori massimi dei momenti di piastra

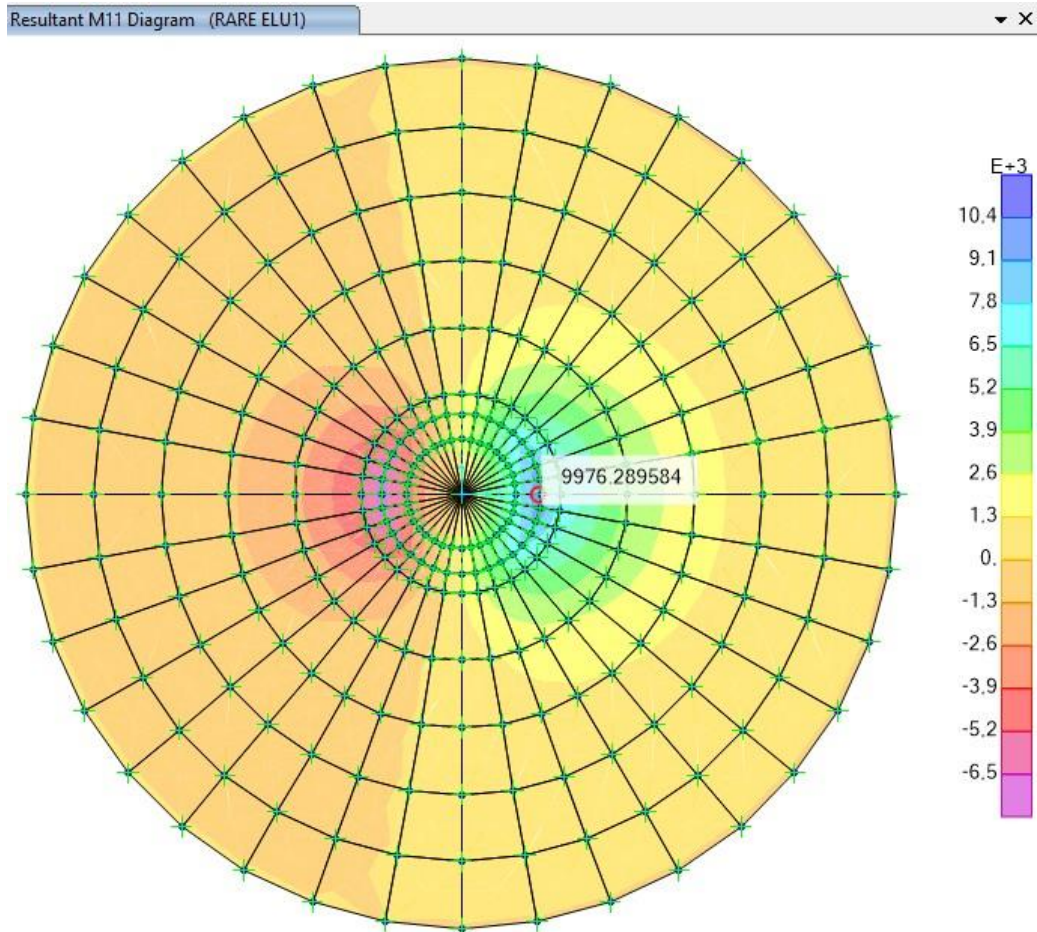


Figura 9-2: Momento Massimo M_{11} Normal SLU 1 [kNm/m]

