

REGIONE  
BASILICATA



Comune  
FORENZA



Comune  
PALAZZO  
SAN GERVASIO



Provincia  
POTENZA



**PROGETTO DEFINITIVO RELATIVO ALLA REALIZZAZIONE DI UN  
IMPIANTO EOLICO COSTITUITO DA 7 AEROGENERATORI E  
DALLE RELATIVE OPERE DI CONNESSIONE ALLA R.T.N.**

RELAZIONE PRELIMINARE SULLE STRUTTURE

ELABORATO

**A.10**

PROPONENTE:



**SKI W A9 s.r.l.**

via Caradosso n.9  
Milano 20123  
P.Iva 12655800964  
skiwa9@unapec.it

PROGETTO E SIA:



**ATECH srl**

Via Caduti di Nassirya, 55  
70124- Bari (BA)  
pec: atechsrl@legalmail.it  
Ing. Alessandro Antezza

Il DIRETTORE TECNICO  
Ing. Orazio Tricarico



**SOLARITES s.r.l.**

piazza V.Emanuele II n.14  
Ceva (CN) 12073

CONSULENZA:

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

<b>A.11.a. PREMESSA .....</b>	<b>3</b>
<b>A.11.b. CARATTERIZZAZIONE DEL SITO .....</b>	<b>3</b>
<b>A.11.b.1. Inquadramento territoriale .....</b>	<b>3</b>
<b>A.11.b.2. Inquadramento geologico ed idrogeologico.....</b>	<b>8</b>
<b>A.11.c. IPOTESI DI PROGETTO DELLA FONDAZIONE .....</b>	<b>10</b>
<b>A.11.d. MODELLO DI CALCOLO .....</b>	<b>12</b>
<b>A.11.e. NORME DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>14</b>
<b>A.11.f. MATERIALI STRUTTURALI.....</b>	<b>14</b>
<b>A.11.g. ANALISI DEI CARICHI .....</b>	<b>15</b>
<b>A.11.g.1. Azioni derivanti dalla sovrastruttura.....</b>	<b>15</b>
<b>A.11.g.2. Peso proprio della fondazione.....</b>	<b>16</b>
<b>A.11.g.3. Peso proprio del riempimento.....</b>	<b>17</b>
<b>A.11.g.4. Azione sismica.....</b>	<b>18</b>
<b>A.11.g.5. Approcci di progetto e combinazioni di carico.....</b>	<b>24</b>
<b>A.11.h. VERIFICHE DI SICUREZZA GLOBALI.....</b>	<b>27</b>
<b>A.11.h.1. Gapping.....</b>	<b>27</b>
<b>A.11.h.2. Ribaltamento .....</b>	<b>28</b>
<b>A.11.h.3. Carico limite.....</b>	<b>29</b>
<b>A.11.h.4. Slittamento .....</b>	<b>34</b>
<b>A.11.h.5. Valutazione del modulo di reazione (Winkler) .....</b>	<b>36</b>
<b>A.11.h.6. Valutazione dei cedimenti.....</b>	<b>36</b>
<b>A.11.i. VERIFICHE STRUTTURALI .....</b>	<b>37</b>
<b>A.11.i.1. Risultati dell'analisi.....</b>	<b>37</b>
<b>A.11.i.2. Verifiche della resistenza a flessione .....</b>	<b>45</b>

<b>A.11.i.3. Dimensionamento delle armature superiori .....</b>	<b>45</b>
<b>A.11.i.4. Dimensionamento delle armature inferiori .....</b>	<b>46</b>
<b>A.11.i.5. Dimensionamento delle armature circolari superiori .....</b>	<b>47</b>
<b>A.11.i.6. Dimensionamento delle armature circolari inferiori .....</b>	<b>48</b>
<b>A.11.i.7. Verifica a taglio .....</b>	<b>49</b>
<b>A.11.i.8. Verifiche tensionali/di fessurazione.....</b>	<b>51</b>

### **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 "Wind Farm Costa delle Ripe" di potenza complessiva pari a 50,4 MW e relative opere di connessione alla RTN da realizzare nel comune di Forenza (Provincia di Potenza, in Regione Basilicata).**

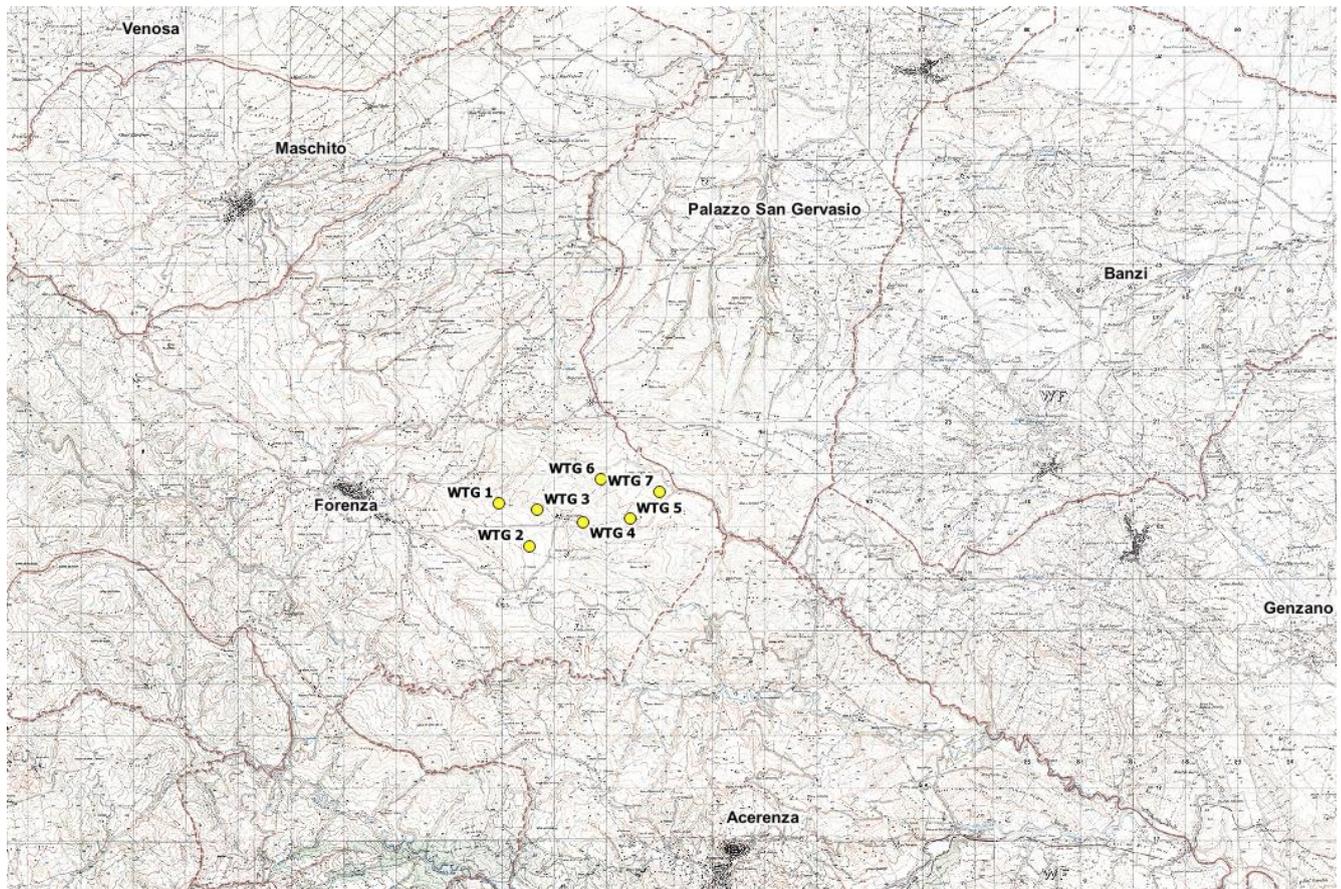
Progetto proposto dalla società **SKI W A9 S.r.l.**

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.

### **A.11.b. CARATTERIZZAZIONE DEL SITO**

#### **A.11.b.1. Inquadramento territoriale**

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 **Forenza (PZ).**



**Figura 1-1: Inquadramento intervento di area vasta**

Il sito di intervento è situato a circa 2,5 km del centro abitato di Forenza posto ad ovest, mentre ad est, dista circa 9 km da centro abitato del comune di Genzano di Lucania, a sud/est, dista circa 6 km dal centro abitato di Acerenza, a nord distati rispettivamente circa 7 e 9 km dal centro abitato di Maschito e Palazzo San Gervasio.

È raggiungibile a nord, direttamente dalla strada Provinciale del Vulture 8, raggiungibile dalla SP168, da imboccare uscendo in direzione Palazzo San Gervasio percorrendo la SS655.

L'impianto è composto da 7 macchine con potenza unitaria di 7.2 MW, per una potenza complessiva pari a 50.4 MW.

Il sistema, quindi, sarà composto dai seguenti elementi principali:

- N° 7 Aerogeneratori tripala, di potenza unitaria pari a 7.2 MW, altezza mozzo 135 m, diametro rotore 175 m;
- Vani tecnici di trasformazione interni alle torri;
- Quadri elettrici MT;
- Cabina di Raccolta;
- Sottostazione di trasformazione utente.

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.

