

REGIONE
BASILICATA



COMUNE DI
MONTEMILONE



COMUNE DI
VENOSA



Provincia
Potenza



**PROGETTO DEFINITIVO RELATIVO ALLA REALIZZAZIONE DI UN
IMPIANTO EOLICO COSTITUITO DA 11 AEROGENERATORI E
DALLE RELATIVE OPERE DI CONNESSIONE ALLA R.T.N.
Impianto "GAUDIANO" potenza complessiva 72,6 MW**

RELAZIONE PRELIMINARE DELLE STRUTTURE

ELABORATO

A.11

PROPONENTE:



Nausicaa srl

Via Tadino 52 - 20124 MILANO
PI 11052930960
postmaster@pec.nausicaa-srl.it

NAUSICAA SRL

VIA TADINO 52
20124 MILANO

PI 11052930960

PROGETTO E SIA:



Via della Resistenza, 46 - 70125 Bari - tel. 080 3215948 fax. 080 2020986

Il DIRETTORE TECNICO
Dott. Ing. Orazio Tricarico



CONSULENZA:

EM./REV.	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO	DESCRIZIONE
0	APRILE 2021	B.B.	A.A. - O.T.	A.A. - O.T.	Progetto definitivo

A.11.a. PREMESSA.....	3
A.11.b. CARATTERIZZAZIONE DEL SITO.....	9
A.11.b.1. Inquadramento territoriale.....	9
A.11.b.2. Inquadramento geologico ed idrogeologico.....	10
A.11.b.3. Caratterizzazione geotecnica del sottosuolo.....	15
A.11.c. IPOTESI DI PROGETTO DELLA FONDAZIONE.....	16
A.11.d. MODELLO DI CALCOLO.....	18
A.11.e. NORME DI RIFERIMENTO.....	19
A.11.f. MATERIALI STRUTTURALI.....	19
A.11.g. ANALISI DEI CARICHI.....	20
A.11.g.1. Azioni derivanti dalla sovrastruttura.....	20
A.11.g.2. Peso proprio della fondazione.....	22
A.11.g.3. Peso proprio del riempimento.....	22
A.11.g.4. Azione sismica.....	23
A.11.g.5. Approcci di progetto e combinazioni di carico.....	25
A.11.h. VERIFICHE DI SICUREZZA GLOBALI.....	28
A.11.h.1. Gapping.....	28
A.11.h.2. Ribaltamento.....	29
A.11.h.3. Carico limite.....	29
A.11.h.4. Slittamento.....	35
A.11.h.5. Valutazione del modulo di reazione (Winkler).....	38
A.11.h.6. Valutazione dei cedimenti.....	38
A.11.i. VERIFICHE STRUTTURALI.....	39



A.11.i.1. Risultati dell'analisi.....	39
A.11.i.2. Verifiche della resistenza a flessione.....	47
A.11.i.3. Dimensionamento delle armature superiori.....	47
A.11.i.4. Dimensionamento delle armature inferiori.....	48
A.11.i.5. Dimensionamento delle armature circolari superiori.....	50
A.11.i.6. Dimensionamento delle armature circolari inferiori.....	51
A.11.i.7. Verifica a taglio.....	52
A.11.i.8. Verifiche tensionali/di fessurazione.....	53



A.11.a. 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 denominato "Gaudio" che la società proponente Nausicaa srl intende ubicare in agro del comune di Montemilone (PZ).

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.

L'intervento in oggetto, come anticipato, è finalizzato alla realizzazione di un impianto di produzione di energia elettrica tramite conversione da fonte eolica, in zone classificate agricole, non di pregio, dal vigente strumento urbanistico comunale, da ubicare nel territorio del comune di Montemilone (PT).

Il sito interessato alla realizzazione dell'impianto si sviluppa nel territorio di Montemilone, un comune di circa 1.500 abitanti della provincia di Potenza, in Basilicata ed è raggiungibile dalla SS655.

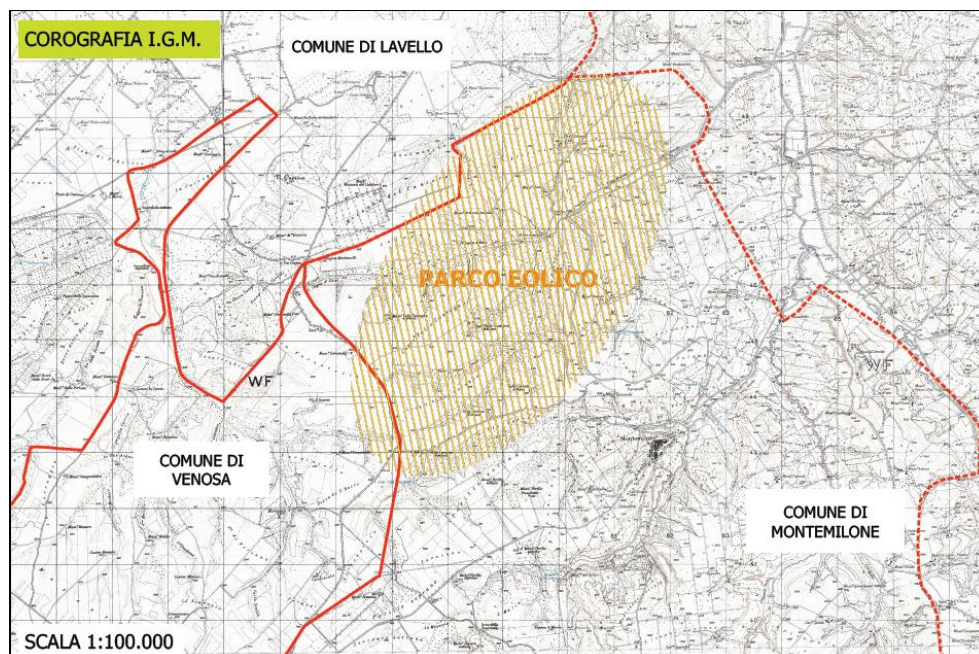


Figura 1: Inquadramento territoriale su base IGM 25.000



Il sito interessato alla realizzazione dell'impianto interessa il territorio di Montemilone per quanto concerne l'ubicazione degli aerogeneratori e relative piazzole e viabilità di accesso (per alcuni brevi tratti di viabilità interessa il comune di Venosa al confine con Montemilone), così come la Stazione elettrica di trasformazione MT-AT, che sarà ubicata nello stesso territorio comunale del comune di Montemilone in Basilicata, nella parte a sud.