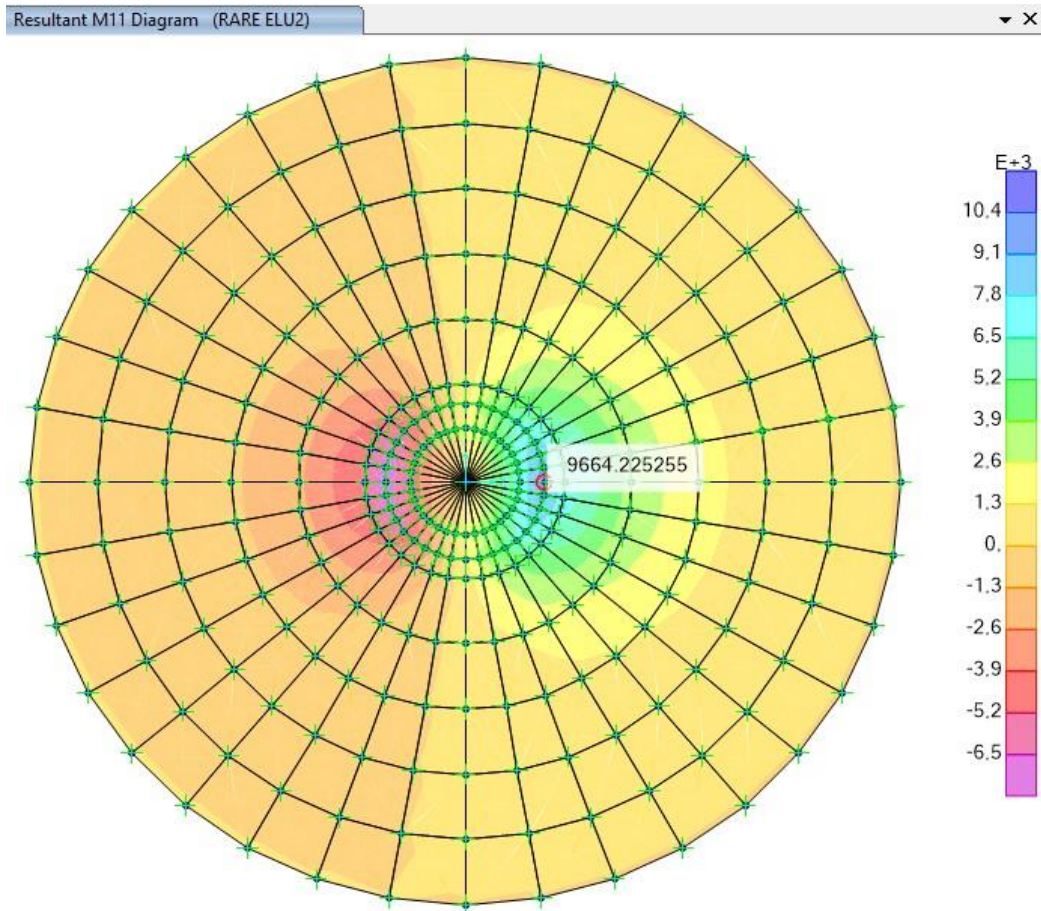


Figura 9-3: Momento Massimo M₁₁ Normal SLU 2 [kNm/m]

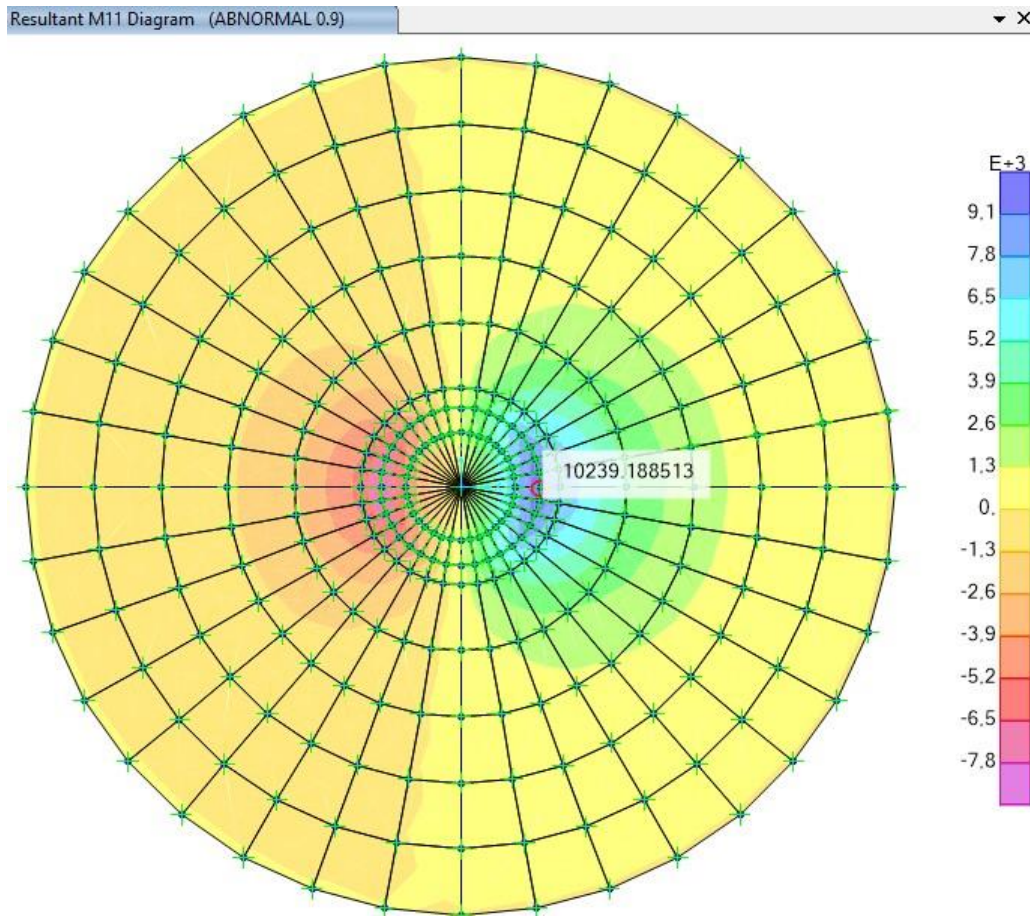


Figura 9-4: Momento Massimo M_{11} ABNORMAL 0.9 [kNm/m]