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

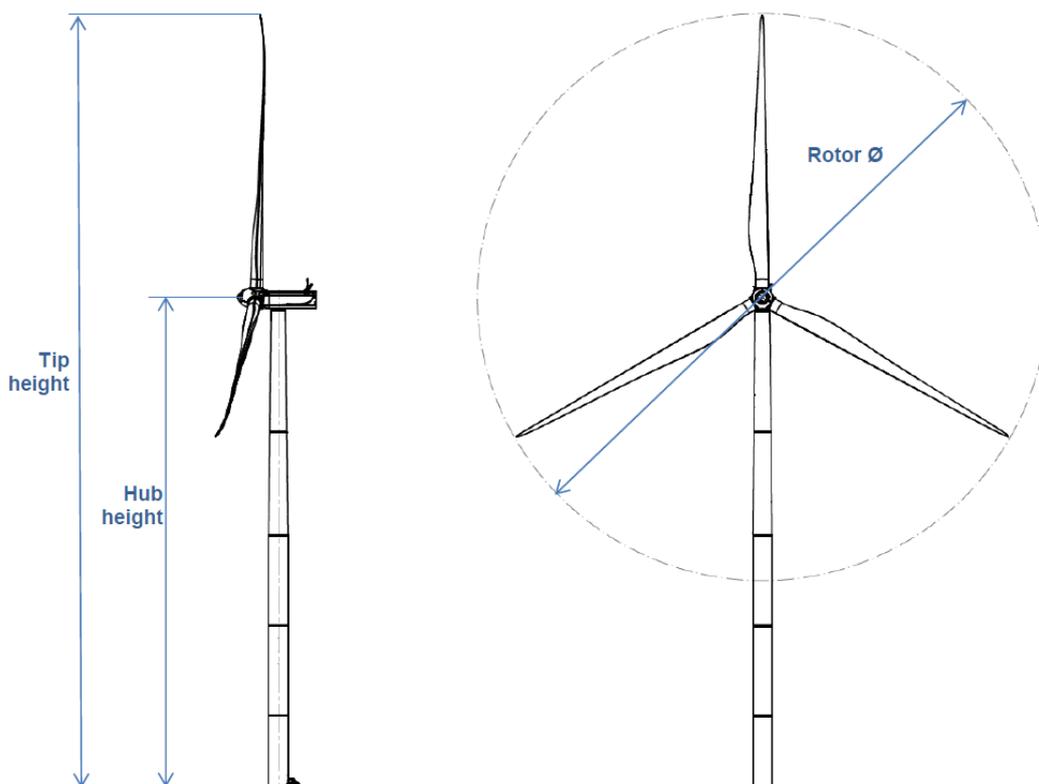
ID TURBINA	Potenza Turbina	Coordinate Geografiche UTM		Coordinate Geografiche DMS		Quote altimetriche m s.l.m.
		UTM WGS84 33N Est (m)	UTM WGS84 33N Nord (m)	LATITUDINE	LONGITUDINE	
<b>WTG01</b>	7,2 MW	574949 m E	4523104 m N	40°51'20.04"N	15°53'21.24"E	664
<b>WTG02</b>	7,2 MW	575448 m E	4522456 m N	40°50'58.88"N	15°53'42.27"E	680
<b>WTG03</b>	7,2 MW	575675 m E	4523112 m N	40°51'20.07"N	15°53'52.25"E	605
<b>WTG04</b>	7,2 MW	576516 m E	4522875 m N	40°51'12.10"N	15°54'28.08"E	594
<b>WTG05</b>	7,2 MW	577315 m E	4522996 m N	40°51'15.77"N	15°55'2.23"E	535
<b>WTG06</b>	7,2 MW	576723 m E	4523560 m N	40°51'34.23"N	15°54'37.20"E	513
<b>WTG07</b>	7,2 MW	577799 m E	4523508 m N	40°51'32.19"N	15°55'23.16"E	458

La struttura tipo dell'aerogeneratore individuato consiste in:

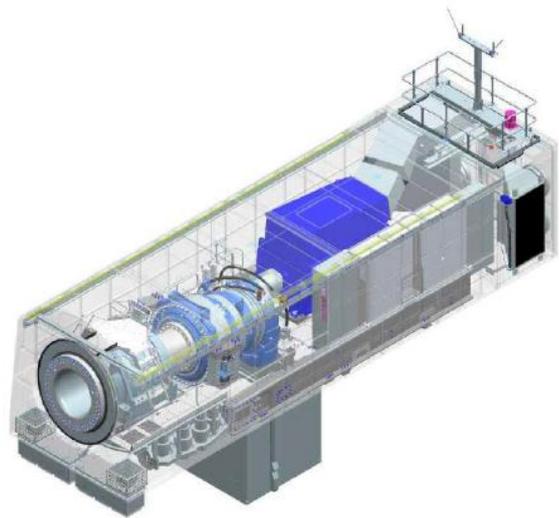
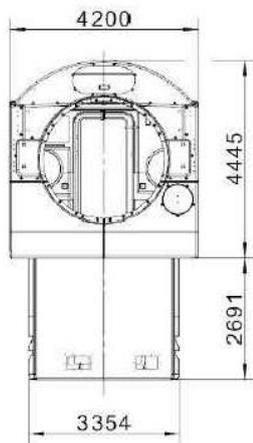
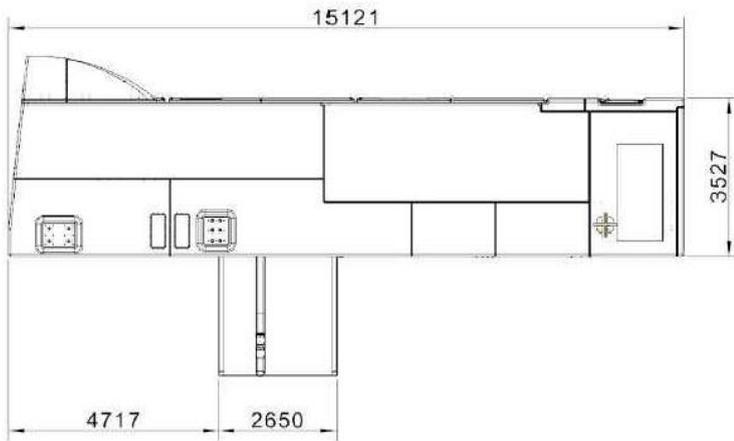
- una torre a struttura metallica tubolare di forma circolare, suddivisa in n. 5 tronchi da assemblarsi in cantiere. La base della torre viene ancorata alla fondazione mediante una serie di barre pre-tese (anchor cages);

- 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 **Vestas V172 - 7.2 - 135m**.



**Figura 2: Struttura aerogeneratore**



**Figura 3: Tipico navicella WTG**

<b>Potenza nominale</b>	<i>7.2 MW</i>
<b>Numero di pale</b>	<i>3</i>
<b>Diametro rotore</b>	<i>175 m</i>
<b>Altezza del mozzo</b>	<i>135 m</i>
<b>Velocità del vento di cut-in</b>	<i>3 m/s</i>
<b>Velocità del vento di cut-out</b>	<i>25 m/s</i>

L'area in questione non presenta insediamenti abitati per cui non risulta interessata da infrastrutture rilevanti, ad eccezione delle linee elettriche MT e BT aeree.

Le principali infrastrutture viarie esistenti in prossimità del sito sono:

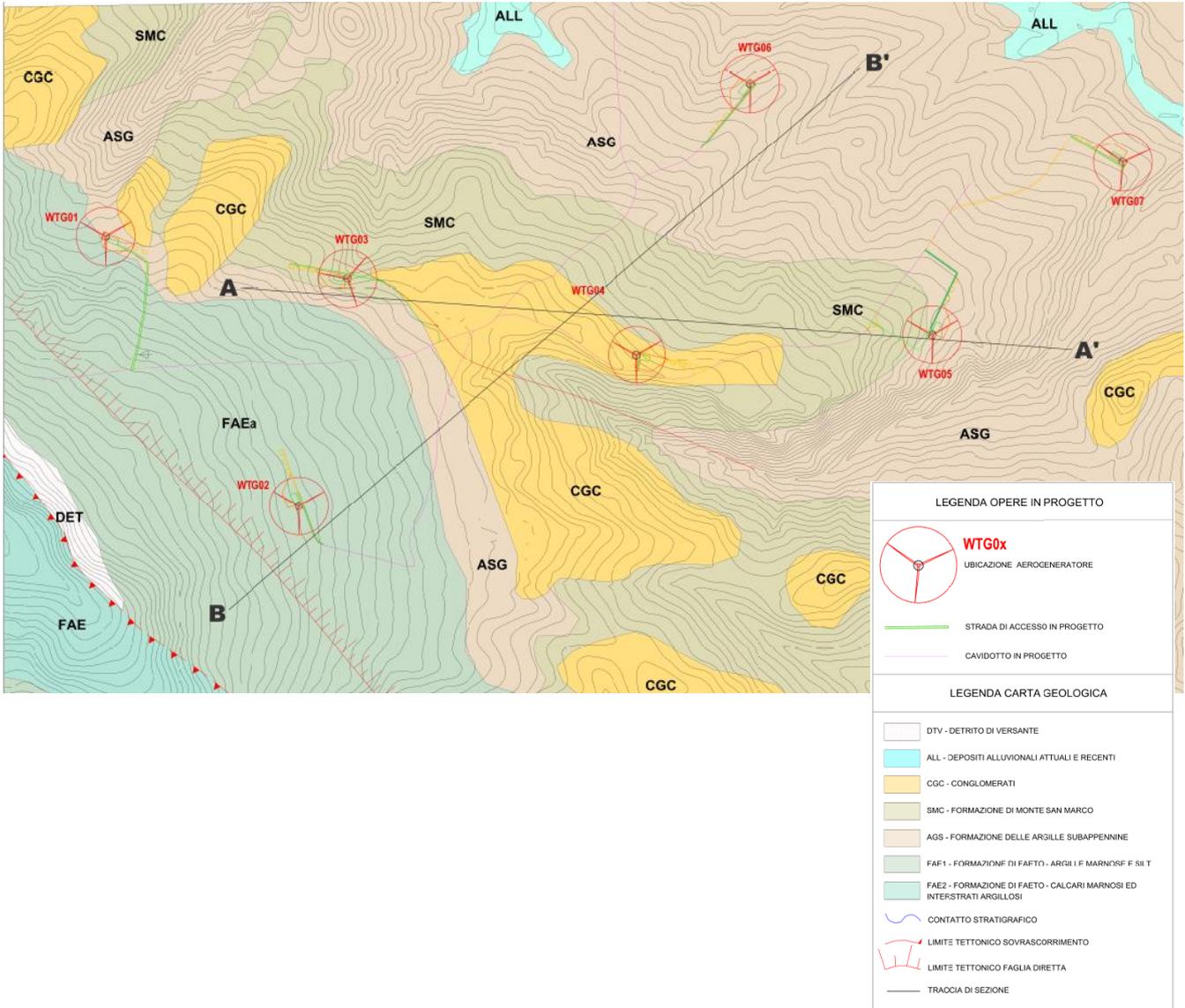
- la Strada Statale 655;
- la Strada Statale 169;
- la Strada Provinciale 168;
- la Strada Provinciale 8 del Vulture;

Il sito di impianto è attraversato altresì da:

- reti di telecomunicazione
- reti di distribuzione gas
- reti elettriche BT aeree su palificate
- reti elettriche MT aeree su palificate
- tombature e reti di impluvi naturali.