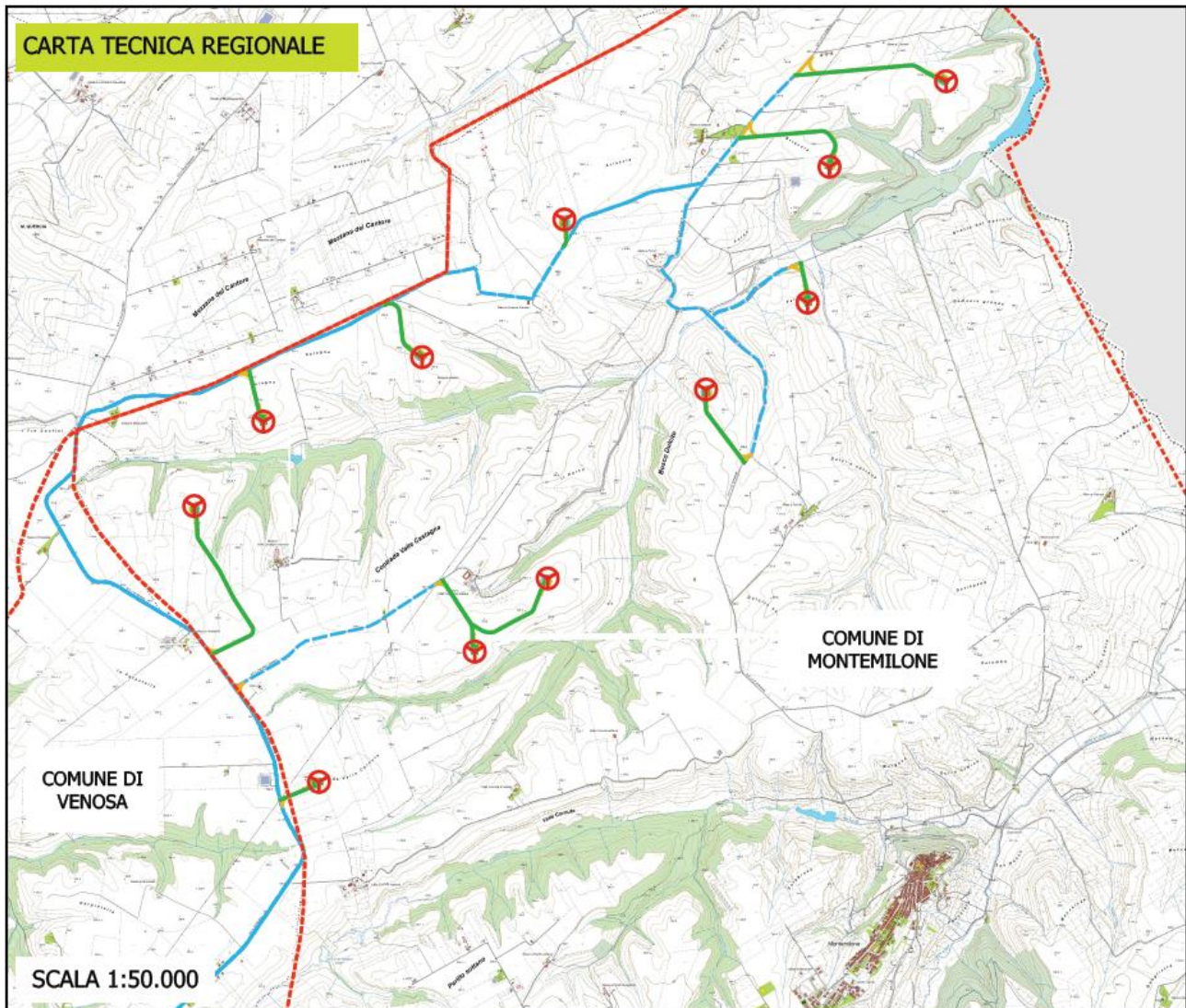


Figura 2: Area di intervento su base CTR della Regione Basilicata



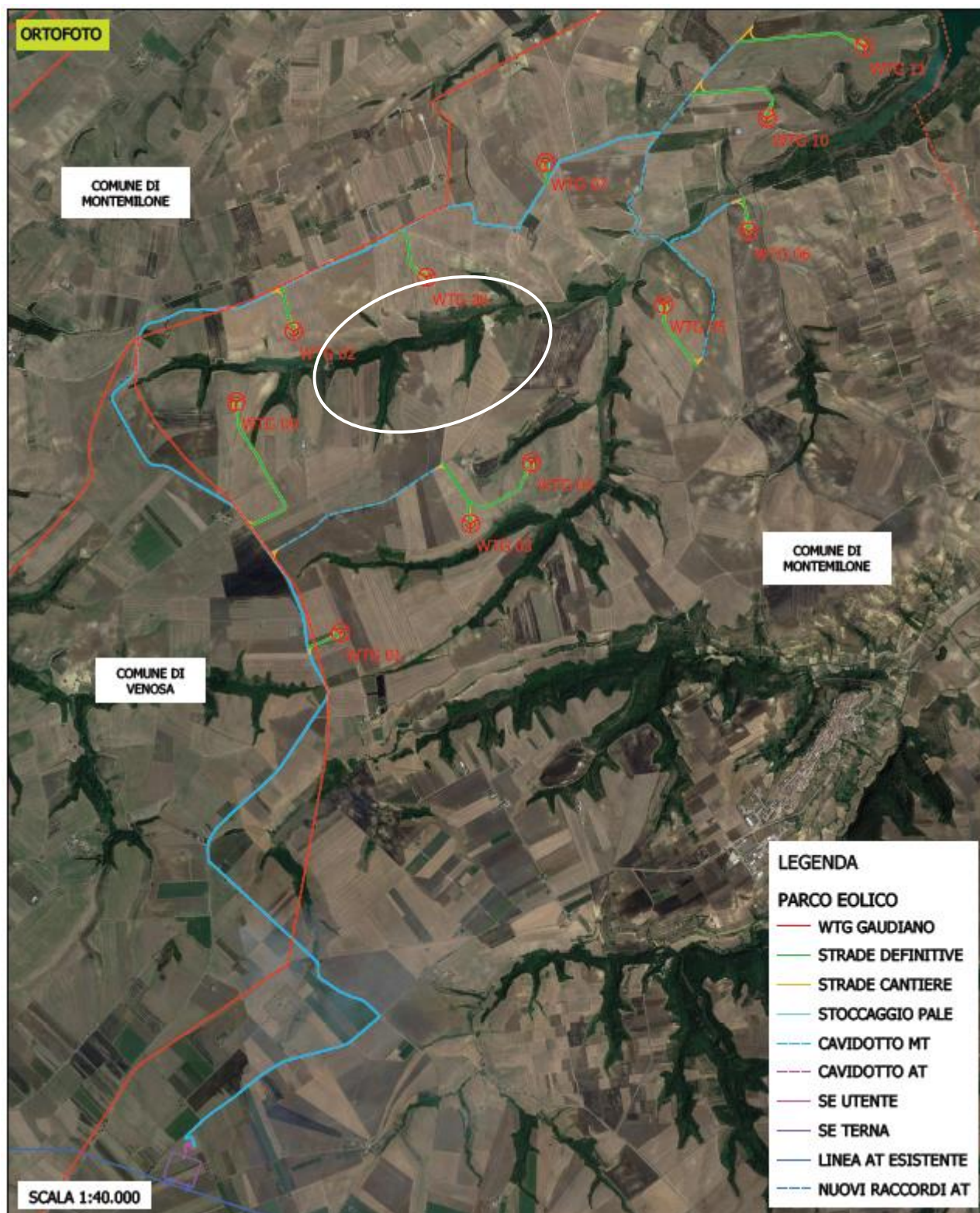


Figura 3: inquadramento area di intervento su base ortofoto



I terreni interessati dall'intervento sono totalmente privi di alberature come è desumibile dalle tavole di progetto e risultano di proprietà privata.

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 Stazione Elettrica di trasformazione utente, utilizzando cavidotti MT in linea interrata.

Quest'ultima sarà collegata con cavo AT alla S.E. TERNA di Montemilone (PZ).

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.

Infine, si evidenzia che tutti gli aerogeneratori componenti il Parco Eolico in oggetto sono stati installati su aree non potenzialmente in frana, lontane da bordi di scarpata e da creste rocciose molto strette ed allungate e con pendenze naturali inferiori al 15%. Tali pendenze hanno consentito che la progettazione delle nuove strade di accesso al parco avvenisse senza la previsione di opere di un certo rilievo.

Il Preventivo di connessione dell'impianto eolico in progetto, prevede che l'impianto eolico *venga collegato in antenna a 150 kV sulla futura Stazione Elettrica di Trasformazione (SE) della RTN 380/150 kV da inserire in entra-esce sulla linea 380 kV Genzano-Bisaccia.*

Il nuovo elettrodotto in antenna a 150 kV per il collegamento della centrale alla S.E. della RTN, costituirà impianto di utenza di connessione, mentre lo stallo arrivo produttore a 150 kV nella suddetta stazione costituirà impianto di rete per la connessione.



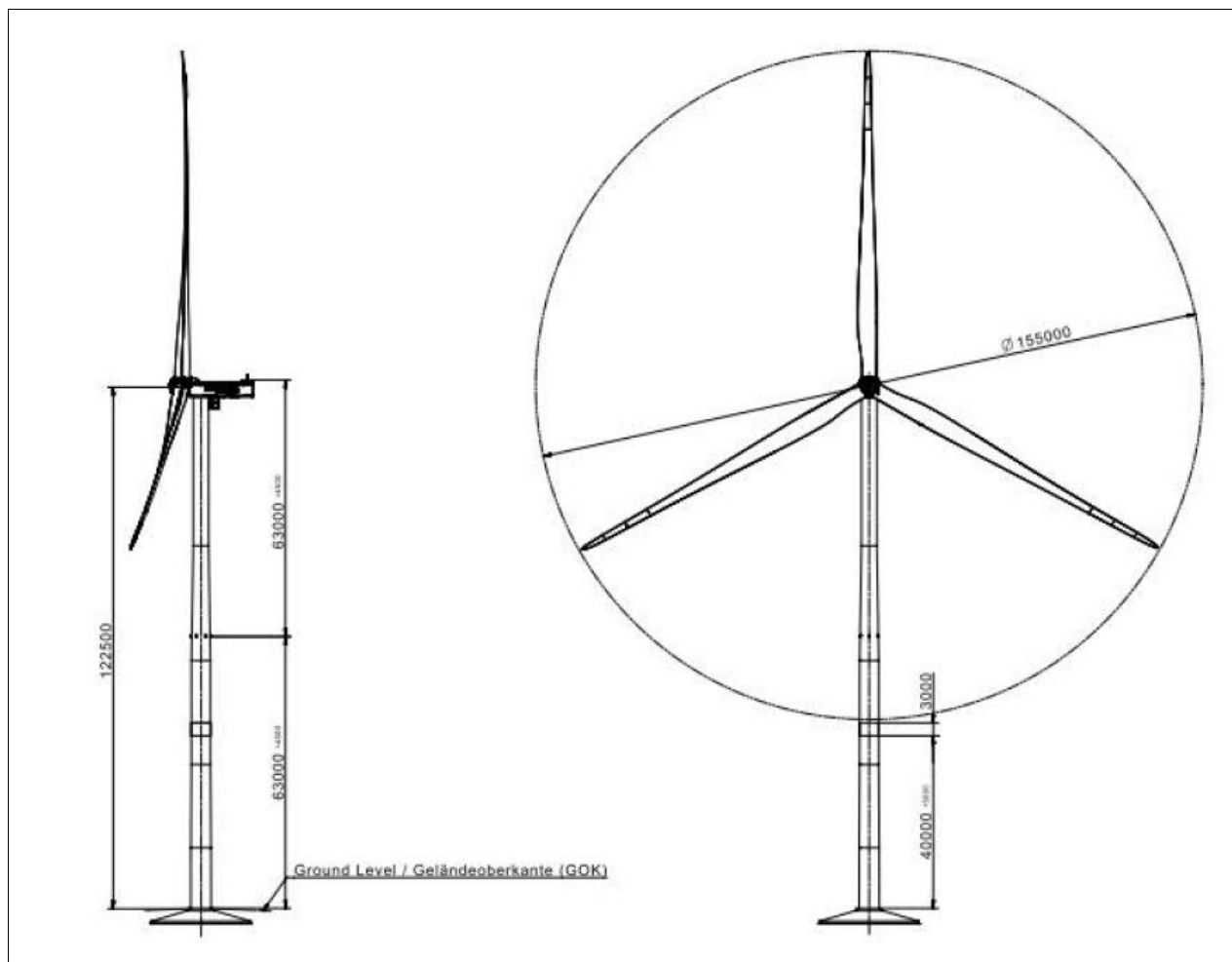


Figura 4: Tipico WTG geometrie complessive



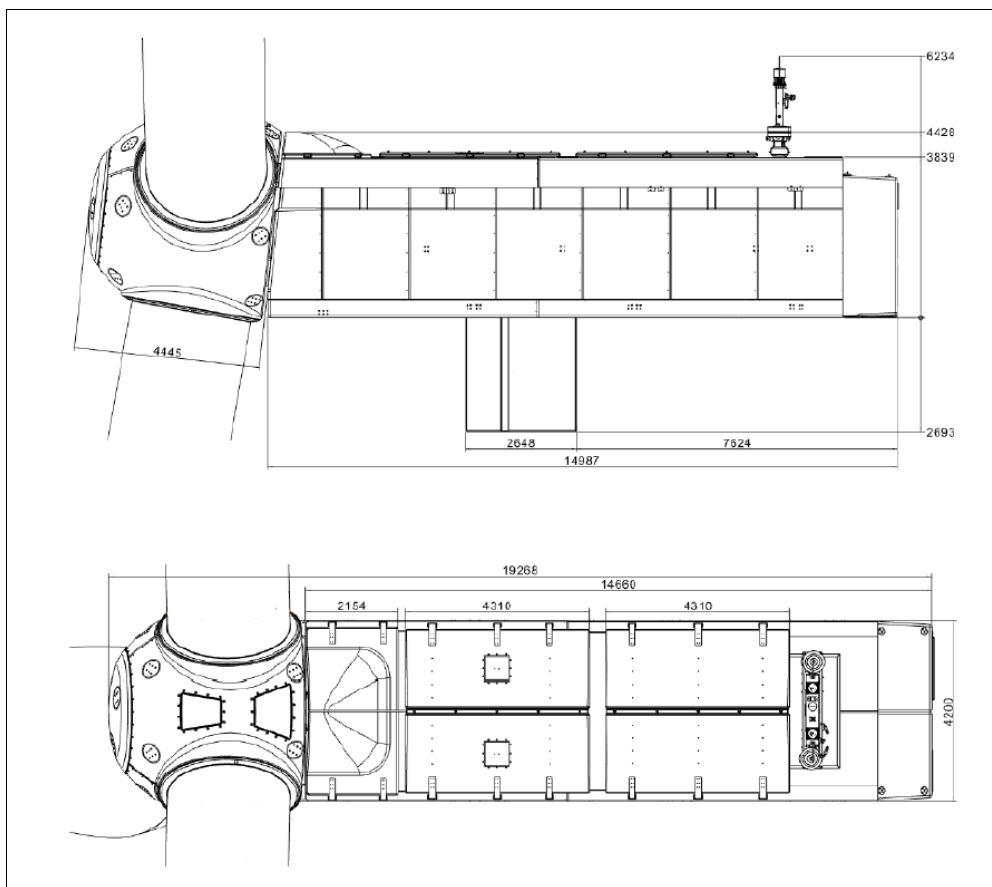


Figura 5: Tipico navicella WTG

Principali caratteristiche WTG	
Altezza mozzo	122,5 m
Diametro rotore	155 m
Lunghezza pala	76 m
Area spazzata	18,869 mq
Potenza nominale	6.0 MW/6.6 MW
Velocità vento di Cut-in	3 m/s
Velocità vento di Cut-out	27 m/s



A.11.b. CARATTERIZZAZIONE DEL SITO

A.11.b.1. Inquadramento territoriale

Il sito interessato alla realizzazione dell'impianto si sviluppa nel territorio di Montemilone, un comune di circa 1.500 abitanti della provincia di Potenza, in Basilicata ed è raggiungibile dalla SS655.