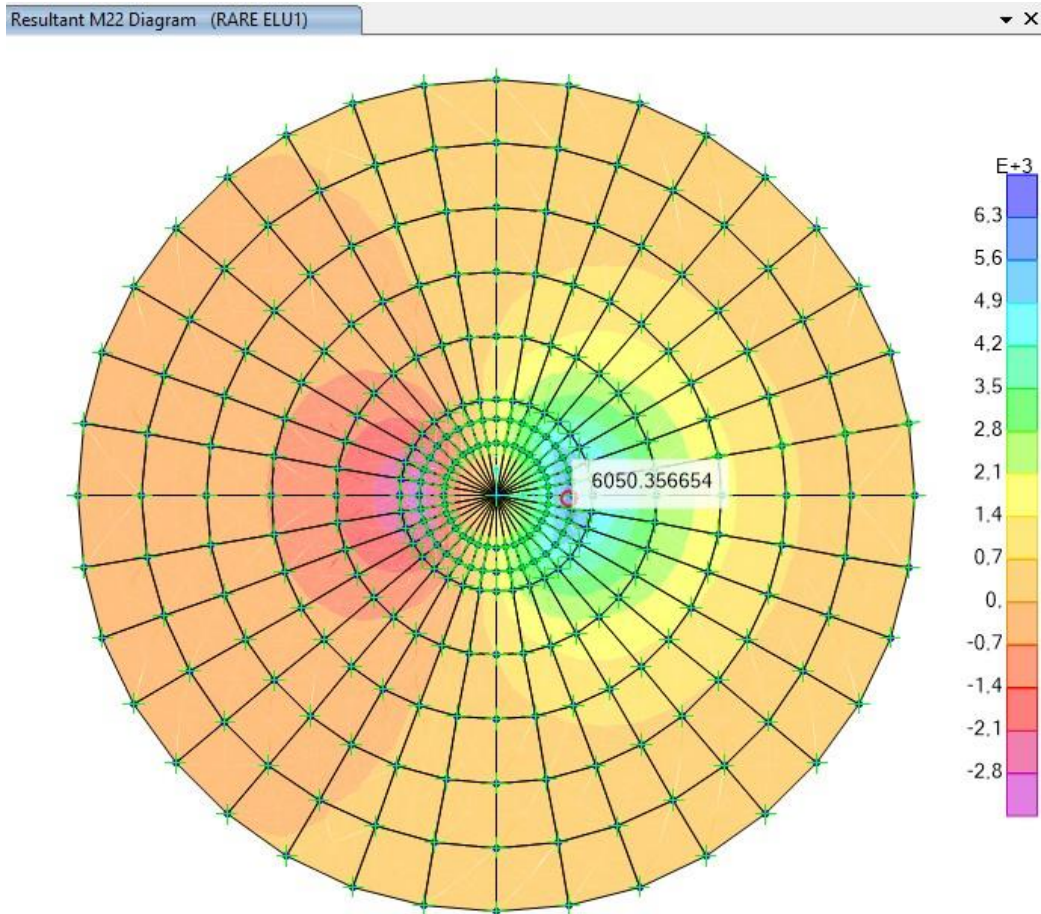


Figura 9-5: Momento Massimo M22 Normal SLU 1 [kNm/m]

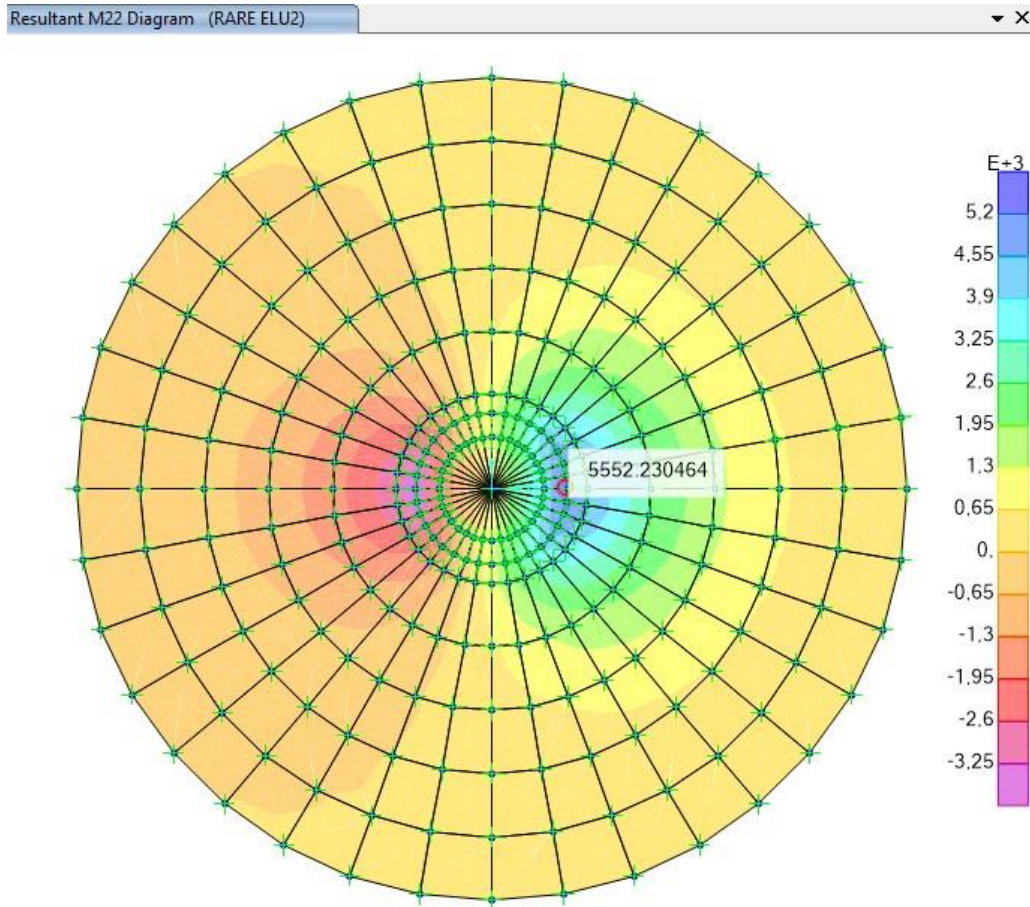


Figura 9-6: Momento Massimo M₂₂ Normal ELU 2 [kNm/m]