### **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 nel Foglio 452 "Rionero in Vulture" della Carta Geologica d'Italia in scala 1:100.000.



**Figura 2-1: Stralcio carta Geologica**

L'area analizzata si trova a cavallo del fronte delle Unità Tettoniche della Catena Appenninica e quelle plio-pleistoceniche della Fossa Bradanica. In particolare ad Ovest del sito analizzato, affiorano i depositi medio-alto-miocenici (bacino irpino, Pescatore et al., 1999) appartenenti alle Unità della Daunia. Ad Est il sito analizzato è caratterizzato, come riportato, dalle unità plio-pleistoceniche della Fossa Bradanica.

L'area in esame ricade sul fronte della catena appenninica, nella zona di transizione al bacino di sedimentazione Plio-Pleistocenico dell'Avanfossa ("Fossa Bradanica", Tropeano et al., 2002).

Il margine appenninico (fronte della catena) è costituito da una serie di successioni, quali: Formazione dei Galestri, Flysch Rosso, Argille Varicolori, Flysch Numidico, Unità di Serra Palazzo e Unità della Daunia; tutte strutturate secondo un ventaglio imbricato (Pescatore et al., 1999 e bibliografia contenuta).

L'area analizzata si trova a cavallo del fronte delle Unità Tettoniche della Catena Appenninica e quelle plio-pleistoceniche della Fossa Bradanica. In particolare ad Ovest del sito analizzato, affiorano i depositi medio-alto-miocenici (bacino irpino, Pescatore et al., 1999) appartenenti alle Unità della Daunia, costituiti nel caso specifico dal Flysch di Faeto rappresentato da calcareniti bioclastiche e marne a foraminiferi di età Langhiano-Tortoniano.

Ad Est il sito analizzato è caratterizzato, come riportato, dalle unità plio-pleistoceniche della Fossa Bradanica

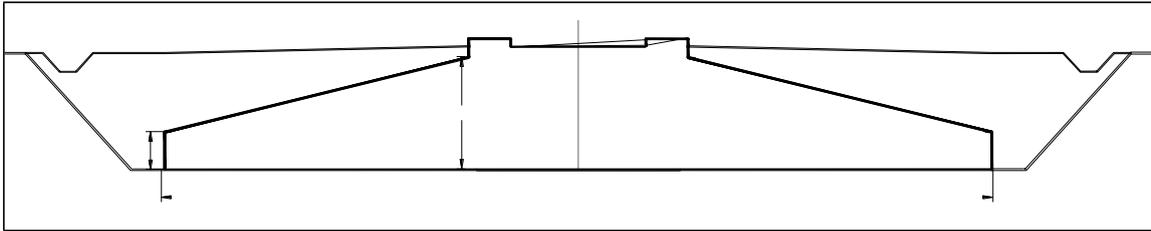
Al fine dell'inquadramento più dettagliato della zona vengono di seguito descritti i terreni affioranti e costituenti il substrato; essi sono visibili in Tavola A.2.2 – Carta Geologica in scala 1:5.000, allegata alla Relazione Geologica, alla quale si rimanda per maggiori approfondimenti.

Il programma di studi e le indagini geognostiche prese in riferimento **nella relazione Geologica (cfr. allegato A.2)**, hanno consentito di caratterizzare sotto il profilo geologico e geomorfologico il sito di indagine nonché i terreni di fondazione interessati dall'opera di progetto, da realizzarsi in agro Forenza (PZ).

In virtù di quanto rilevato, 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.

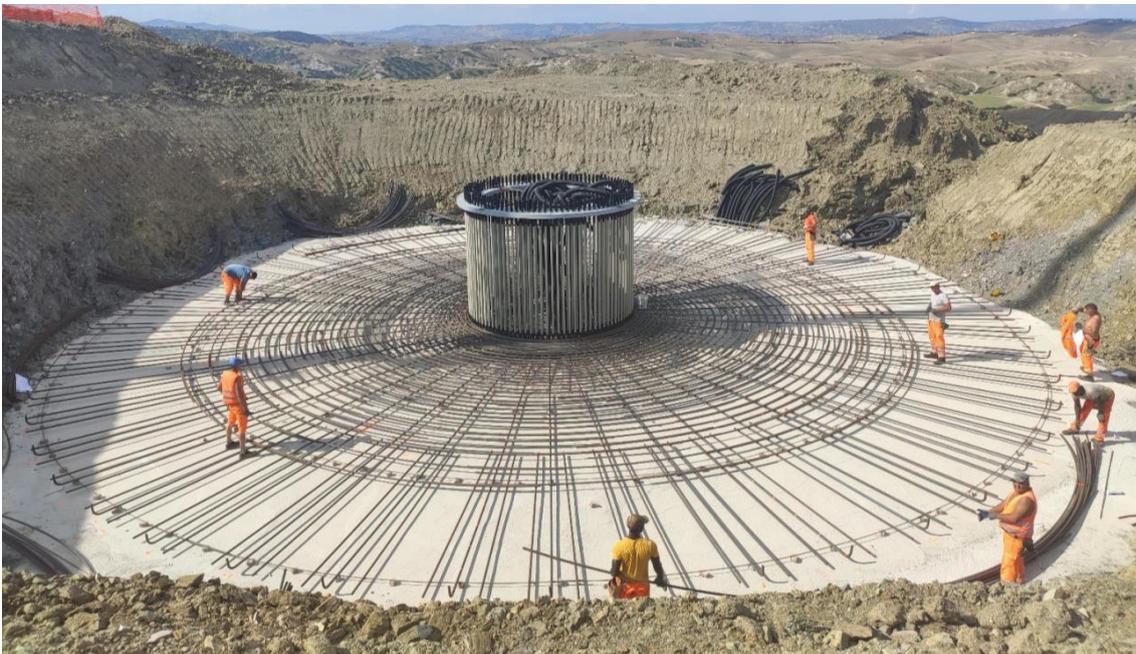
### **A.11.c. IPOTESI DI PROGETTO DELLA FONDAZIONE**

Le fondazione in progetto è in calcestruzzo armato, con pianta di forma circolare di diametro  $D_e = 22$  m, a spessore variabile da un minimo di 0.5 m, sul bordo esterno, ad un massimo di 3m in corrispondenza della zona centrale di attacco della parte in elevazione della torre.



**Figura 5: 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: Posa anchor cages tipo**



**Figura 4: armatura plinto tipo**

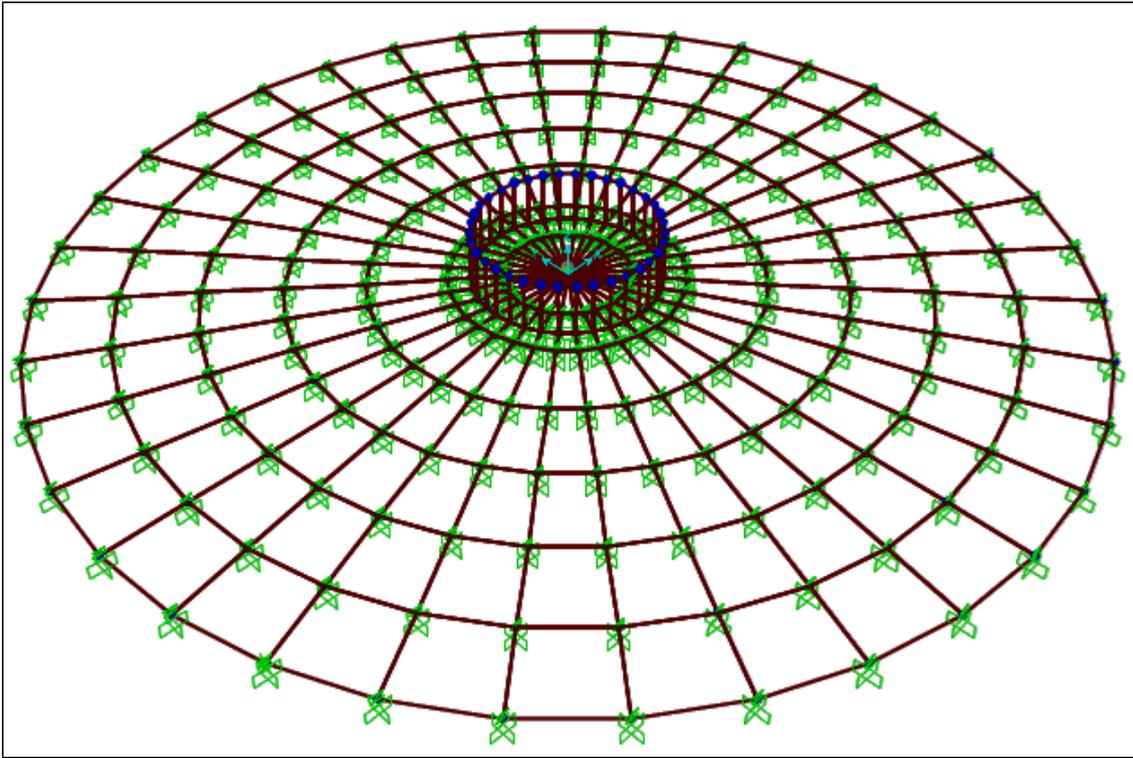
In questa fase progettuale si è optato per fondazioni di tipo superficiale, con piano di posa impostato a -3mt dal piano campagna.