Gli aerogeneratori sorgeranno in aree libere da vegetazione arborea, caratterizzate principalmente da seminativi e privi di vegetazione di pregio.

L'area in questione non presenta insediamenti abitati per cui non risulta interessata da infrastrutture rilevanti, ad eccezione delle linee elettriche AT aeree su strutture tralicciate.

Dal punto di vista urbanistico, i terreni interessati dall'installazione del parco eolico sono destinati a zone agricole, esterne agli ambiti urbani.

Le coordinate geografiche nel sistema UTM (WGS84; Fuso 33) ove sono posizionati gli aerogeneratori sono le seguenti:

WTG	E	N
01	577191	4543571
02	576776	4546260
03	578353	4544544
04	578897	4545090
05	580078	4546499
06	580836	4547147
07	579021	4547767
08	577960	4546741
09	576260	4545630
10	580999	4548160
11	581868	4548799

Per quanto riguarda l'inquadramento catastale delle opere, il layout del parco eolico interesserà il territorio comunale del Comune di Montemilone (PZ), il comune di Venosa per alcuni collegamenti



stradali, mentre la Sottostazione elettrica di trasformazione sarà ubicata sempre nel territorio del Comune di Montemilone (PZ).

Si riportano di seguito gli estremi catastali dei lotti interessati:

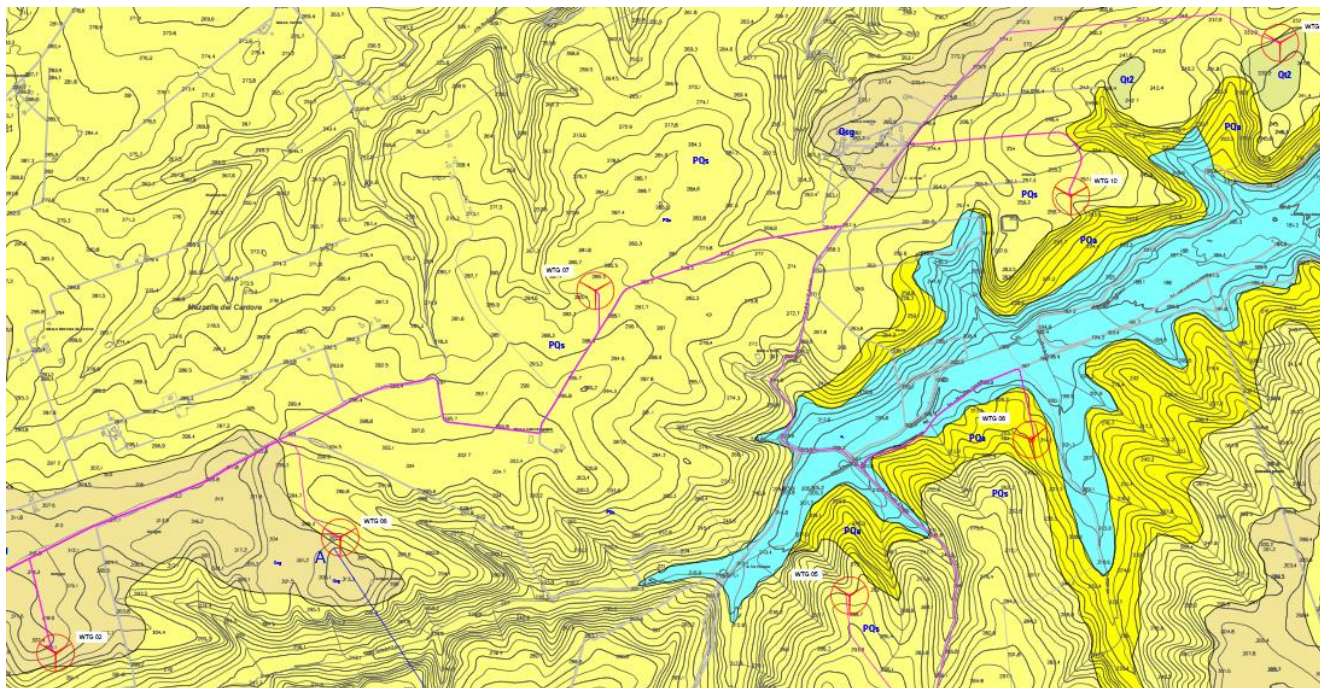
ELEMENTI PROGETTUALI	COMUNE	FOGLIO	PARTICELLA
WTG01	MONTEMILONE	11	8-74-31-32
WTG02	MONTEMILONE	3	140-133
WTG03	MONTEMILONE	4	158-58-77-170-159-157-156-172-173-79
WTG04	MONTEMILONE	4	148-147-144-171-163-80
WTG05	MONTEMILONE	5	61-82-15-234-239-87
WTG06	MONTEMILONE	5	9
WTG07	MONTEMILONE	1	115
WTG08	MONTEMILONE	4	181-182-189-202-86-188-88-87
WTG09	MONTEMILONE	3	46-48-163-95-64-66-98-101-103-82
WTG10	MONTEMILONE	2	53-101-107-106-48-23
WTG11	MONTEMILONE	2	88-89-22-144-85-23
CAVIDOTTO	VENOSA	3	86-53
	MONTEMILONE	3	82-208-164-149-150-115-152-116-25-112-153-140-141-26-114-113-1-84-2-87-29-160-269-265-264-268-18-115-1-12-245
SOTTOSTAZIONE ELETTRICA UTENTE , S.E. TERNA E RACCORDI AEREI	COMUNE DI MONTEMILONE (PZ)	32	58-50-66-253-49-105-67

A.11.b.2. Inquadramento geologico ed idrogeologico

Così come riportato nell'allegato A.2 – 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 ricade al limite tra i Fogli 175 "Cerignola", 176 "Barletta", 187 "Melfi" e 188 "Gravina in Puglia" della Carta Geologica d'Italia (scala 1:100.000).



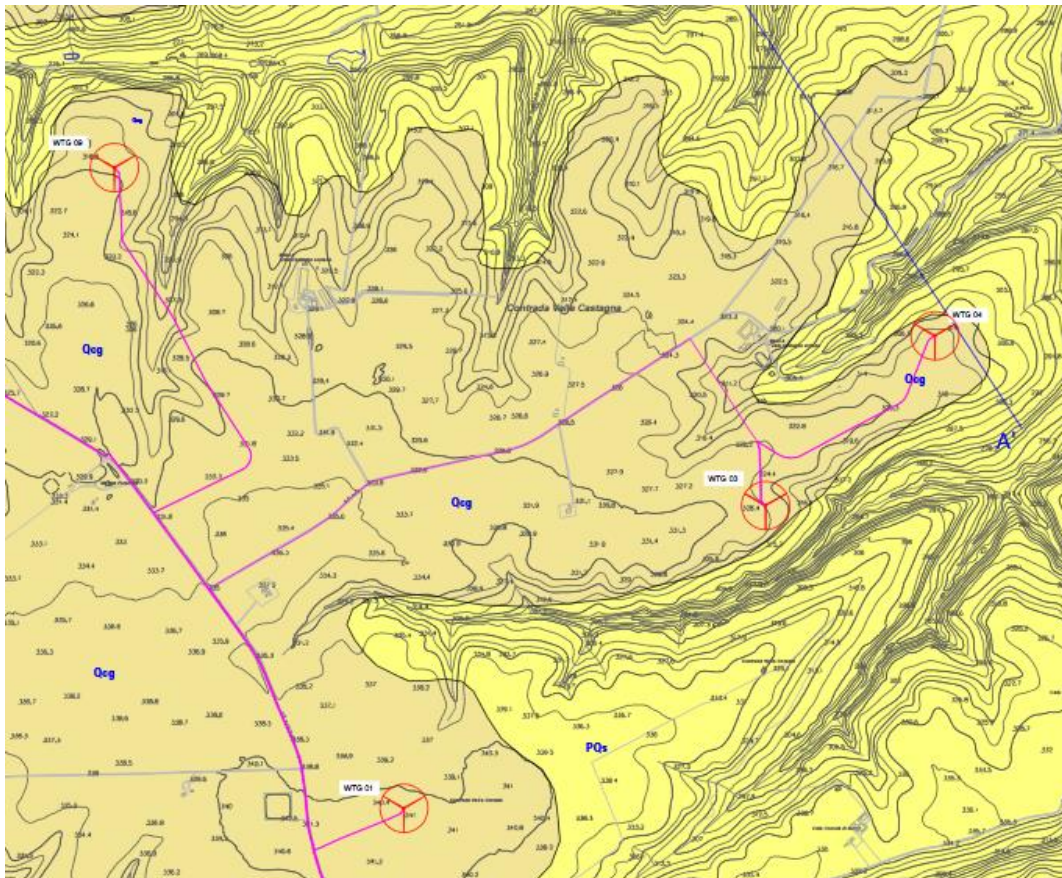


Figura 6: Stralcio Carta Geologica

Come si evince dall'immagine precedente, l'area dove hanno sede quasi tutti gli aerogeneratori rientra nel Pleistocene ed è così composta:

- ❖ **Q_{cg} – Litofacies Conglomeratica** - Conglomerati clasto e matrice-sostenuti, massivi e con stratificazione obliqua e incrociata concava, con a luoghi lenti sabbioso-siltose a laminazione incrociata e piano-parallela, e livelli argilloso-siltosi ricchi di resti di piante (facies alluvionale di tipo braided). A S e SO di Palazzo San Gervasio i depositi precedenti passano a ghiaie e sabbie clinostratificate, di pochi metri di spessore, ricchi di resti fossili, in facies deltizia. Limite inferiore marcatamente erosivo. Spessore massimo affiorante: circa 35 m. (Pleistocene Inferiore - Medio).

Alcuni ricadono in:

- ❖ **PQs - Litofacies Sabbiosa** - Sabbie da medie a grossolane di colore giallo-ocra, a stratificazione incrociata e piano-parallela, con resti di bivalvi, briozoi ed echinidi, e con



intercalazioni verso l'alto di lenti di ghiaia (facies di spiaggia e deltizie). In rapporti di eteropia sono sabbie medie e fini di colore giallo ocra con macrofossili marini (ditrupe e piccoli bivalvi), massive e a laminazione piano-parallela e con piccole lenti conglomeratiche (depositi di fronte deltizio). A tetto dell'unità sono localmente presenti lungo il margine appenninico, alcuni affioramenti di una breccia matrice-sostenuta, con blocchi fino a 2 m di diametro. Spessore: circa 50 m. (*Pleistocene Inferiore*)

Mentre un aerogeneratore ricade in:

- ❖ **PQa -Litofacies Argilloso Siltosa** -Questi litotipi sono in generale caratterizzati da una grande omogeneità laterale e verticale e sono costituiti da alternanze di strati e livelli di limo argilloso, di argille limose grigio-chiare e di sabbie-argillose sottilmente stratificate e generalmente laminate, cui si intercalano straterelli siltosi o argilloso-siltosi caratterizzati di norma da una laminazione parallela. A più altezze si rinvengono corpi lenticolari, di spessore inferiore al metro, costituiti da microconglomerati a matrice sabbiosa, gradati e talora amalgamati. Non di rado si intercalano strati decimetrici di siltiti ed arenarie. Il loro spessore è compreso da 200 a 250 m. (*Pliocene-Calabriano*).