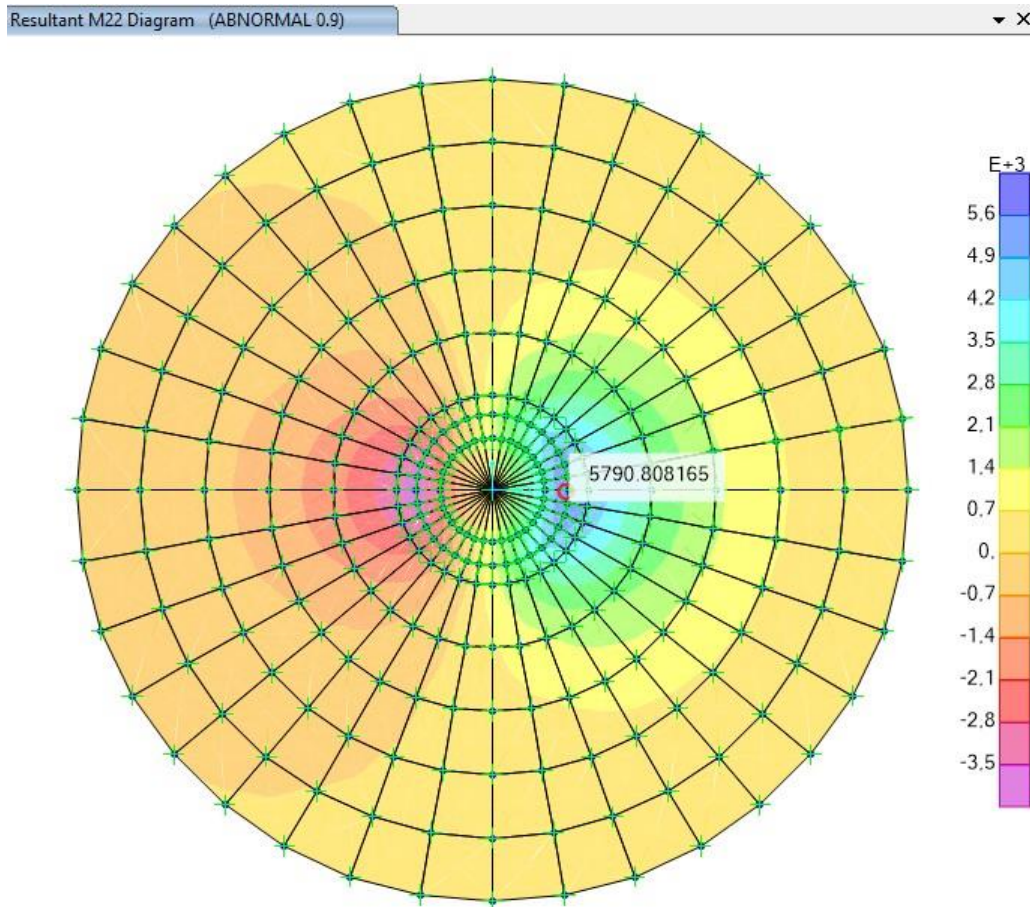


Figura 9-7: Momento Massimo M₂₂ ABNORMAL 0.9 [kNm/m]