#### **A.11.d. MODELLO DI CALCOLO**

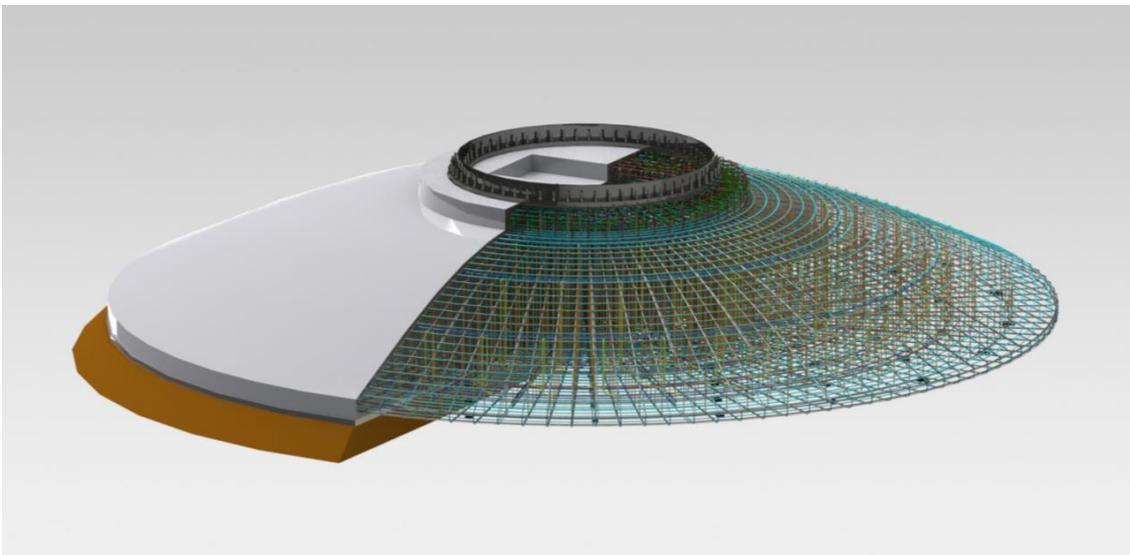
La fondazione è stata modellata con elementi finiti tipo "shell-thick" vincolati su suolo elastico alla Winkler e bloccati in modo isostatico contro le labilità di piano. La costante di sottofondo  $k$  (di Winkler) è stata calcolata come riportato al paragrafo A.11.h.5;

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 5: modello di calcolo a elementi finiti**



**Figura 6: 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/mm <sup>2</sup>
fck .....	29.05	N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_c$ .....	1.50	
$\alpha_{cc}$ .....	0.85	
fcd .....	16.46	N/mm <sup>2</sup>
fctm .....	2.83	N/mm <sup>2</sup>
fctd .....	1.32	N/mm <sup>2</sup>
$v_1$ .....	0.50	
f'cd .....	8.23	N/mm <sup>2</sup>
Ecm .....	32588.11	N/mm <sup>2</sup>

#### ACCIAIO PER ARMATURE

Tipo	B 450 C
$f_y$ .....	450.00 N/mm <sup>2</sup>
$f_t$ .....	540.00 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_s$ .....	1.15

fyd ..... 391.30 N/mm<sup>2</sup>  
 Es ..... 210'000.00 N/mm<sup>2</sup>  
 eyd ..... 1.86  
 eud ..... 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	<b>125500</b>	-698.8	1176	-4946	[2]
Mzt	22VOGHWO300(fam168)	1.10	Abs	21970	<b>-10060</b>	203.9	-4774	[2]
FndFr	23CoEogVra5(fam181)	1.10	Abs	125300	-536.4	<b>1201</b>	-4961	[2]
Fzt	22VOGHWO200(fam167)	1.10	Abs	36490	1621	367.4	<b>-5040</b>	[1]

**Figura 7: 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	<b>106000</b>	-498.6	968.4	-4936	[1]
Mzt	21RPY8Vo1a00(fam116)	1.35	Abs	36880	<b>-9622</b>	343.8	-4840	[2]
FndFr	14EcdVrpa00(fam54)	1.35	Abs	98730	-1765	<b>973.7</b>	-4946	[2]
Fzt	12lceUHWO100(fam27)	1.35	Abs	37170	2040	379.6	<b>-5094</b>	[2]

**Figura 8: Scarico in fondazione – Condizioni di carico Normal**

Production loads								
		Char. load	Prob.:1e-2	Prob.:1e-4	Ref			
M <sub>res</sub>	[kNm]	106000.00	73172.11	81799.59	[1]	[2]	[1]	
M <sub>z</sub>	[kNm]	-9622.07	-4079.72	-6879.56	[2]	[1]	[1]	
F <sub>res</sub>	[kN]	973.74	679.73	777.36	[2]	[2]	[2]	
F <sub>z</sub>	[kN]	-5094.38	-4979.90	-5012.99	[2]	[2]	[2]	

**Figura 9: Scarico in fondazione – Riepilogo delle massimi caratteristici delle componenti**
**Table 3 – Partial safety factors for loads  $\gamma_f$** 

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 10: 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	=	22	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:	H <sub>int</sub>	=	0.20	m
Pendenza estradosso soletta:	$\alpha$	=	19.46	%
Pendenza profilo terreno:	$\delta$	=	2.00	%
Ricoprimento minimo:	H <sub>backfill,min</sub>	=	0.30	m

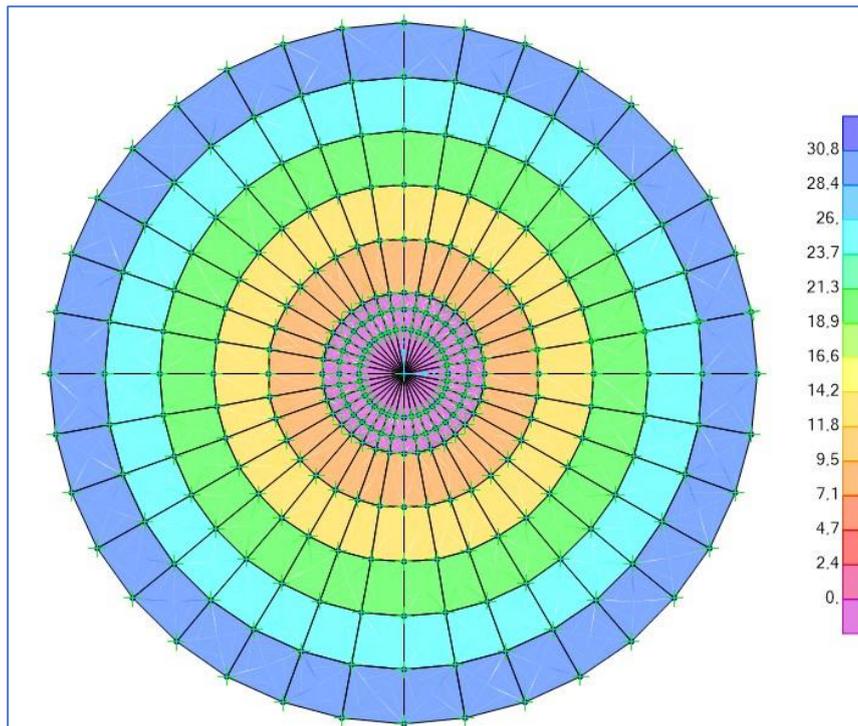
I volume del plinto è di 1.032,19 m<sup>3</sup> pertanto il peso è pari a 25.804,75 kN.

### 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/m<sup>3</sup>, 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 <sub>riempim.</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]
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 11: carichi dovuti al riempimento**



**Figura 12: 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**

Il Territorio di Forenza è a cavallo tra la fascia Appenninica e l'Avanfossa Bradanica.

Nell'area dell'Appennino meridionale, le zone maggiormente interessate nel tempo da eventi sismici con magnitudo superiore a 5 sono quelle ubicate in corrispondenza della catena.

Il database macrosismico, utilizzato nel 2004 per la compilazione del catalogo CPTI04 (Gruppo di lavoro CPTI, 2004), permette di visionare la storia sismica delle località italiane presenti almeno tre volte in DBMI04 (5325 località in totale). Le informazioni contenute nel database hanno consentito una prima individuazione dei "centri sismici" rilevanti per il sito in esame e delle relative potenzialità in termini di intensità epicentrali storicamente documentate.

Nell'ottica di prevenzione del rischio sismico per gli effetti indiretti che potrebbero riattivare i fenomeni di dissesto, è stata effettuata una valutazione degli allineamenti tettonici che possono rappresentare sorgenti sismogenetiche.

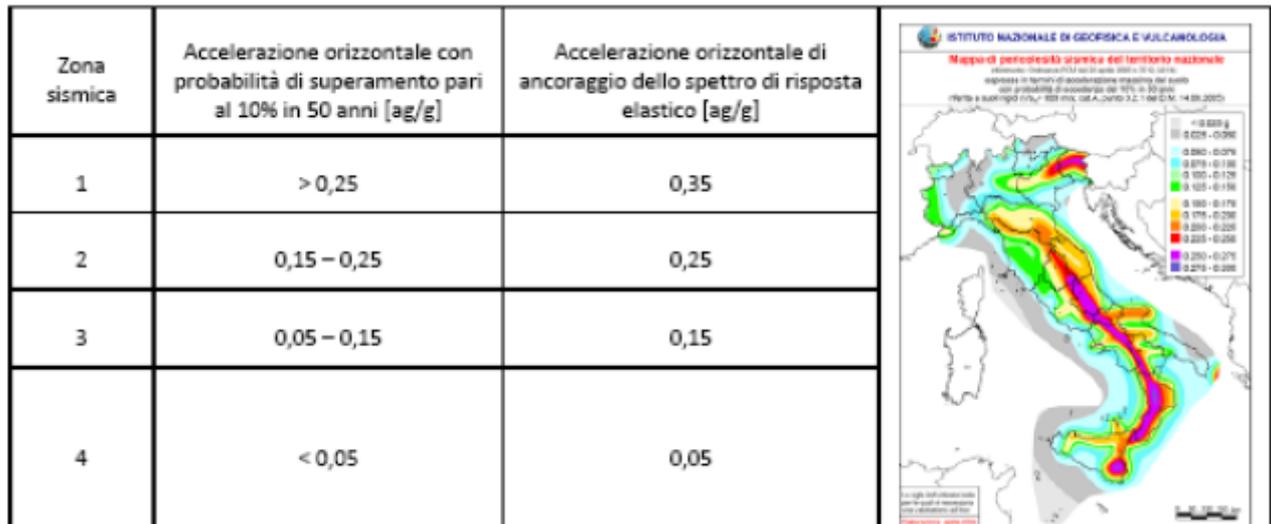
In particolare si è fatto riferimento alle sorgenti sismogenetiche censite nel progetto ITHACA (Italy Hazard from Capable faults), che prevede un database per la raccolta e la facile consultazione di tutte le informazioni disponibili riguardo le strutture tettoniche attive in Italia, con particolare attenzione ai processi tettonici che potrebbero generare rischi naturali. Il progetto si occupa in modo particolare delle faglie capaci, definite come faglie che potenzialmente possono creare deformazione in superficie.