Nell'area in esame, i depositi che vi affiorano fanno parte del ciclo deposizionale plio-pleistocenico dell'Avanfossa Bradanica, serie regressiva e trasgressiva sui Calcari di Altamura e sui Flysch della Catena Appenninica.

In questo quadro paleogeografico si è formato il complesso di sedimenti che costituisce la nota successione della Fossa Bradanica. Questa è costituita da depositi le cui litologie, facies e spessori variano in funzione della loro posizione rispetto ai due margini e che possono schematicamente essere ricondotti a:

- successioni silicoclastiche connesse al margine occidentale del bacino.
- successioni carbonatiche connesse al margine orientale del bacino.
- successioni silicoclastiche e miste di colmamento del bacino.

La configurazione morfologica dell'area in studio è condizionata dalle caratteristiche litologiche, dall'assetto stratigrafico dei terreni affioranti e dall'azione modellatrice delle acque. Nell'insieme il



paesaggio si presenta come una estesa superficie sub-pianeggiante, con pendenze poco accentuate, delimitata da incisioni che si approfondiscono verso i quadranti settentrionali. Le componenti fisicomorfologiche tipiche di questo settore, infatti, sono questi plateau con pendenze non superiore ai 10° delimitati da fossi e valloni con pareti molto acclivi, con angoli fino a 30°, che rispecchiano la natura conglomeratico arenacea dei depositi affioranti.

In particolare le aree del progetto si sviluppano su morfologia poco inclinata, costituita da spianate di sedimentazione marina in cui affiorano terreni granulari appartenenti prevalentemente ai depositi sabbiosi e conglomeratici, che costituiscono la porzione intermedia e di chiusura del Ciclo Sedimentario dell'Avanfossa Bradanica in parte ricoperta da sedimenti di ambiente continentale (depositi alluvionali recenti e terrazzati). La morfologia risulta condizionata dalla natura litologica dei terreni affioranti, con superfici spianate al top del piastrone conglomeratico e forme più aspre in corrispondenza di incisioni pronunciate spesso in corrispondenza del passaggio dagli affioramenti conglomeratici a quelli sabbiosoarenacei.

In un intorno significativo e negli stessi siti di progetto non sono state riconosciute forme gravitative legate a movimenti di versante in atto o in preparazione tali da compromettere la fattibilità degli interventi da realizzare; infatti, l'andamento morfologico risulta regolare. Tale valutazione è congruente con gli strumenti normativi adottati a scala di bacino (Piano Stralcio per la Difesa del Rischio Idrogeologico, redatto dall'Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Meridionale - sede Puglia). I siti, infatti, non ricadono in aree classificate come esposte a pericolosità e rischio da frana per i quali il progetto risulti incompatibile, né interessate da fenomeni di alluvionamento.

Dall'analisi stereoscopica delle foto aeree di qualche anno fa e dal rilevamento geomorfologico in sito, è stato possibile verificare che i pendii in studio presentano un andamento morfologico regolare senza segni di forme e fenomeni di movimenti gravitativi in atto o in preparazione. Inoltre, non sono stati rilevati quei fattori predisponenti al dissesto, infatti: le spianate superficiali hanno pendenze poco accentuate, con un angolo medio non superiore ai 10° mentre le incisioni sono caratterizzate da versanti acclivi con pendenze massime di circa 30°; le caratteristiche litotecniche sono più che soddisfacenti.



È da evidenziare che il principale fattore di modellamento morfologico è dovuto alla coltivazione agraria dei versanti. Strettamente alle aree di sedime si ritiene che la realizzazione del parco eolico, ed in particolar modo dell'area impianto, in virtù delle caratteristiche litotecniche dei terreni di sedime, non inficerà le condizioni di stabilità dei pendii in quanto si procederà alla sistemazione superficiale dei terreni con regimentazione delle acque di corrivazione.

Anche la posa del cavidotto, per il quale sarà necessario uno scavo limitato nelle dimensioni e nei volumi di terreno rimossi, non intaccherà i fattori di sicurezza preesistenti delle aree attraversate dall'opera a rete.

In virtù di quanto rilevato nella relazione Geologica (cfr. allegato A.2), 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 ininfluente sul grado di *pericolosità/rischio idrogeologico* delle aree attraversate che, comunque, si presentano stabili.

A.11.b.3. Caratterizzazione geotecnica del sottosuolo

Ai fini della definizione del modello geotecnico del sottosuolo, si rimanda al successivo grado di approfondimento della progettazione e alla verifica puntuale delle caratteristiche litologiche, geotecniche, idrogeologiche e sismiche dei terreni del substrato.

Ai fini del presente calcolo, tuttavia, si sono considerati attendibili i parametri geotecnici:

peso di volume	$\gamma = 18.70$	kN/m^3
peso di volume saturo	$\gamma_s = 19.00$	kN/m^3
coesione efficace	$c' = 25/28$	kN/m^2
angolo d'attrito	$\varphi = 21/23$	$^\circ$

Attraverso opportune correlazioni si sono, inoltre, fatte le seguenti assunzioni:



coesione non drenata $C_u = 200$ kN/m^2

modulo di Young $E = 20$ N/mm^2

A.11.c. IPOTESI DI PROGETTO DELLA FONDAZIONE

Le fondazione in progetto è in calcestruzzo armato, con pianta di forma circolare di diametro $D_e = 24.50$ m, a spessore variabile da un minimo di 1mt, sul bordo esterno, ad un massimo di 3mt in corrispondenza della zona centrale di attacco della parte in elevazione della torre.

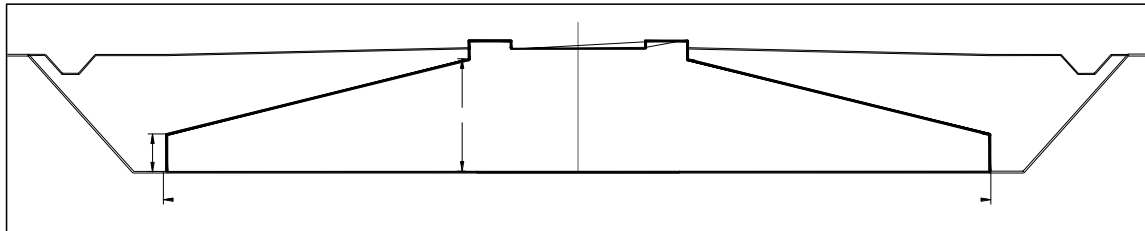


Figura 7: sezione qualitativa plinto fondazione

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.



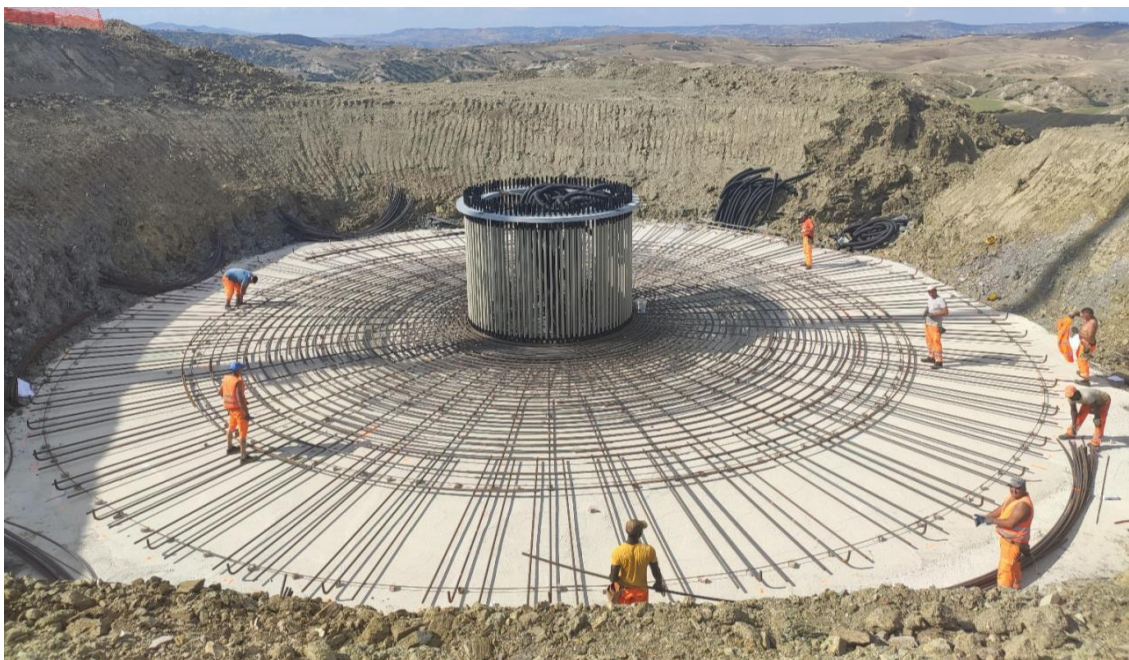


Figura 8: Posa anchor cages tipo



Figura 9: 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.

A.11.d. 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 A.11.1.3.3;

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.