Resultant M22 Diagram (ABNORMAL 1.10) ▼ X

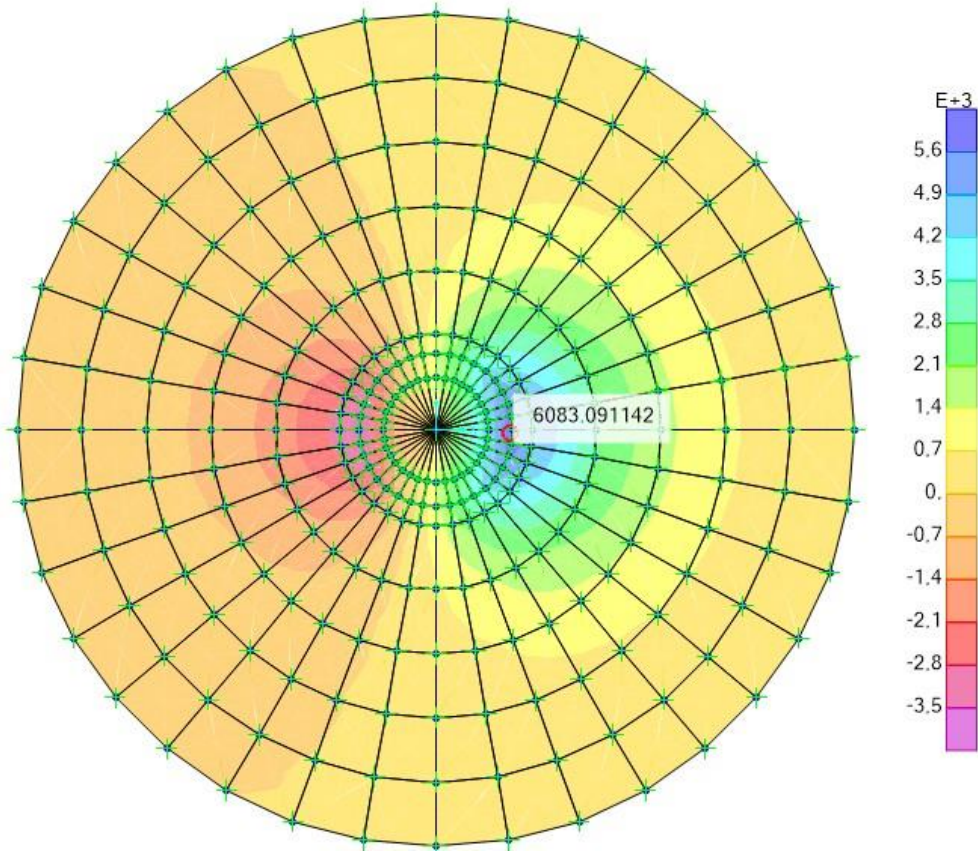


Figura 9-8: Momento Massimo M₂₂ ABNORMAL 1.10 [kNm/m]

SOLLECITAZIONI DI PIASTRA								
	Raggio [m]	2.200	2.750	4.600	6.450	8.300	10.150	12.000
MOMENTI RADIALI	M ₂ (+) [kNm/m]	9'976.3	7'510.8	3'582.1	1'791.9	743.0	167.2	-17.9
NORMALSLU1	M ₂ (-) [kNm/m]	-7'246.5	-5'219.7	-2'340.2	-1'152.9	-476.6	-106.9	11.6
MOMENTI RADIALI	M ₂ (+) [kNm/m]	9'664.2	7'257.4	3'461.4	1'735.7	721.8	163.0	-17.1
NORMALSLU2	M ₂ (-) [kNm/m]	-7'503.3	-5'404.8	-2'371.8	-1'114.5	-422.3	-82.9	10.1
MOMENTI RADIALI	M ₂ (+) [kNm/m]	10'239.2	7'692.2	3'675.6	1'845.5	768.4	173.8	-18.1
ABNORMAL 0.9	M ₂ (-) [kNm/m]	-7'927.3	-5'694.7	-2'467.9	-1'140.2	-427.5	-83.4	10.4
MOMENTI RADIALI	M ₂ (+) [kNm/m]	10'262.5	7'703.7	3'664.6	1'834.6	762.0	172.0	-18.3
ABNORMAL 1.10	M ₂ (-) [kNm/m]	-7'987.5	-5'785.9	-2'610.9	-1'285.8	-530.3	-118.5	13.0
TAGLIO RADIALE	M ₂ (+) [kNm/m]	4'522.9	3'316.8	1'656.7	879.3	509.6	242.8	120.8
NORMALSLU1	M ₂ (-) [kNm/m]	4'077.2	2'587.9	1'186.7	585.1	329.9	156.0	77.5
TAGLIO RADIALE	M ₂ (+) [kNm/m]	4'454.9	3'212.4	1'594.1	844.4	490.8	234.7	117.1
NORMALSLU2	M ₂ (-) [kNm/m]	4'144.0	2'701.2	1'252.5	612.7	327.7	140.5	62.8
TAGLIO RADIALE	M ₂ (+) [kNm/m]	4'713.7	3'394.5	1'684.8	893.7	520.4	249.2	124.5
ABNORMAL 0.9	M ₂ (-) [kNm/m]	4'397.9	2'875.5	1'331.7	644.2	338.4	143.6	63.9
TAGLIO RADIALE	M ₂ (+) [kNm/m]	4'737.2	3'426.1	1'700.6	899.2	521.2	248.8	124.0
ABNORMAL 1.10	M ₂ (-) [kNm/m]	4'376.1	2'830.8	1'312.5	652.6	368.3	173.8	86.1

	Raggio [m]	2.200	2.750	4.600	6.450	8.300	10.150	12.000
MOMENTI RADIALI	M2(+) [kNm/m]	7'315.3	5'504.0	2'626.1	1'315.4	546.2	123.0	-13.1
QP SLE	M2(-) [kNm/m]	-5'442.4	-3'926.0	-1'760.8	-865.9	-357.2	-80.0	8.8

Figura 9-10: Valori massimi/minimi delle sollecitazioni di piastra in funzione della distanza R dal centro del plinto

A.1.o Verifiche della resistenza a flessione

L'armatura tesa è stata dimensionata secondo la nota formula $A_s = M_{ed} / (0.9 \cdot d \cdot f_{yd})$ essendo:

d = altezza utile

M_{ed} = momento di progetto di piastra

L'armatura principale (radiale) è stata dimensionata tenendo conto dei minimi normativi previsti per le travi nel cap. 4 di [1].

$$A_{smin_ELU} = 0,26 (f_{ctm} / f_{yk}) b d$$

Non sono, invece, stati tenuti in considerazione i minimi normativi di cui al cap. 7 della stessa norma, avendo optato per una progettazione in campo elastico (fattore di struttura $q = 1$).