Nel caso specifico l'area di interesse si inserisce nella fascia esterna dell'Appennino ad una distanza dagli allineamenti tettonici, che risultano con meccanismo di faglie dirette, pari a 25 km.

Ai sensi della precedente Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n°3274/2003, il territorio in esame era classificato come "Zona 2" ovvero "Zona con pericolosità sismica media" dove possono verificarsi terremoti relativamente forti [ $a_g/g = 0,25$ ]; la L.R. n. 9 del 7 giugno 2011 il comune di Forenza è classificato come zona 2d (vedasi Tabella seguente).

Zona sismica OPCM 3274	Nuova Zonazione Sismica	PGA subzona (g)	Magnitudo	Distanza (Km)
2	2d	0.175	5.2	5

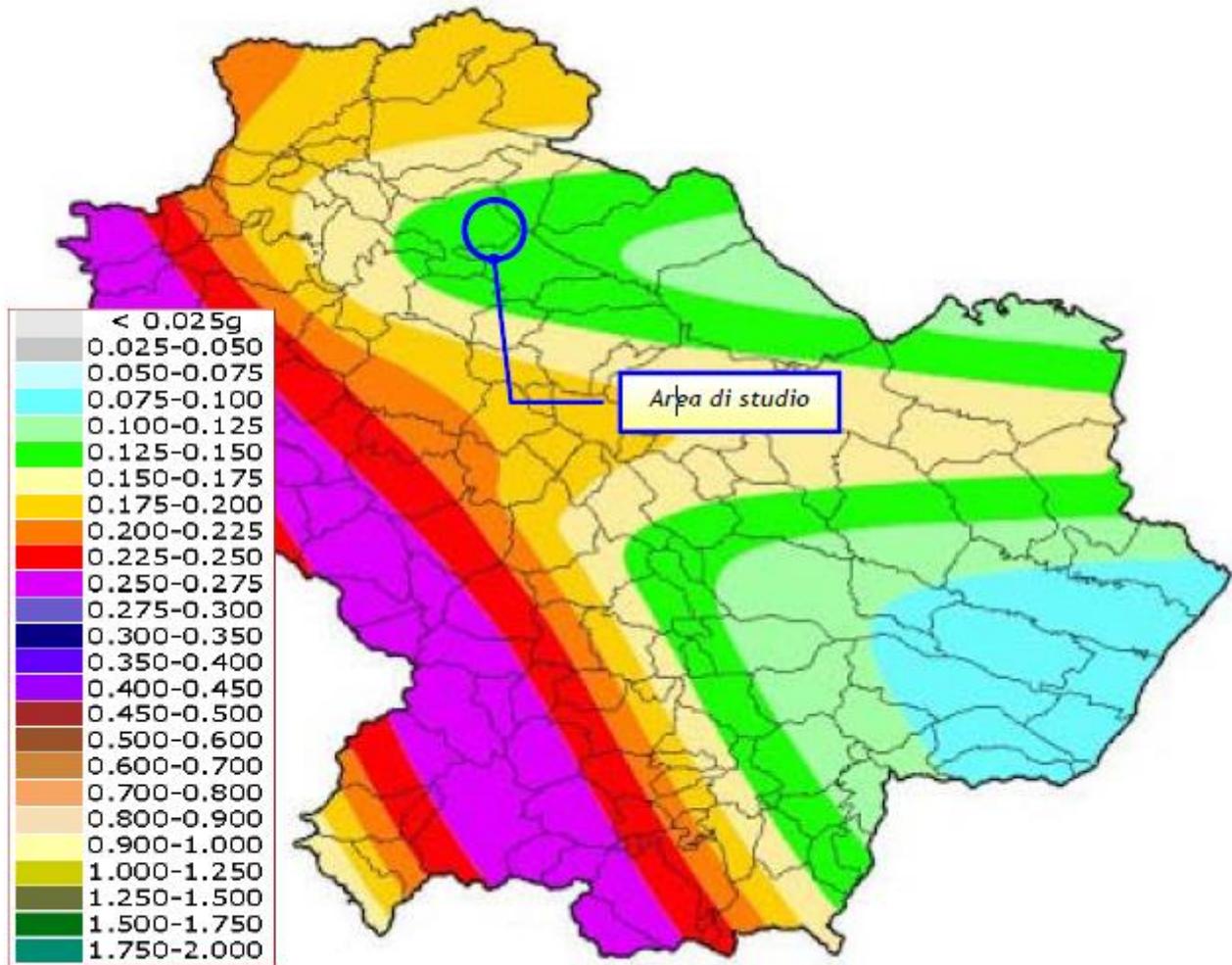
Tuttavia i valori di accelerazione del terreno sopracitati, sono differenti da quello ottenuto con le N.T.C. 2018, quest'ultimo valore è riferito ad una probabilità del 10% di essere superato in 50 anni (vedasi Figura 9).



**Figura 15: Valori dell'accelerazione sismica riferiti alla Zonazione sismica del territorio nazionale ai sensi dell'O.P.C.M. n°3274/2003 e riferiti alla zonazione sismica secondo l' O.P.C.M. del 28 aprile 2006, n. 3519, All. 1b (adottato nelle NTC 2008 ed NTC 2018).**

Già con l'entrata in vigore delle N.T.C. 2008 (D.M. 14 Gennaio 2008) ed ora con le nuove N.T.C. 2018 (D.M. 17 Gennaio 2018), la stima della pericolosità sismica del sito viene definita non più tramite un criterio "zona dipendente" ma mediante un approccio "sito dipendente". Il valore di pericolosità di base [a<sub>g</sub>/g] è così definito, per ogni punto del territorio nazionale, su una maglia quadrata di 5 km di lato, indipendentemente dai confini amministrativi comunali ed è espresso in termini di accelerazione orizzontale del suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni, riferita a suoli rigidi orizzontali (V<sub>s30</sub> > 800 m/s; cat. A) (Figura 10.a e Figura 10.b).

Allo stato attuale, la pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento è fornita dai dati pubblicati sul sito <http://esse1.mi.ingv.it/> i cui punti del reticolo di riferimento sono definiti in termini di Latitudine e Longitudine.



**Figura 16: Mappa dei valori della pericolosità sismica**

(tratto da <http://www.protezionecivilebasilicata.it/> e da <http://esse1-gis.mi.ingv.it/>)

Pertanto per ogni opera ci si deve riferire ad una accelerazione di riferimento “propria” individuata sulla base delle coordinate geografiche dell’area d’indagine e rimodulata in funzione della vita nominale dell’opera in progetto oltreché delle caratteristiche sismo-stratigrafiche e morfologiche del sito oggetto d’intervento.

I parametri sismici del sito utili ai fini progettuali (accelerazione massima  $a_g/g$  e tutti i parametri che permettono di definire gli spettri di risposta ai sensi delle N.T.C.2018) sono descritti oltre che in termini geografici anche in termini temporali ovvero per diverse probabilità di superamento in 50 anni e/o diversi periodi di ritorno  $T_R$  ricadenti in un intervallo di riferimento compreso almeno tra 30 e 2475 anni, estremi inclusi. Per l’area di studio al momento non è possibile determinare un’analisi del genere

(sito dipendente); a scopo preliminare la stessa può essere eseguita prendendo come riferimento il punto di ubicazione dell'anemometro. Pertanto definiti i parametri generali del sito (si veda Tabella 4.1) ed utilizzando il software Geostru PS (<http://www.geostru.com/geoapp/parametri-sismici.aspx>) è possibile ricavare i valori dei parametri di pericolosità sismica del sito indagato ( $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_c$ ) per i periodi di ritorno  $T_R$  associati a ciascun Stato Limite (si veda Tabella 4.2).

Sito in esame	Forenza ubicazione baricentrica Parco Eolico
Latitudine e Longitudine (WGS84)	<b>40.854729° – 15.905776°</b>
Classe d'uso in presenza di azioni sismiche	<b>II</b>
Vita nominale calcolata in base al tipo di costruzione (VN)	<b>50 anni</b>
Categoria sismica sottosuolo	<b>B</b>
Categoria Topografica	<b>T1</b>
Periodo di riferimento per l'azione sismica	<b>50 anni</b> (dato dal prodotto della Vita nominale per il Coefficiente d'uso)
Coefficiente d'uso $C_u$	<b>1,0</b>

**Figura 17: Parametri generali sito d'intervento**

Stato Limite	Prob. superamento [%]	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_c^*$ [s]
Operatività (SLO)	81	30	0,044	2,459	0,283
Danno (SLD)	63	50	0,055	2,490	0,321
Salvaguardia della vita (SLV)	10	475	0,138	2,605	0,471
Prevenzione dal collasso (SLC)	5	975	0,177	2,623	0,513

**Figura 18: Parametri sismici del sito indagato riferiti al baricentro dell'opera in progetto**

Si rammenta che i valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_c^*$  determinati sono relativi a situazioni geologiche corrispondenti ad un sito con assenza di effetti locali dei terreni, ovvero con presenza di substrato sismico affiorante o sub-affiorante ( $V_{S30} > 800\text{m/s}$ ) ed in condizioni morfologiche pianeggianti.

L'azione sismica così individuata viene variata, nei modi precisati dalle Norme Tecniche (*cf.* 3.2.2 N.T.C. 2018 - *definizione dell'azione sismica di progetto con approccio semplificato*), per tener conto

delle modifiche prodotte dalle condizioni locali stratigrafiche del sottosuolo effettivamente presenti nel sito d'intervento e dalla morfologia della superficie presente.

Il D.M. 14 Gennaio 2018 (*come indicato Tabella 3.2.II*) cita che condizione necessaria per la definizione dell'azione sismica di progetto è l'identificazione della categoria di sottosuolo che si basa principalmente sui valori della velocità equivalente  $V_{s,30}$  di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità. Dall'indagine sismica eseguita, è stato ottenuto un valore della  $V_{s,30}$  pari a 401 m/sec, quindi appartenente alla categoria B.

Le condizioni topografiche del sito, considerando la morfologia dell'area d'interesse avente una "configurazione superficiale semplice" ed in considerazione della posizione dell'opera in progetto, sono riconducibili alla "Categoria T1 – Inclinazione del pendio < 15°" (*cf Tab. 3.2 VI - N.T.C. 2018*) da cui si evince che il fattore di amplificazione  $S_T$  deve essere considerato, nel caso specifico, uguale ad 1.0. Sulla base della categoria di suolo determinata (B) e della categoria topografica del sito (T1) è possibile definire i coefficienti sismici degli spettri di risposta rappresentativi delle componenti (orizzontali e verticali) delle azioni sismiche di progetto idonee all'opera da realizzare ed alla situazione riscontrata.