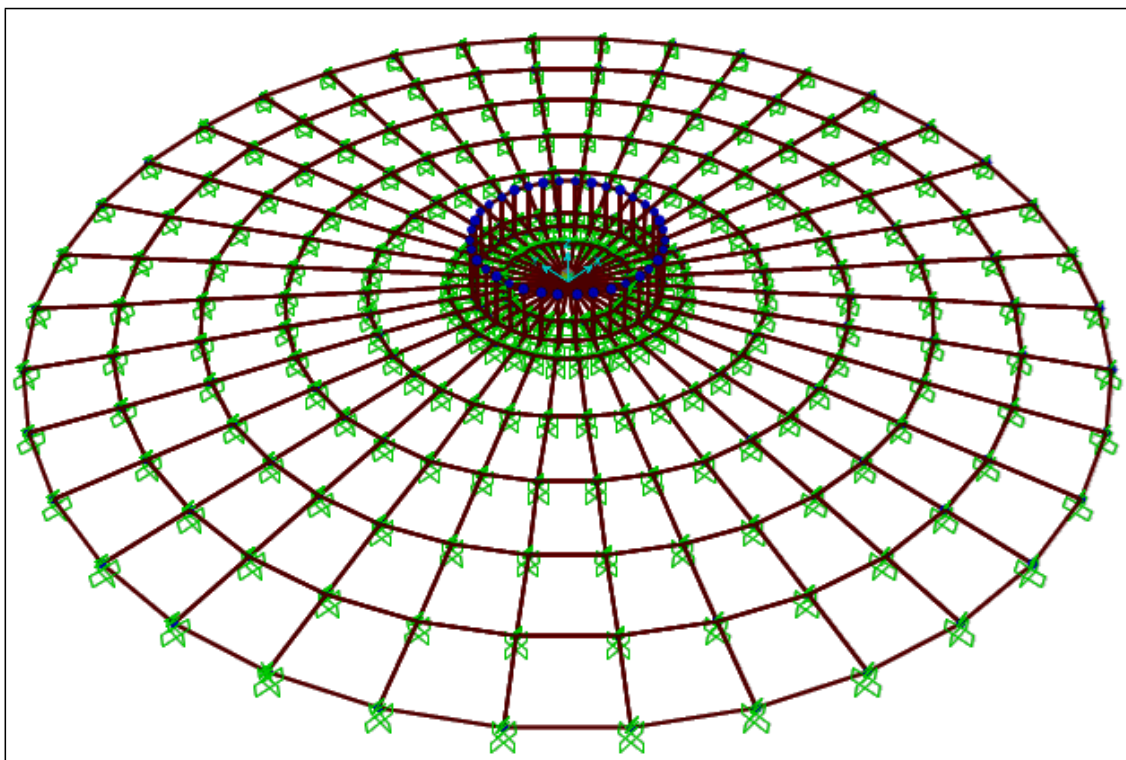


Figura 10: modello di calcolo a elementi finiti



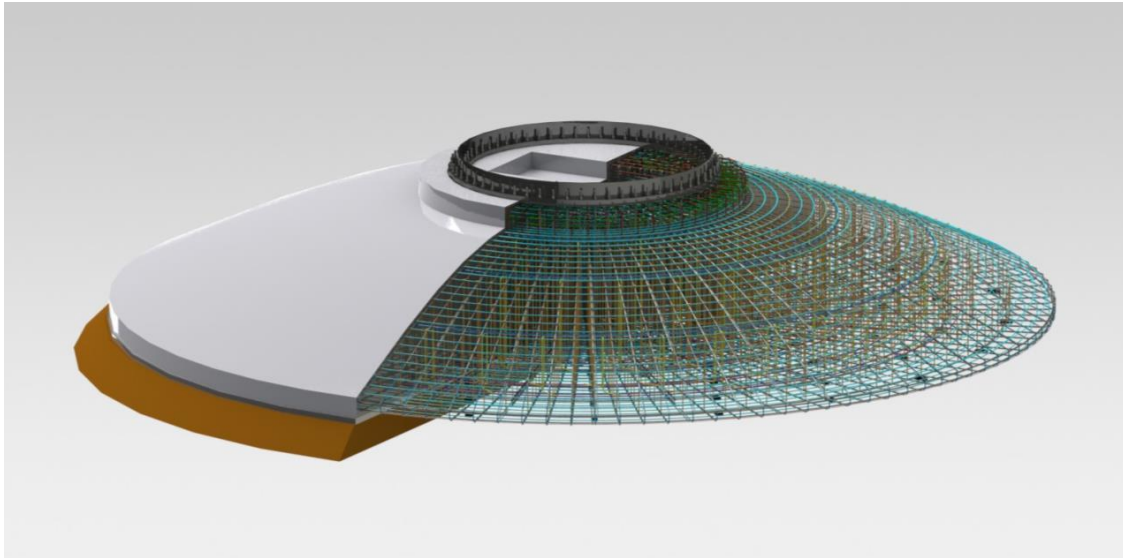


Figura 11: Modello 3d fondazione

A.11.e. NORME DI RIFERIMENTO

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

A.11.f. 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/mm²



fck	29.05	N/mm ²
γc	1.50	
αcc	0.85	
fcd	16.46	N/mm ²
fctm	2.83	N/mm ²
fctd	1.32	N/mm ²
v1	0.50	
f'cd	8.23	N/mm ²
Ecm	32588.11	N/mm ²

ACCIAIO PER ARMATURE

Tipo	B 450 C
fy	450.00 N/mm ²
ft	540.00 N/mm ²
γs	1.15
fyd	391.30 N/mm ²
Es	210'000.00 N/mm ²
εyd	1.86
εud	67.50

A.11.g. ANALISI DEI CARICHI

I carichi considerati nel modello sono:

- 1) I carichi provenienti dalla struttura in elevazione (Fz, Fx, Fy, Mz, Mx, My);
- 2) Il peso proprio della fondazione (calcolato in automatico dal software di calcolo);
- 3) Il peso del terreno di rinterro (sovraccarico permanente).

A.11.g.1. 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 12: 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	12IceUHWO100(fam27)	1.35	Abs	37170	2040	379.6	-5094	[2]

Figura 13: 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 14: 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 15: Coefficienti di combinazione previsti dalla specifica tecnica

A.11.g.2. Peso proprio della fondazione

La geometria della fondazione è di seguito definita:

Diametro del plinto di fondazione:	De	=	24.00	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.11.g.3. 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 16: carichi dovuti al riempimento

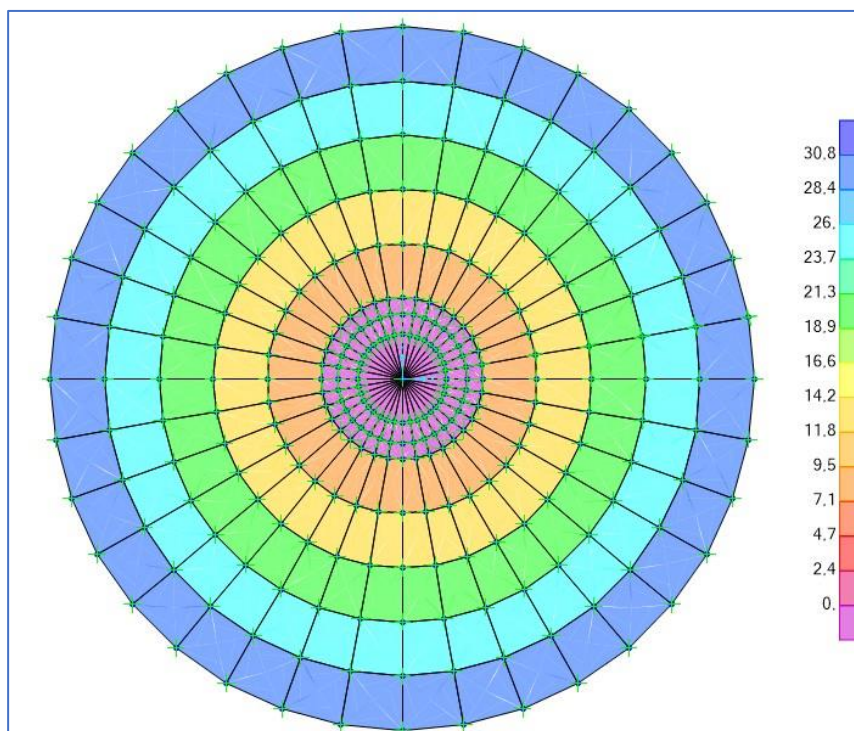


Figura 17: Distribuzione delle pressioni dovute al riempimento sul plinto

Il peso totale del riempimento è pari a 9.574 kN.

A.11.g.4. Azione sismica

Dal punto di vista sismico l'area in oggetto è classificata come zona sismica 2 (O.P.C.M. 3274/'03). Si riportano le seguenti ipotesi di caratterizzazione sismica del sito e dell'opera in oggetto:



Zona sismica	Zona 2
Vita nominale	50 anni
Classe d'uso	IV
C_U	2,0
Periodo di riferimento per l'azione sismica – $V_R = V_N * C_U$	100 anni
Categoria suolo di fondazione	C
Categoria topografica	T1 ($i < 15^\circ$)

In funzione dei dati sopra riportati si calcolano i parametri utili alla costruzione dello spettro elastico di progetto:

Stati limite		P_{VR}	T_R [anni]	a_g [m/s ²]	F_o [-]	T_c^* [s]
Stati limite di esercizio	SLO	81%	30	0,037g	2,420	0,278
	SLD	63%	35	0,039g	2,423	0,289
Stati limite ultimi	SLV	10%	332	0,085g	2,635	0,429
	SLC	5%	682	0,104g	2,729	0,456

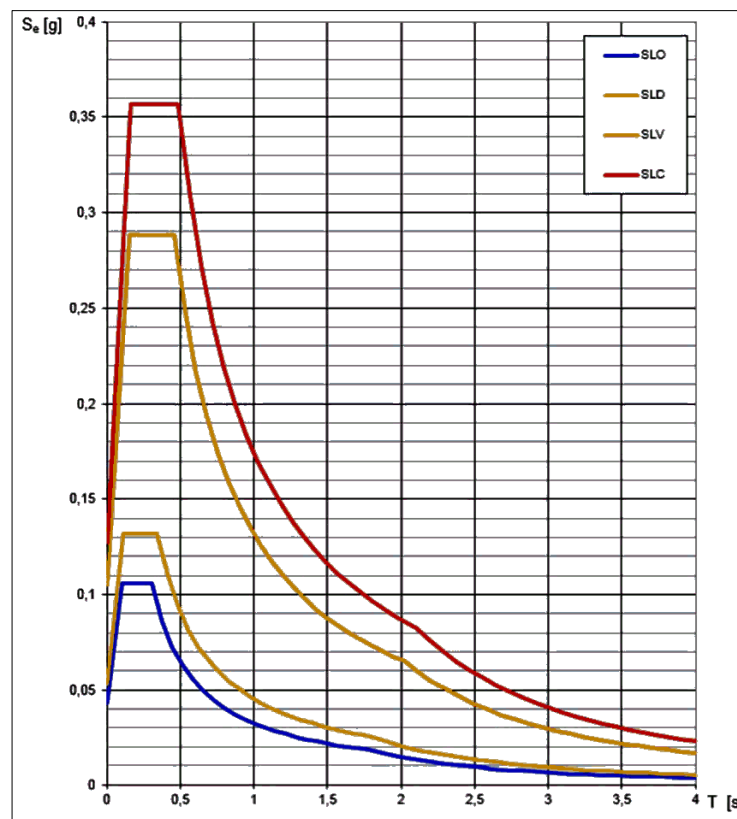


Figura 18: Spettri elastici di progetto



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.11.g.5. 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.