A.1.p Dimensionamento delle armature superiori

ARMATURA RADIALE SUP.	r_i [m]	h = altezza [m]	d = altezza utile [m]	M_2 [kNm/m]	$2\pi r_i M_2$ [kNm]	f_{yd} [N/mm ²]
	2.200	3.600	3.510	7'246.51	100'117.79	391.30
	2.750	3.300	3.210	5'219.68	90'143.86	391.30
	4.600	2.940	2.850	2'340.24	67'604.94	391.30
	6.450	2.580	2.490	1'114.47	45'142.57	391.30
	8.300	2.220	2.130	422.27	22'010.42	391.30
	10.150	1.860	1.770	82.92	5'285.39	391.30
	12.000	1.500	1.410	-13.01	-980.68	391.30

As da calcolo [mm ²]	A cls [mm ²]	As',min [mm ²] (0,26 fctm/ fyk Acls)	n.Ø 26 calcolo	n.Ø 32 disposta	n.Ø 32 disposta	n.Ø 32 disposta
80'992.90	49'737'600	81'156	153	120	60	
79'739.58	56'991'000	92'774	151	120	60	
67'356.01	84'930'720	137'782	127	120	60	
51'478.95	104'505'480	168'791	97	120	60	60
29'342.12	115'715'280	185'801	56	120	60	60
8'479.04	118'560'120	188'812	16	120	60	60
-1'974.93	113'040'000	177'824	-4	120	60	60

CHECK	interfero min/max netto orizz. [cm]	As,calcolo [mm ² /m]	As,min [mm ² /m] (0,26 fctm/ fyk Acls)	As,disposta [mm ² /m]	As,min fessura z [mm ² /m]
OK	8.3 / 19.8	5'862.25	5'874.04	10'472.73	4'119.42
OK	11.2 / 25.6	4'617.23	5'371.98	8'378.18	3'776.14
OK	8.8 / 20.9	2'331.63	4'769.52	5'008.70	3'364.19
OK	13.7	1'270.90	4'167.05	4'762.79	2'952.25
OK	18.5	562.93	3'564.59	3'701.20	2'540.31
OK	23.4	133.02	2'962.12	3'026.60	2'128.37
OK	28.2	-26.21	2'359.66	2'560.00	1'716.43

Figura 9-11: Dimensionamento e verifica dei minimi normativi per i ferri radiali superiori (3 strati Ø32)

Si dispongono 120Ø32 radiali su primo strato e 60Ø32 su secondo strato, entrambi per tutta la lunghezza radiale, in sovrapposizione con 60Ø32 efficaci a partire dalla sezione di raggio R=4,60 m.

A.1.q Dimensionamento delle armature inferiori

ARMATURA RADIALE INF.	r _i [m]	h = altezza [m]	d = altezza utile [m]	M ₂ [kNm/m]	2π r _i M ₂ [kNm]	f _{yd} [N/mm ²]
	2.200	3.600	3.510	10'262.49	141'786.61	391.30
	2.750	3.300	3.210	7'703.75	133'043.68	391.30
	4.600	2.940	2.850	3'675.60	106'180.78	391.30
	6.450	2.580	2.490	1'845.49	74'753.53	391.30
	8.300	2.220	2.130	768.38	40'050.82	391.30
	10.150	1.860	1.770	173.80	11'078.30	391.30
	12.000	1.500	1.410	-17.10	-1'288.77	391.30

As da calcolo [mm ²]	A cls [mm ²]	As,min [mm ²] (0,26 fctm/ fyk Acls)	n.Ø 26 calcolo	n.Ø 28 disposta	n.Ø 32 disposta	n.Ø 32 disposta
114'701.98	49'737'600	81'156	217	88	140	
117'687.96	56'991'000	92'774	222	88	140	
105'789.82	84'930'720	137'782	200	88	140	
85'246.23	104'505'480	168'791	161	88		17
53'391.80	115'715'280	185'801	101	88		17
17'772.26	118'560'120	188'812	34	88		17
-2'595.37	113'040'000	177'824	-5	88		17

CHECK	interfero min/max netto orizz. [cm]	As,calcolo [mm ² /m]	As,min [mm ² /m] (0,26 fctm / fyk Acls)	As,disposta [mm ² /m]	As,min fessuraz [mm ² /m]
OK	6.7 / 12.9	8'302.11	5'874.04	12'065.45	4'119.42
OK	9.1 / 16.8	6'814.59	5'371.98	9'652.36	3'776.14
OK	17.4 / 30.0	3'662.07	4'769.52	5'770.43	3'364.19
OK	12.3	2'104.53	4'167.05	4'829.77	2'952.25
OK	16.7	1'024.32	3'564.59	3'753.25	2'540.31
OK	21.1	278.82	2'962.12	3'069.16	2'128.37
OK	25.5	-34.44	2'359.66	2'596.00	1'716.43

Figura 9-12: Dimensionamento e verifica dei minimi normativi per i ferri radiali inferiori (3 strati Ø32)