I fattori stratigrafici e topografici che possono determinare fenomeni di amplificazione del segnale sismico, sono facilmente ricavabili dalle tabelle 3.2. IV e 3.2.VI del D.M. 17 Gennaio 2018 e C.3.2.3 della Circolare n.7/2019. Nello specifico considerando il sottosuolo dell'area d'intervento di categoria B e quindi sviluppando i calcoli in funzione dei valori di  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T^*c$ , i coefficienti  $S_s$  e  $C_c$  per il caso in esame sono quelli mostrati nella tabella seguente.

Stati limite	$S_s$ [-]	$C_c$ [-]	$S_T$ [-]	$K_h$ [-]	$K_v$ [-]	$A_{max}$ [m/s <sup>2</sup> ]	Beta [-]
SLO	1,200	1,420	1,000	0,010	0,005	0,514	0,200
SLD	1,200	1,380	1,000	0,013	0,007	0,647	0,200
SLV	1,200	1,280	1,000	0,040	0,020	1,622	0,240
SLC	1,200	1,260	1,000	0,051	0,026	2,087	0,240

**Figura 19: Coefficienti sismici (fondazione e stabilità del pendio) suolo categoria B**

Stati limite	Ss [-]	Cc [-]	ST [-]	Kh [-]	Kv [-]	Amax [m/s <sup>2</sup> ]	Beta [-]
SLO	1,500	1,590	1,000	0,013	0,007	0,642	0,200
SLD	1,500	1,530	1,000	0,016	0,008	0,808	0,200
SLV	1,480	1,350	1,000	0,049	0,024	2,001	0,240
SLC	1,420	1,310	1,000	0,060	0,030	2,469	0,240

**Figura 19: Coefficienti sismici (fondazione e stabilità del pendio) suolo categoria C**

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.

#### 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 $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	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 $\gamma_F$	
			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 20: 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  $F_{zi}$ )

"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 21: 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 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 22: 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 23: 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 24: 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 25: 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 26: Analisi scarichi in fondazione**

#### VERTICAL BEARING CAPACITY CHECK

Soil unit weight	$\gamma$		18.70 kPa
Backfilling unit weight	$\gamma^*$		17.50 kPa
Friction angle	$\phi'$		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	$L_e$	$2 R [1-(1-B_e/2R)^2]^{1/2}$	
22.90 m Effective loaded area	$A_{eff}$	$2*[R^2 \arccos(e/R)-e*(R^2$	

Elaborato: **Relazione Preliminare delle Strutture**

Redazione: **Atech srl**

Rev. 0 – Dicembre 2023

Proponente: **SKI W A9 Srl**

Pag. **29** a **51**

$- e^2)^{1/2}]$	282.73	m <sup>2</sup>	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	$\eta$				0.0°
$N_c$	$N_c$		$(7.82 - 1) / \tan(22.0^\circ) =$	16.883	
$N_q$	$N_q$				
$N_\gamma$	$N_\gamma$		$2 * (7.82 - 1) * \tan(22.0^\circ) =$	5.512	
Shape factor	$s_c$		$(1.28 * 7.82 - 1) / (7.82 - 1) =$		1.316
Shape factor	$s_q$				
Shape factor	$s_\gamma$		$1 - 0.3 * 14.41 / 19.62 =$		0.780
Load inclination factor	$i_c$		$0.92 - (1 - 0.92) / (16.88 - 1) =$		0.912
Load inclination factor	$i_q$		$(1 - 0.92) / (0.914 + 0.92 * \tan(22^\circ) * 1.32) =$		0.917
Load inclination factor	$i_\gamma$		$(1 - 0.92) / (0.914 + 0.92 * \tan(22^\circ) * 1.32) =$		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.	$b_\gamma$		$1.0 =$		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 $\gamma$			$18.7 * 14.41 / 2 * 5.51 * 0.78 * 0.87 * 1.0 =$		502.971 kPa
Resistance factor	$\gamma_R$				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 27: Verifica a carico limite in condizioni drenate – Combinazione Abnormal 2 (4)**

**VERTICAL BEARING CAPACITY CHECK**

Soil unit weight	$\gamma$		18.70	kPa
Backfilling unit weight	$\gamma^*$		17.50	kPa
Friction angle $\phi'$		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 <sup>2</sup>
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	$\eta$			0.0°
$N_c$	$N_c$	$(7.82 - 1) / \tan(22.0^\circ) =$	16.883	
$N_q$	$N_q$	$\gamma * (1 + \tan^2(\phi') * \tan(\alpha))$	∞	
$N_\gamma$	$N_\gamma$	$2 * (7.82 - 1) * \tan(22.0^\circ) =$	5.512	
Shape factor $s_c$		$(1.27 * 7.82 - 1) / (7.82 - 1) =$		1.312
Shape factor $s_q$		$1 + \frac{N_q}{150} \cdot \tan(\alpha)$		∞
Shape factor $s_\gamma$		$1 - 0.3 * 14.19 / 19.53 =$	0.782	
Load inclination factor	$i_c$		$0.89 - (1 - 0.89)/(16.88 - 1) =$	0.884
Load inclination factor	$i_q$		$(1 - 4020.07 / (39963 + 277.19 * 25.0 / \tan(22.0^\circ)))^{1.5} =$	0.891
Load inclination factor	$i_\gamma$		$(1 - 4020.07 / (39963 + 277.19 * 25.0 / \tan(22^\circ)))^{1.5} =$	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.	$b_\gamma$		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 $\gamma$	$18.7 * 14.19/2 * 5.51 * 0.78 * 0.83 * 1.0 =$	473.785 kPa
Resistance factor	$\gamma_R$	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 28: Verifica a carico limite in condizioni drenate – Combinazione Normal SLU 2**
**VERTICAL BEARING CAPACITY CHECK**

Soil unit weight	$\gamma$		18.70	kPa
Backfilling unit weight	$\gamma^*$		17.50	kPa
Friction angle	$\varphi'$		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 <sup>2</sup>
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	$\eta$		0.0°	
$N_c$	$N_c$	$2 + \pi =$	5.142	
$N_q$	$N_q$	1 =	1.000	
$N_\gamma$	$N_\gamma$	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.	$b_\gamma$		$1 =$	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 $\gamma$		$18.7 * 16.04/2 * 0.0 * 1.0 * 1.0 * 1.0 =$		0.000	kPa
Resistance factor	$\gamma_R$			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 29: 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 30: Analisi scarichi in fondazione**

### SLIDING CHECK

Soil unit weight	$\gamma$		18.70	kPa
Backfilling unit weight	$\gamma^*$		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 <sup>2</sup>
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	$\phi'$		22.0°	
Struct.-ground friction	$\delta'$		$2/3 * 22° =$	14.7°
Undrained adhesion	$C_a$		200	kPa
Resistance factor	$\gamma_R$		1.100	
Design sliding resist.	$R_d$		$F_z \tan(\delta) / \gamma? =$	9'497
Sliding check	$FS$		$9'496.83 / 3'423.1 =$	2.774 > 1 OK

**Figura 31: Verifica a slittamento – Combinazione Abnormal SLU 2**

**SLIDING CHECK**

Soil unit weight	$\gamma$		18.70	kPa
Backfilling unit weight	$\gamma^*$		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 <sup>2</sup>
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	$\phi'$		22.0°	
Struct.-ground friction	$\delta'$	$2/3 * 22^\circ =$	14.7°	
Undrained adhesion	$C_a$		200	kPa
Resistance factor	$\gamma_R$		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 32: 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
- embledded in stratum over bedrock

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

**Figura 33: 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	$\nu$		
Static Young modulus	E	(Layer 1)	20.00 N/mm <sup>2</sup>
		(Layer 2)	0.00 N/mm <sup>2</sup>
		(mean value)	20.00 N/mm <sup>2</sup>
Thickness of Layer 1	t <sub>1</sub>	(Layer 1)	120.00 m
Bending moment (Q <sub>p</sub> )	M	(normal quasi permanent)	109'823.89 kNm
Influence factor	I <sub>θ</sub>	(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 34: Valutazione del cedimento massimo differenziale (rotazione) in combinazione SLE rara (Normal)**

## A.11.i. VERIFICHE STRUTTURALI

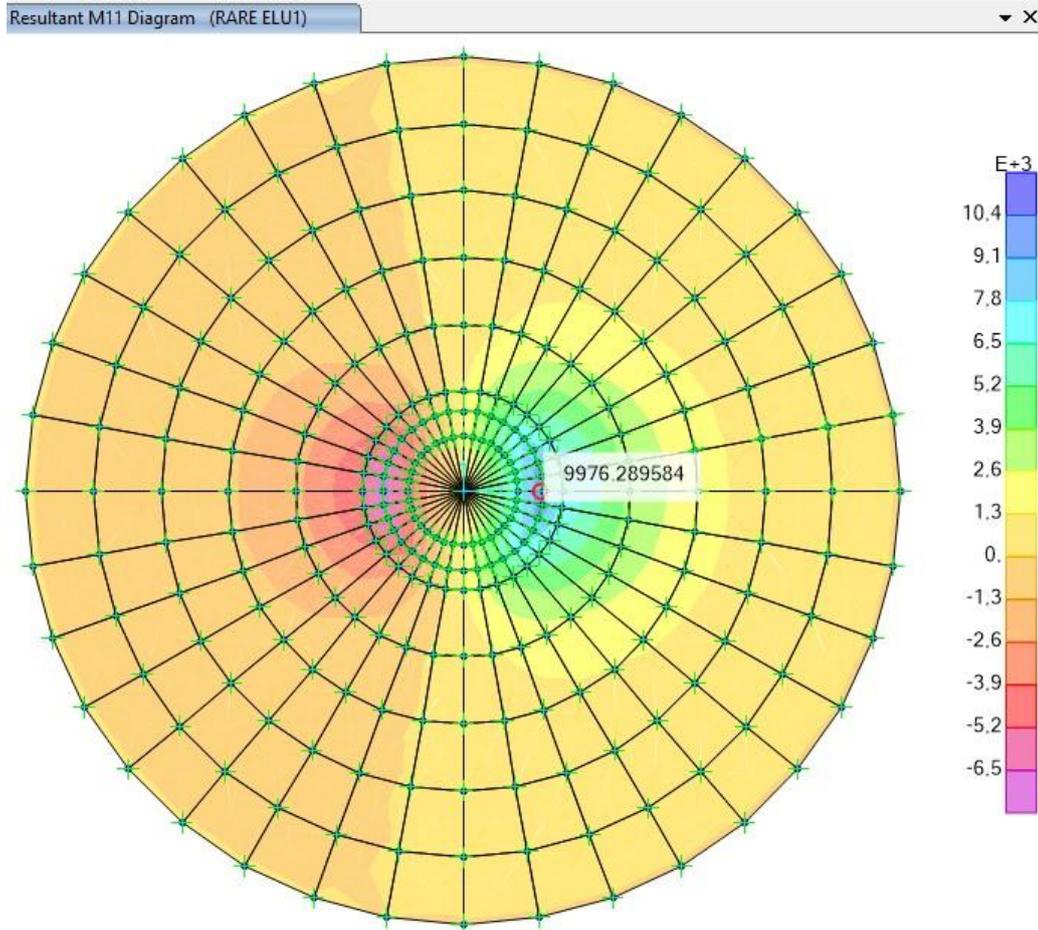
### A.11.i.1. Risultati dell'analisi

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:

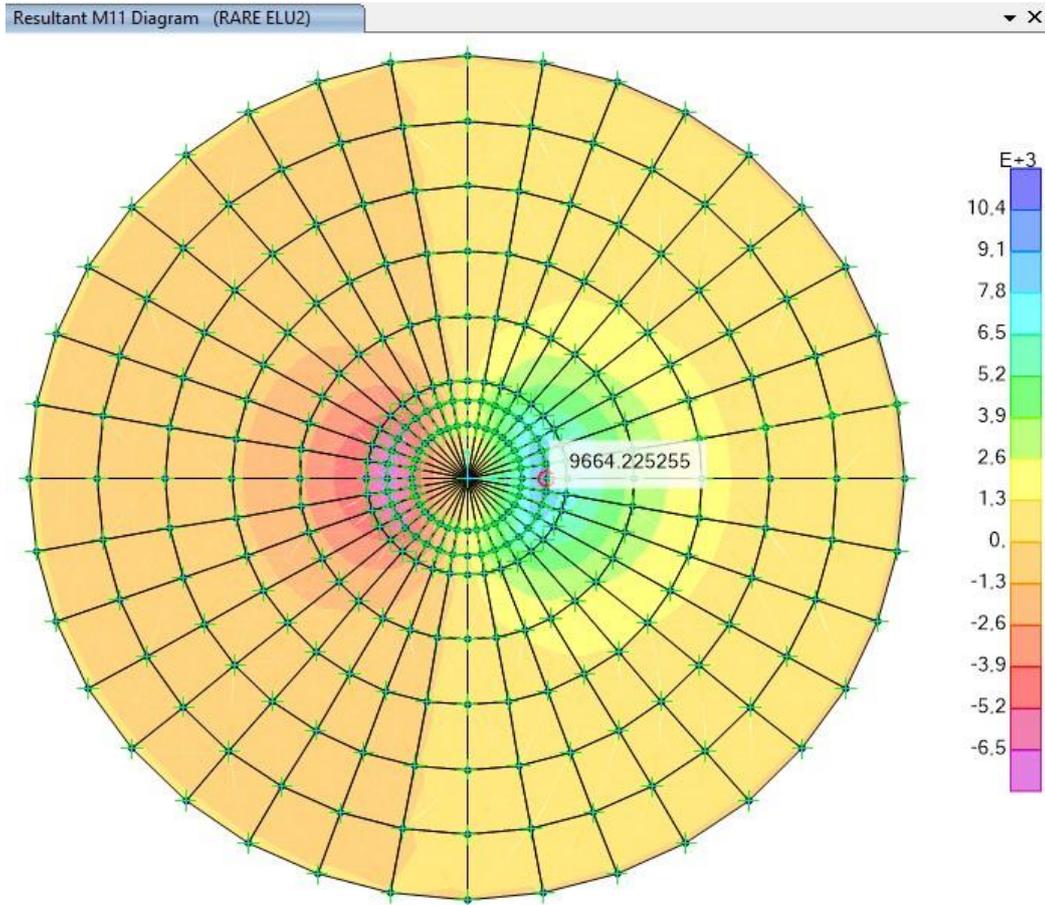
- i momenti radiali di piastra indicati con M11 o anche come M2
- i momenti circonferenziali di piastra con M22 o anche come M1

Momenti di piastra (valori max/min)	M <sub>11(+)</sub> [kNm/m]	M <sub>11(-)</sub> [kNm/m]	M <sub>22(+)</sub> [kNm/m]	M <sub>22(-)</sub> [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

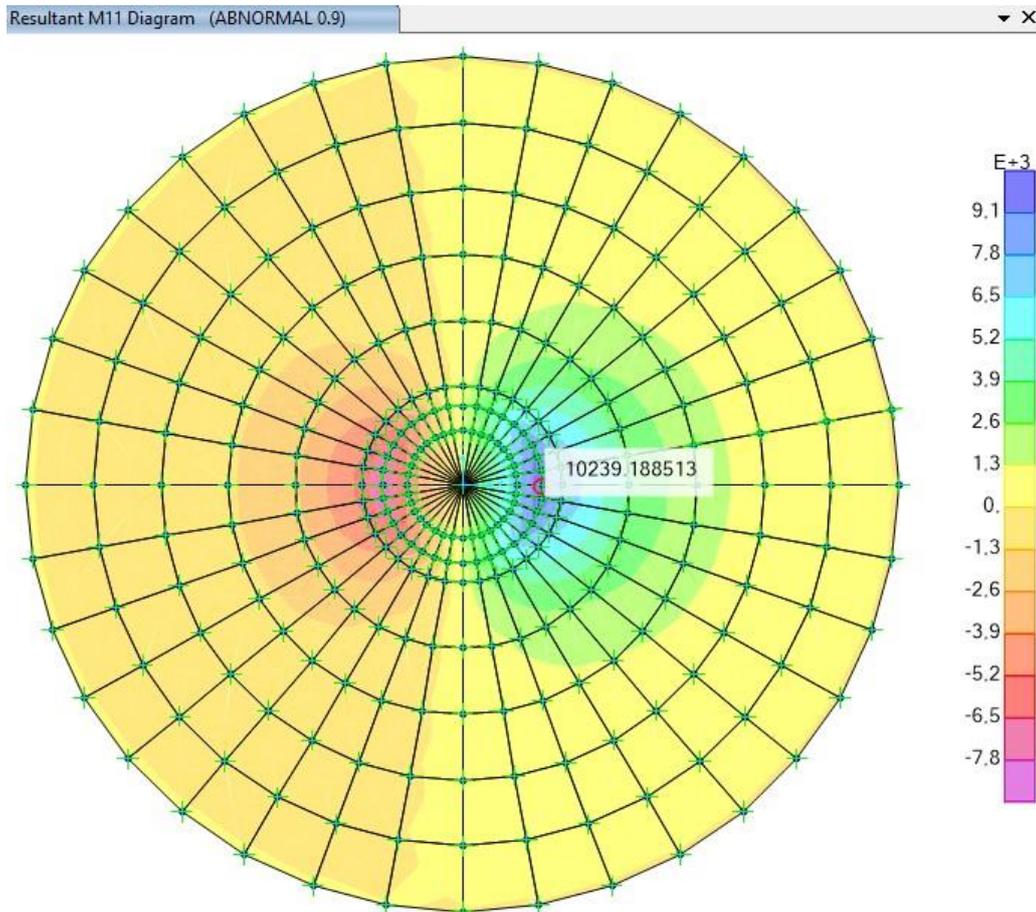
**Figura 35: Valori massimi dei momenti di piastra**



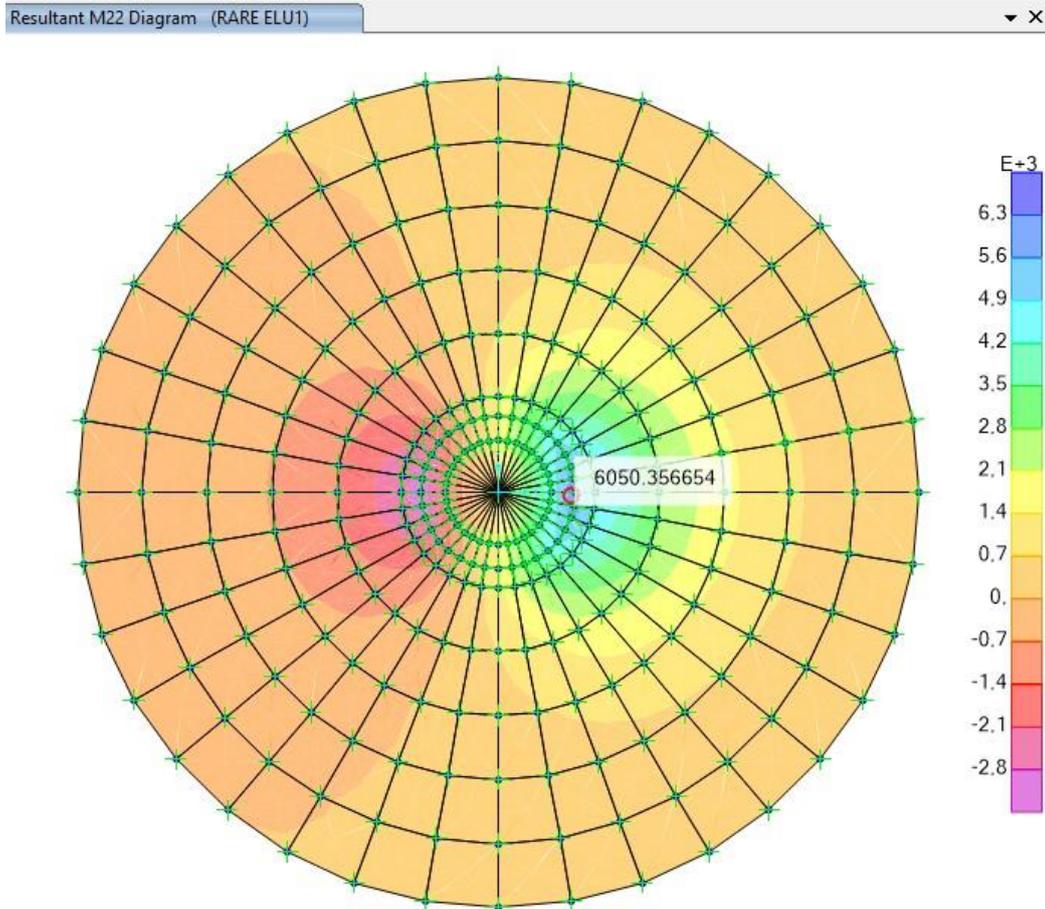
**Figura 36: Momento Massimo M<sub>11</sub> Normal SLU 1 [kNm/m]**