		NORMA DI	COEFFICIENTI PARZIALI γ_F
--	--	----------	----------------------------------



AZIONE	TIPO DI CARICO	RIFERIMENTO	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 19: 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 20: 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.
					$\tan(\varphi')$	c'	Cu		
GEO (abnormal)	Carico limite	Approccio 2	A1+M1+R3	Abnormal 2	1.00	1.00	1.00	2.30	3.11
	Carico limite	Approccio 2	A1+M1+R3	Abnormal 1	1.00	1.00	1.00	2.30	-
	Scorrimento	Approccio 2	A1+M1+R3	Abnormal 2	1.00	1.00	1.00	1.10	2.77
GEO (normal)	Carico limite	Approccio 2	A1+M1+R3	Normal SLU2	1.00	1.00	1.00	2.30	2.91
	Carico limite	Approccio 2	A1+M1+R3	Normal SLU1	1.00	1.00	1.00	2.30	3.01
	Scorrimento	Approccio 2	A1+M1+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



A.11.h. 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.11.h.1. 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 21: 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 22: Verifica di Gapping

A.11.h.2. 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 23: 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 = Ms / Mo	2.251	2.326

Figura 24: Verifica a ribaltamento

A.11.h.3. 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 25: 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	$2 R [1-(1-B_e/2R)^2]^{1/2}$		
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'	$2*M_z/L_{eff}+[H^2+(2*M_z/L_{eff})^2]^{1/2}$	3'053.40	kN
Inclination of foundation	η		0.0°	
N_c	N_c	$(7.82 - 1) / \tan(22.0^\circ) =$	16.883	
N_q	N_q		1	
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	$1 - 0.3 * 14.41 / 19.62 =$	0.780
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	$(1 - 3063.4 / (3894 + 282.73 * 25.0) \tan(22.0^\circ))^{(1.58 - 0.912)}$	0.917
Load inclination factor	i_γ	$(1 - 3063.4 / (3894 + 282.73 * 25.0) \tan(22.0^\circ))^{(1.58 - 0.780)}$	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	$(1 - \tan(0.0^\circ) * \tan(22.0^\circ))^2 =$	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 26: Verifica a carico limite in condizioni drenate – Combinazione Abnormal 2 (4)



Consulenza: **Atech srl**
Proponente: **NAUSICAA Srl**

STUDIO DI IMPATTO AMBIENTALE

Progetto per la realizzazione di un impianto eolico costituito da 11 turbine e relative opere di connessione da realizzarsi nei comuni di Venosa e Montemilone (PZ)



Elaborato: **Relazione preliminare delle strutture**

Rev. 0 – Aprile 2021

Pag. **32** a **54**

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 doudation	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	$\gamma \cdot D \cdot (1 + \tan^2 \phi) \cdot \tan \phi$		
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		$1 + \frac{1.41 \cdot \tan^2 \phi}{D}$		
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		$(1 - 4'020.07 / (39'963 + 277.19 * 25.0) \cdot \tan(22.0^\circ))^{1.5} =$	0.891
Load inclination factor	i_γ		$(1 - 4'020.07 / (39'963 + 277.19 * 25.0) \cdot \tan(22.0^\circ))^{1.5} \cdot (1.58 - 1) =$	0.828
Found. inclination fact.	i_b		$1.0 - (1 - 1.0)/(16.88 * \tan(22.0^\circ)) =$	1.000



Found. inclination fact.	b_q	$(1 - \tan(0.0^\circ) * \tan(22.0^\circ))^2 =$	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}	$39962.92 / 277.19 =$	144	kPa
Bearing check	FS	$418.9 / 144.17 =$	2.906 > 1 OK

Figura 27: 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 doudnation	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_γ	0 =	0.000	



Shape factor	sc	$1 + 0.2 * (16.04 / 20.18) =$	1.159	
Shape factor	sq	$1 =$	1.000	
Shape factor	sy	$1 =$	1.000	
Load inclination factor	ic	$1/2 * [1 + \sqrt{(1 - 3'917.14 / 323.6 / 200.0)}] =$	0.985	
Load inclination factor	iq	$1 =$	1.000	
Load inclination factor	iy	$1 =$	1.000	
Found. inclination fact.	bc	$1 - 2 * \text{rad}(0.0^\circ) / (2 + \pi) =$	1.000	
Found. inclination fact.	bq	$1 =$	1.000	
Found. inclination fact.	by	$1 =$	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 28: Verifica a carico limite in condizioni non drenate – Combinazione Normal SLU 1

A.11.h.4. 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 29: 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 30: 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 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
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	$F_z \tan(\delta) / \gamma?$	9'508	kN
Sliding check	FS	$9'508.39 / 4'020.07 =$	2.365	> 1 OK

Figura 31: Verifica a slittamento – Combinazione Normal SLU 2



A.11.h.5. 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	ν		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 32: Valutazione della costante di Winkler

A.11.h.6. 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) (Layer 2) (mean value)	20.00 N/mm ² 0.00 N/mm ² 20.00 N/mm ²
Thickness of Layer 1	t ₁	(Layer 1)	120.00 m
Bending moment (Q _p)	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 33: Valutazione del cedimento massimo differenziale (rotazione) in combinazione SLE rara (Normal)

A.11.i. VERIFICHE STRUTTURALI

A.11.i.1. 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 34: Valori massimi dei momenti di piastra



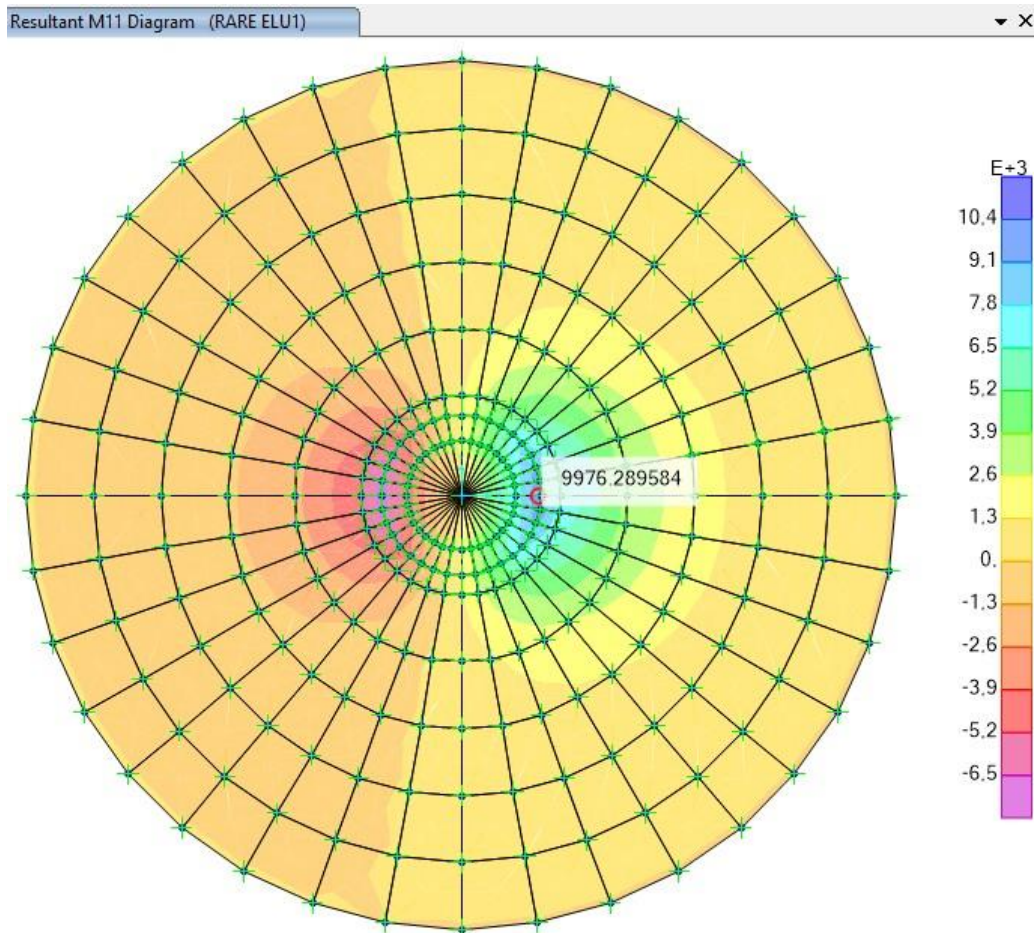


Figura 35: Momento Massimo M₁₁ Normal SLU 1 [kNm/m]

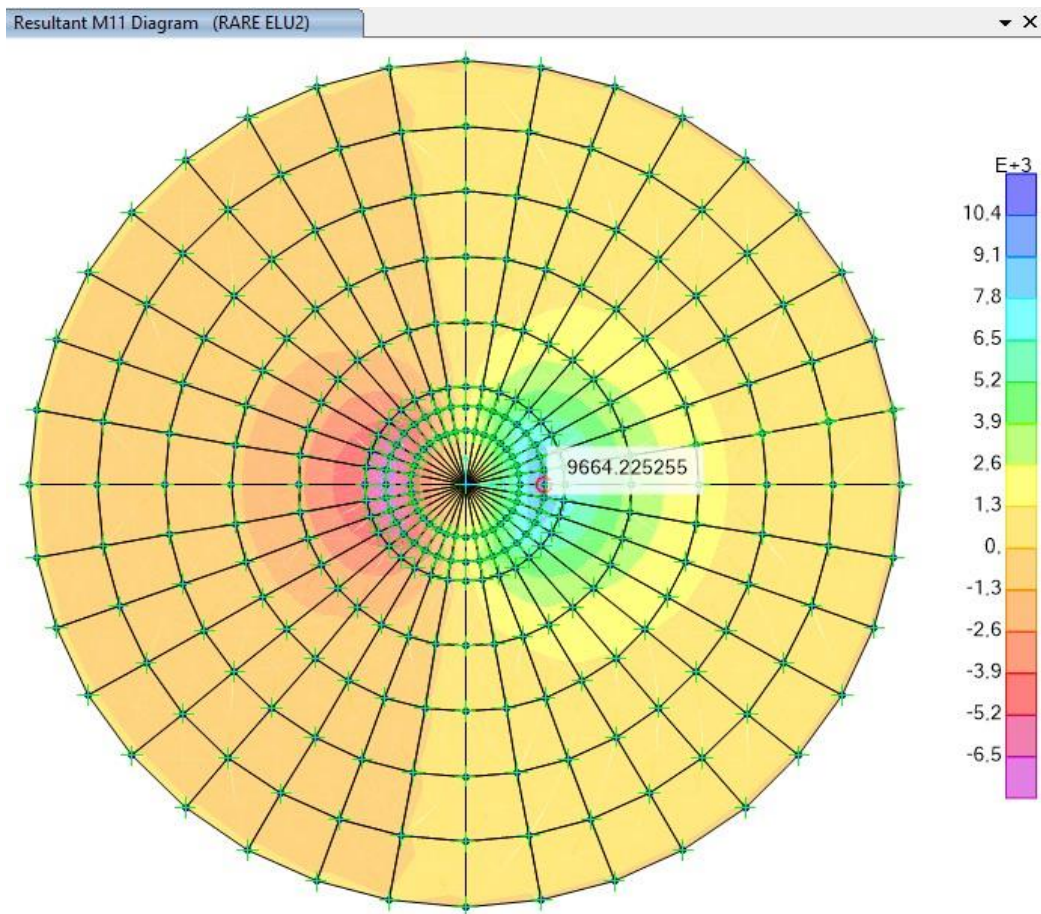


Figura 36: Momento Massimo M_{11} Normal SLU 2 [kNm/m]