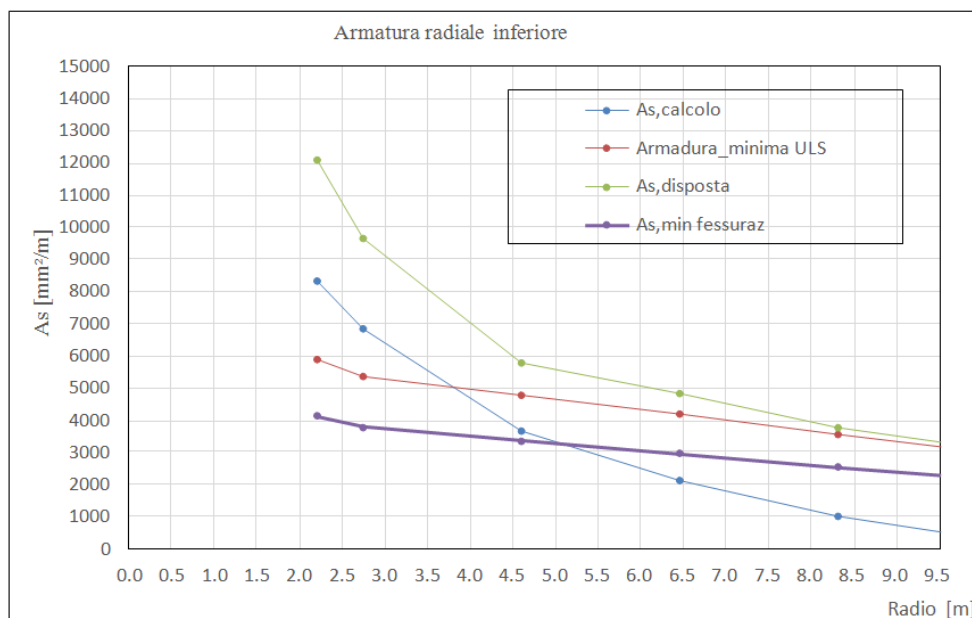


Figura 9-13: Area armatura radiale inferiore: da calcolo, minima (da norma), effettivamente disposta e da fessurazione

A.1.r Dimensionamento delle armature circolari superiori

ARMATURA CIRCONFENZ. SUP	r_i	$h_i =$ altezza	$d^* =$ altezza
	[m]	sez. [m]	utile [m]
	2.200	3.600	3.510
	3.675	3.120	3.030
	5.525	2.760	2.670
	7.375	2.400	2.310
	10.150	1.860	1.770

M_i	f_{yd}	$A_{s',calcolo}$	$n. \emptyset 25 / m$
[kNm/m]	[N/mm ²]	[mm ² /m]	(strett. necessaria)
3'142.56	391.30	2542.25	6
2'037.52	391.30	1909.43	4
1'091.78	391.30	1161.10	3
546.04	391.30	671.20	2
167.33	391.30	268.44	1

A_{cls}	$A_{s',min}$ [mm ² /m]	$A_{s',min}$ fessura z.
[mm ²]	20% $A_{s,long,inf}$	[mm ² /m]
3'600'000	2095	4119.42
3'120'000	1339	3570.17
2'760'000	977	3158.22
2'400'000	846	2746.28
1'860'000	673	2128.37

$n. \emptyset 25 / m$	$n. \emptyset 25 / sect.$	$n. \emptyset 25 / m$	$A_{s',disposta}$	CHECK
(min)	disposta	disposta	[mm ² /m]	
5.18	16	12.80	6283.19	OK
3.89	9	4.86	2388.03	OK
2.37	8	4.32	2122.70	OK
1.73	7	3.78	1857.36	OK
1.38	14	3.78	1857.36	OK

Figura 9-14: Dimensionamento e verifica dei minimi normativi per i ferri circolari superiori

A.1.s Dimensionamento delle armature circolari inferiori

ARMATURA CIRCONFENZ. INF	r_i	$h_i =$ altezza sez. [m]	$d^* =$ altezza utile [m]
	2.200	3.600	3.510
	3.675	3.120	3.030
	5.525	2.760	2.670
	7.375	2.400	2.310
	10.150	1.860	1.770

M_i [kNm/m]	f_{yd} [N/mm ²]	$A_{s,calcolo}$ [mm ² /m]	n.Ø 25 / m (strett.)
6'083.09	391.30	4921.08	11
4'005.82	391.30	3753.98	8
2'236.24	391.30	2378.21	5
1'199.47	391.30	1474.41	4
422.39	391.30	677.61	2

A_{cls} [mm ²]	$A_{s,min}$ [mm ² /m] 20% $A_{s,long,inf}$	$A_{s,min}$ fessura z. [mm ² /m]
3'600'000	2413	4119.42
3'120'000	1542	3570.17
2'760'000	1060	3158.22
2'400'000	858	2746.28
1'860'000	682	2128.37

n.Ø 25 / m (min)	n.Ø 25 / sect. disposta	n.Ø 25 / m disposta	$A_{s,disposta}$ [mm ² /m]	CHECK
10.03	14	11.20	5497.79	OK
7.65	15	8.11	3980.06	OK
4.85	9	5.38	2643.17	OK
3.01	6	4.62	2265.57	OK
1.39	11	3.85	1887.98	OK

Figura 9-15: Dimensionamento e verifica dei minimi normativi per i ferri circolari inferiori

A.1.t Verifica a taglio

A seguire si riportano le verifiche a taglio di piastra, agente sulle sezioni aventi normale parallela alla direzione radiale. Si dispone un'armatura trasversale costituita da staffe a 2 braccia $\emptyset 20$

Ai fini della verifica si procede secondo due step:

- 1) verifica dell'effettiva necessità di armatura trasversale
- 2) valutazione, se richiesta, dell'area di armatura trasversale per unità di superficie (armatura trasversale di piastra).