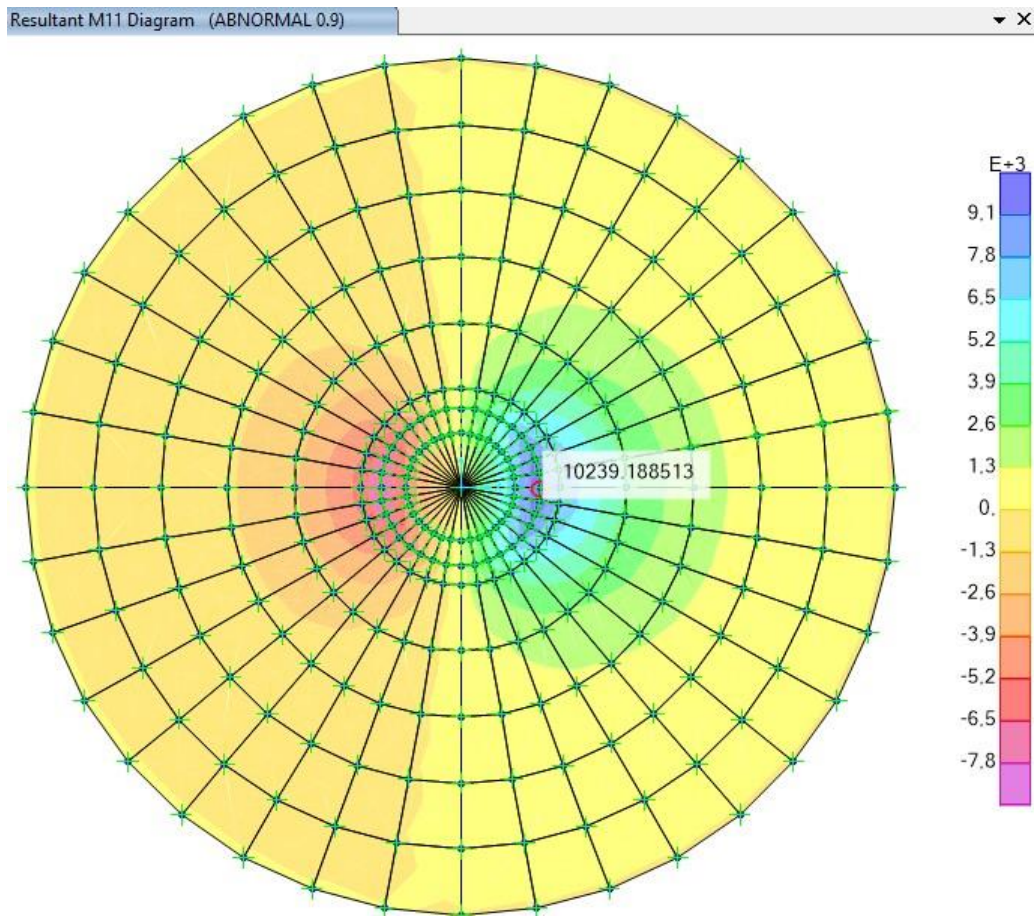


Figura 37: Momento Massimo M_{11} ABNORMAL 0.9 [kNm/m]

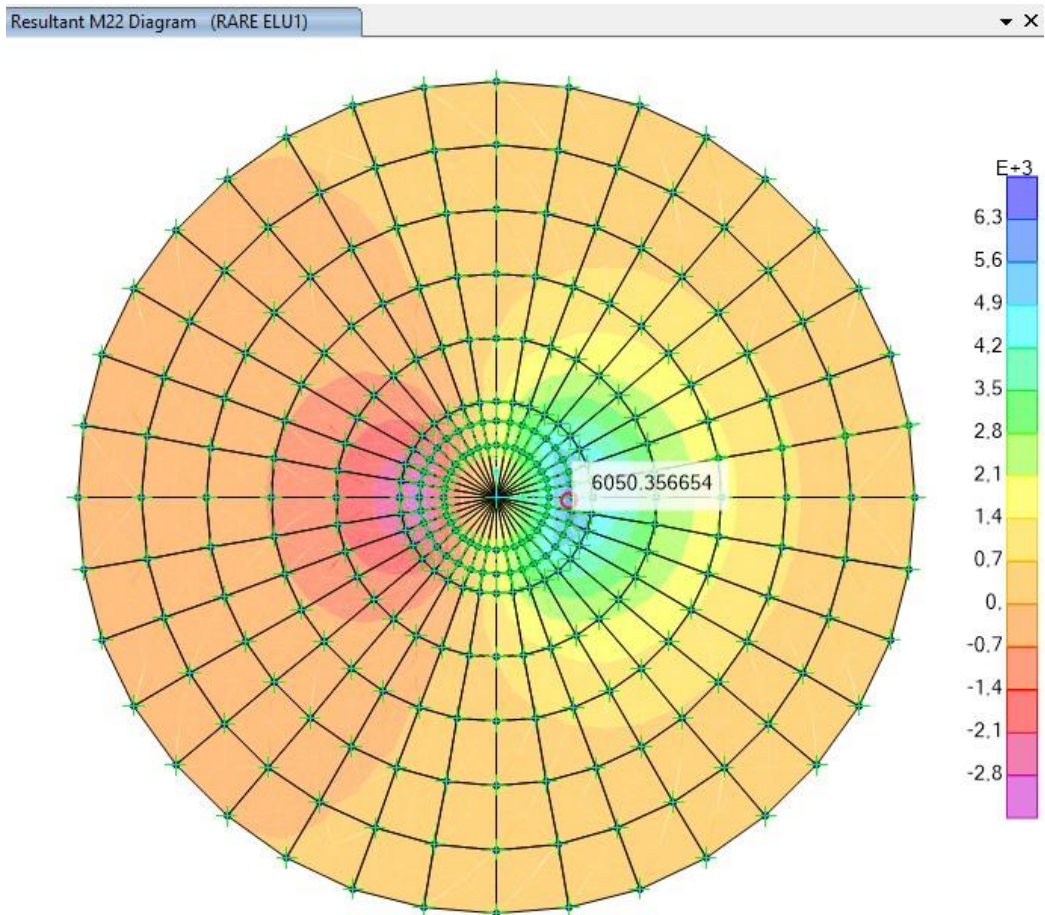


Figura 38: Momento Massimo M₂₂ Normal SLU 1 [kNm/m]

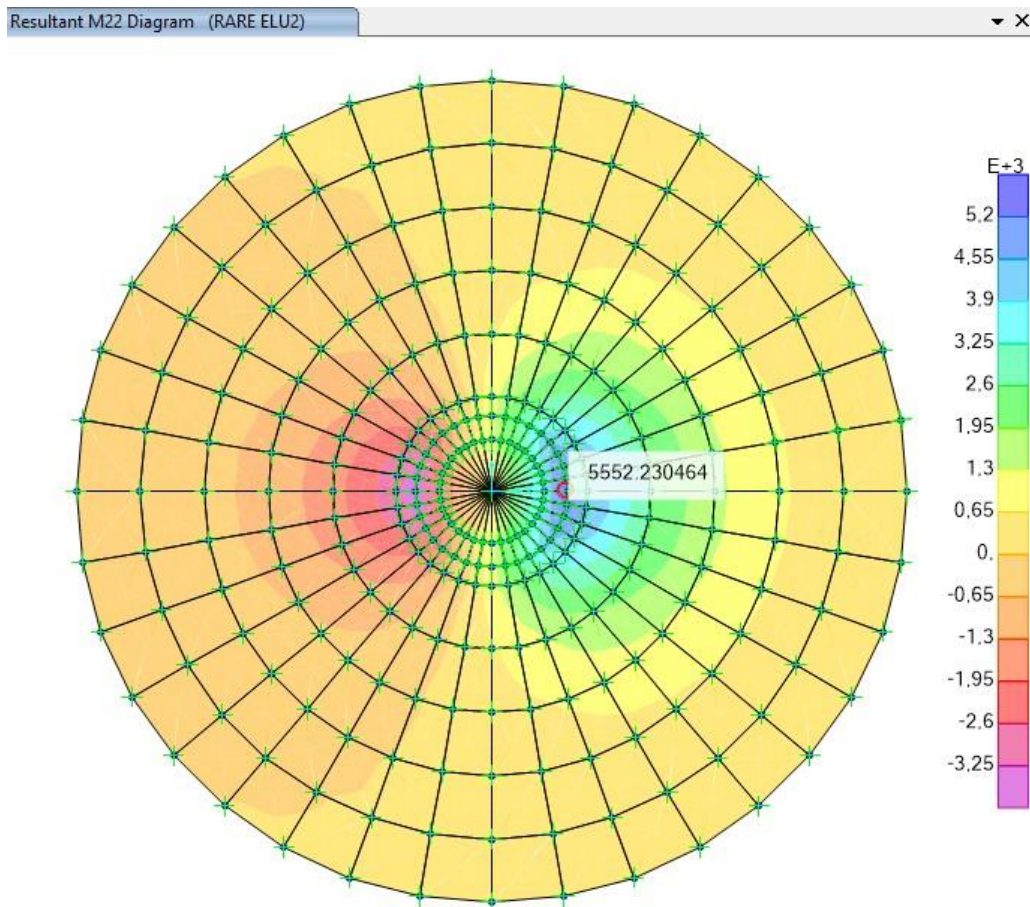


Figura 39: Momento Massimo M₂₂ Normal ELU 2 [kNm/m]

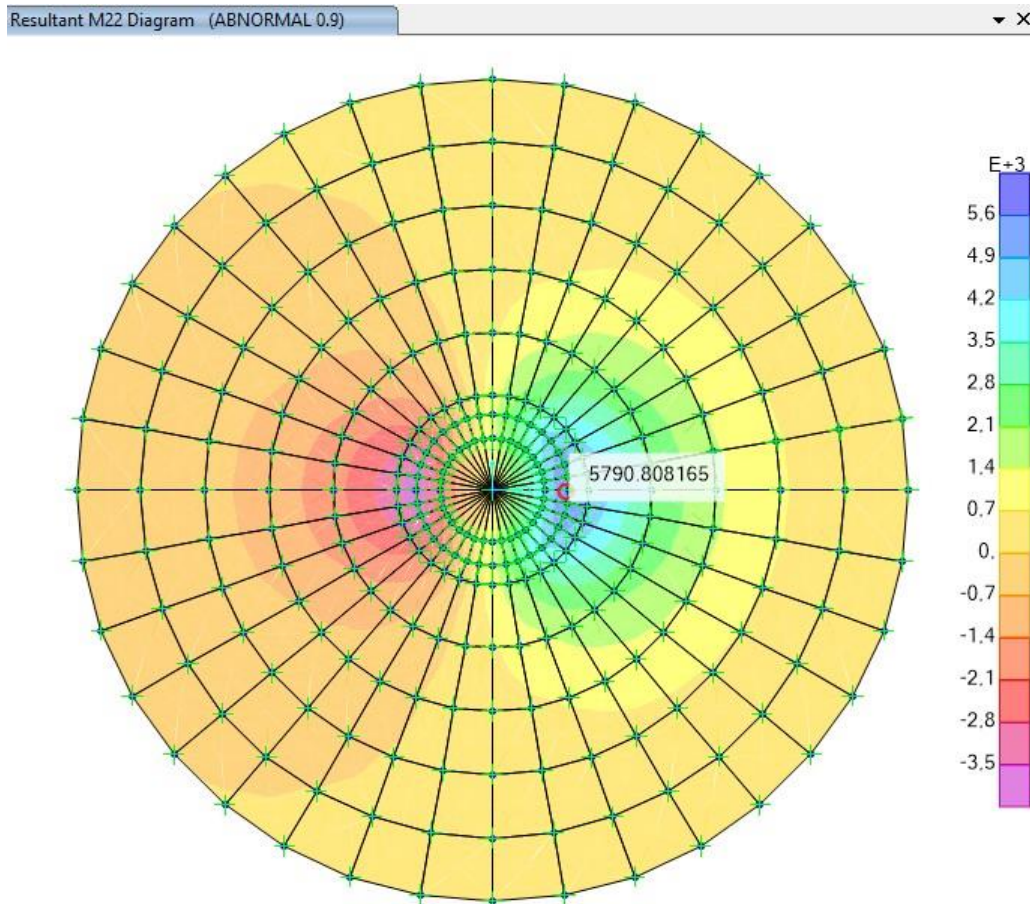


Figura 40: Momento Massimo M₂₂ ABNORMAL 0.9 [kNm/m]

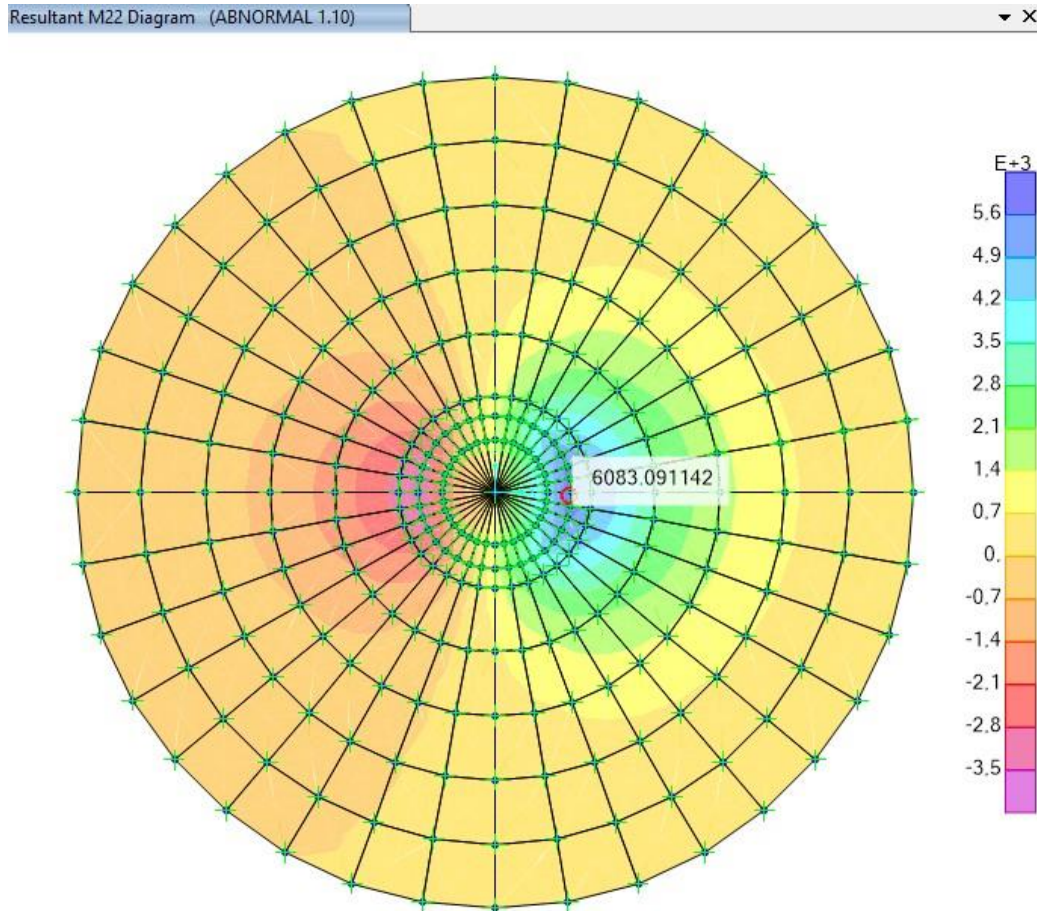


Figura 41: Momento Massimo M₂₂ ABNORMAL 1.10 [kNm/m]

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 ABNORMAL 1.10	M2(+) [kNm/m]	4'737.2	3'426.1	1'700.6	899.2	521.2	248.8	124.0
	M2(-) [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 QP SLE	M2(+) [kNm/m]	7'315.3	5'504.0	2'626.1	1'315.4	546.2	123.0	-13.1
	M2(-) [kNm/m]	-5'442.4	-3'926.0	-1'760.8	-865.9	-357.2	-80.0	8.8

Figura 42: Valori massimi/minimi delle sollecitazioni di piastra in funzione della distanza R dal centro del plinto

A.11.i.2. 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.11.i.3. 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 f _{ctm} / f _{yk} A _{cls})	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 f _{ctm} / f _{yk} A _{cls})	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 43: 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.11.i.4. 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 f _{ctm} / f _{yk} A _{cls})	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 f _{ctm} / f _{yk} A _{cls})	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 44: Dimensionamento e verifica dei minimi normativi per i ferri radiali inferiori (3 strati Ø32)



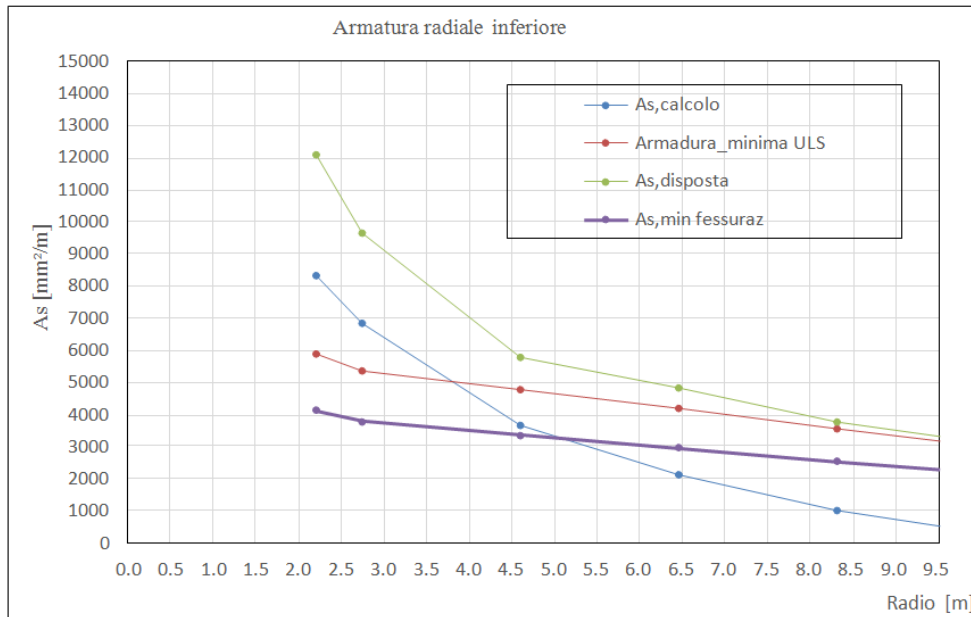


Figura 45: Area armatura radiale inferiore: da calcolo, minima (da norma), effettivamente disposta e da fessurazione

A.11.i.5. Dimensionamento delle armature circolari superiori

ARMATURA CIRCONFERENZ. SUP	r_i	h_i = altezza sez. [m]	d^* = altezza utile [m]
	[m]	[m]	[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}	$A_{s',calcolo}$	$n \cdot \emptyset 25 / m$
[kNm/m]	[N/mm²]	[mm²/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 [mm ²]	A _{s',min} [mm ² /m] 20% A _{s,long,inf}	A _{s',min} fessura z. [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.Ø 25 / m (min)	n.Ø 25 / sect. disposta	n.Ø 25 / m disposta	A _{s',disposta} [mm ² /m]	CHECK
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 46: Dimensionamento e verifica dei minimi normativi per i ferri circolari superiori

A.11.i.6. Dimensionamento delle armature circolari inferiori

ARMATURA CIRCONF. INF.	r _i [m]	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 47: Dimensionamento e verifica dei minimi normativi per i ferri circolari inferiori

A.11.i.7. 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 Ø 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 48: 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 49: Dimensionamento dell'armatura trasversale (a taglio) di piastra

A.11.i.8. Verifiche tensionali/di fessurazione

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



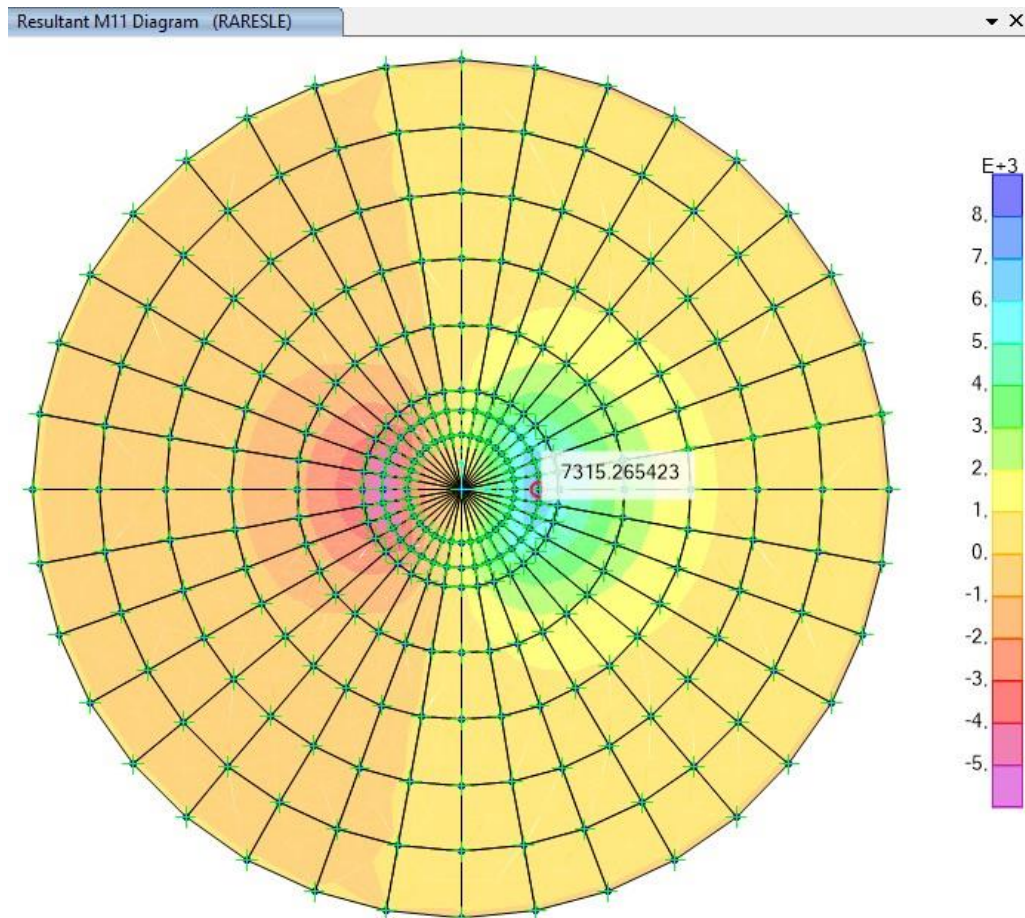


Figura 50: Momento radiale in combinazione SLE Rara [kNm/m]