Resistenza a taglio senza armatura trasversale							
Raggio [m]	V_{Ed} [kN/m]	d altezza utile [m]	$A_{s,rad}$ [cm ² /m]	$K < 2$	$\rho_l < 2\%$	$V_{Rd,c}$ [kN/m]	$V_{Rd,c} > V_{Ed}$
2.75	3'426	3.21	96.52	1.250	0.301 %	1'002	Richiesta
4.60	1'701	2.85	57.70	1.265	0.202 %	789	Richiesta
6.45	899	2.49	48.30	1.283	0.194 %	694	Richiesta
8.30	521	2.13	37.53	1.306	0.176 %	610	Non richiesta
10.15	249	1.77	30.69	1.336	0.173 %	524	Non richiesta
12.00	125	1.41	25.96	1.377	0.184 %	437	Non richiesta

Figura 9-16: Verifica a taglio in assenza di armatura trasversale

Resistenza con armatura trasversale				
$(A_{sw/s})_{min}$ [cm ² /m ²]	Passo circonfer.	Passo radiale	$A_{sw/s}$ [cm ² /m ²]	Check
12.12	0.29 m	0.65 m	33.57	OK
6.78	0.48 m	0.65 m	20.07	OK
4.10	0.68 m	0.65 m	14.31	OK
2.78	0.87 m	0.65 m	11.12	OK
1.60				
1.00				

Figura 10: Dimensionamento dell'armatura trasversale (a taglio) di piastra

A.1.u Verifiche tensionali/di fessurazione

Le verifiche a fessurazione sono state condotte nella combinazione RARA, assieme alle verifiche dei limiti tensionali di esercizio.

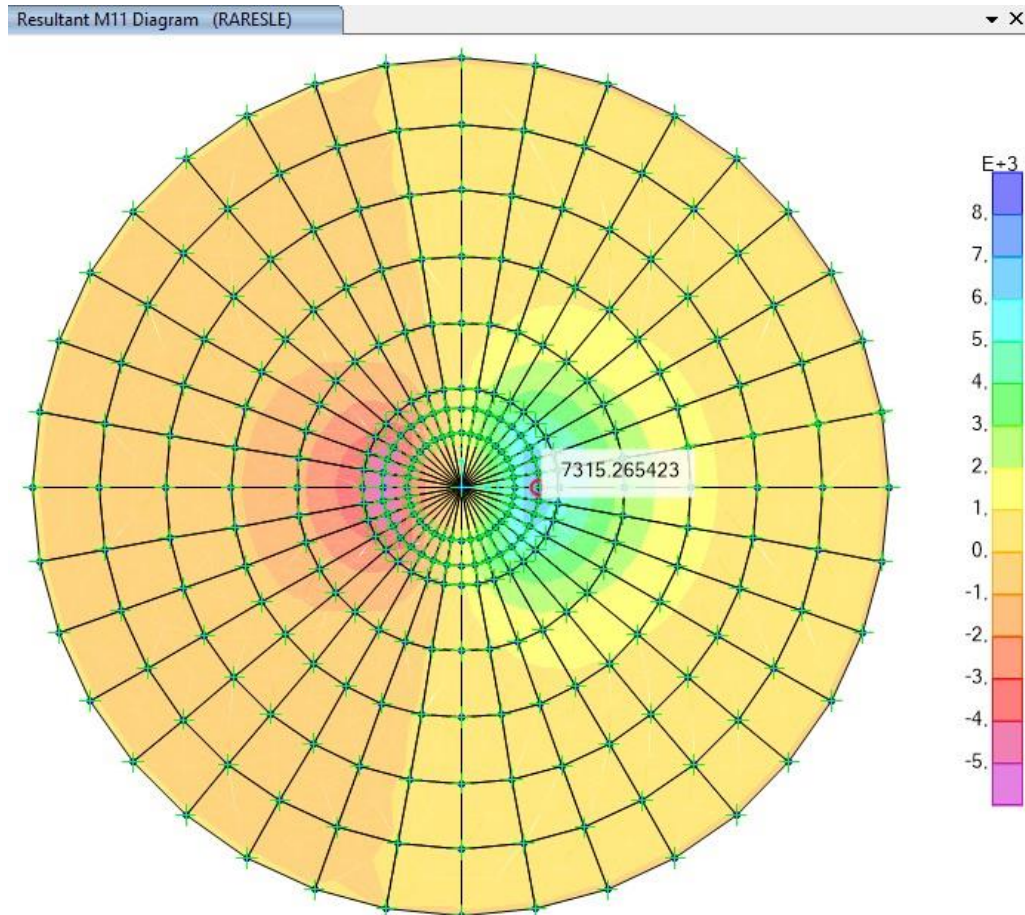


Figura 9.18: Momento radiale in combinazione SLE Rara [kNm/m]