**Figura 37: Momento Massimo M<sub>11</sub> Normal SLU 2 [kNm/m]**

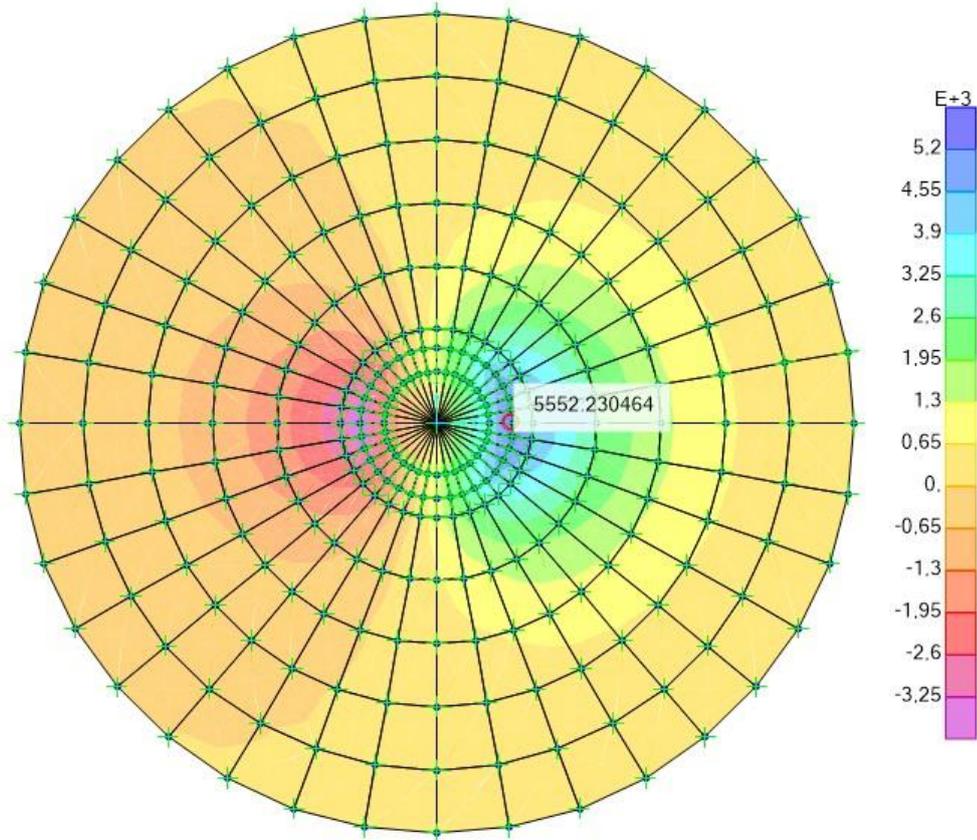


**Figura 38: Momento Massimo  $M_{11}$  ABNORMAL 0.9 [kNm/m]**

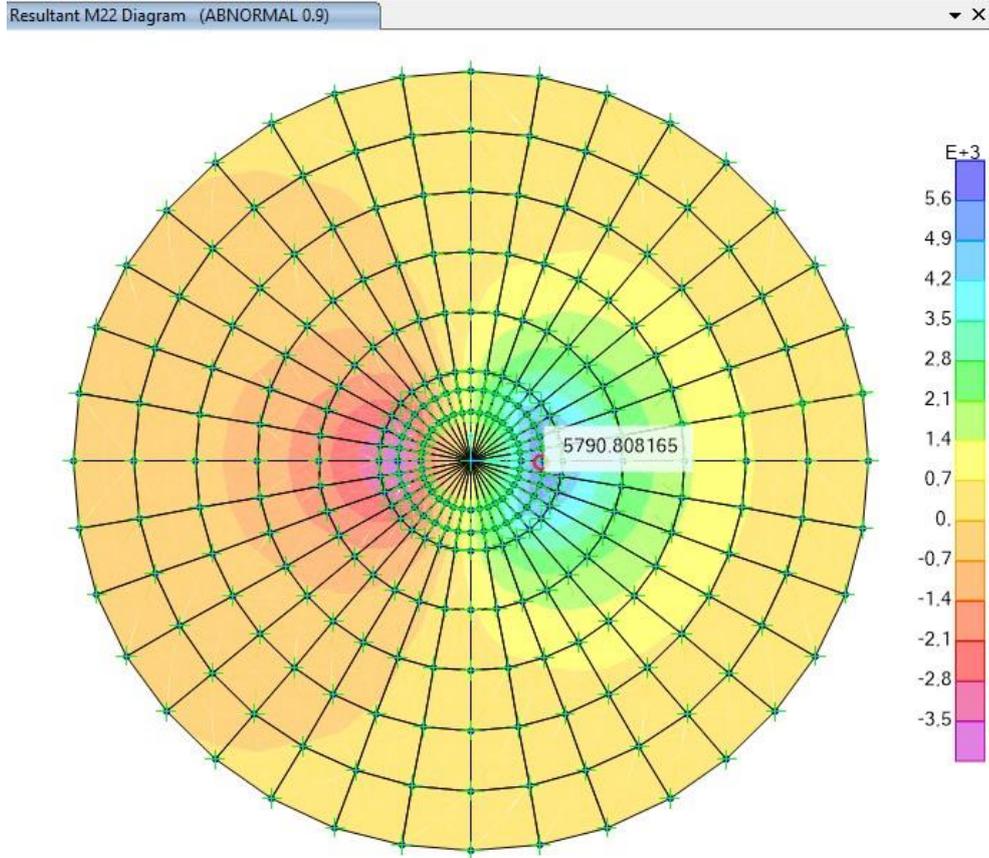


**Figura 39: Momento Massimo M22 Normal SLU 1 [kNm/m]**

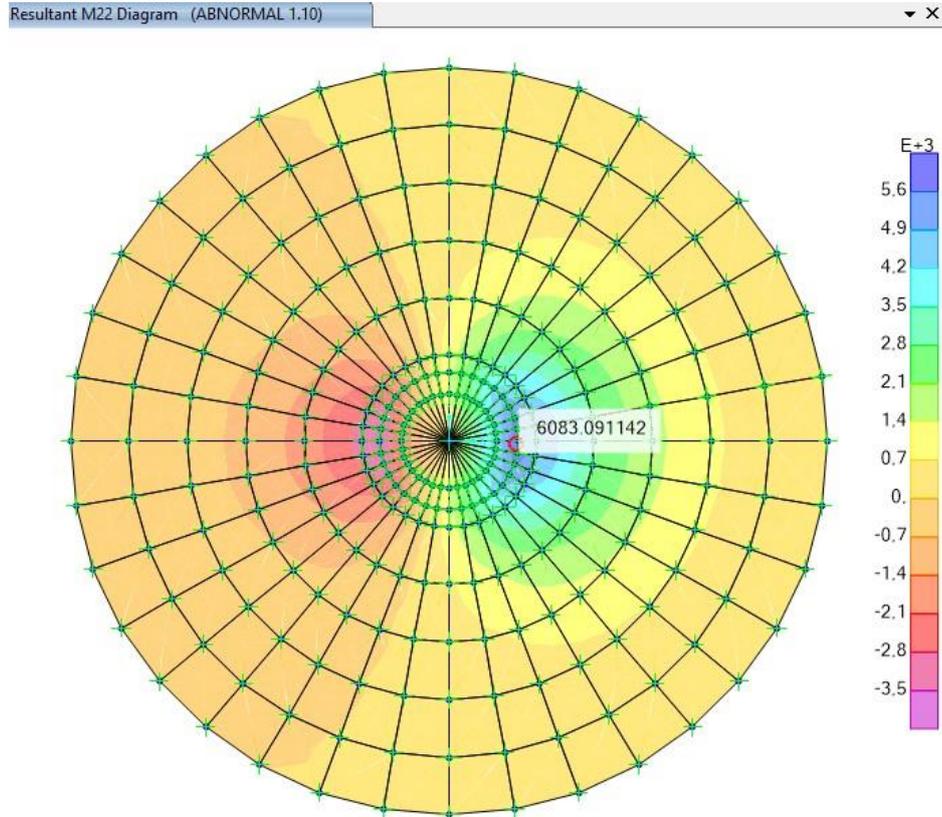
Resultant M22 Diagram (RARE ELU2) ▼ ×



**Figura 40: Momento Massimo M22 Normal ELU 2 [kNm/m]**



**Figura 41: Momento Massimo M<sub>22</sub> ABNORMAL 0.9 [kNm/m]**



**Figura 42: 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
MOMENTIRADIALI	M2(+) [kNm/m]	9'976.3	7'510.8	3'582.1	1'791.9	743.0	167.2	-17.9
NORMALSLU1	M2(-) [kNm/m]	-7'246.5	-5'219.7	-2'340.2	-1'152.9	-476.6	-106.9	11.6
MOMENTIRADIALI	M2(+) [kNm/m]	9'664.2	7'257.4	3'461.4	1'735.7	721.8	163.0	-17.1
NORMALSLU2	M2(-) [kNm/m]	-7'503.3	-5'404.8	-2'371.8	-1'114.5	-422.3	-82.9	10.1
MOMENTIRADIALI	M2(+) [kNm/m]	10'239.2	7'692.2	3'675.6	1'845.5	768.4	173.8	-18.1
ABNORMAL 0.9	M2(-) [kNm/m]	-7'927.3	-5'694.7	-2'467.9	-1'140.2	-427.5	-83.4	10.4
MOMENTIRADIALI	M2(+) [kNm/m]	10'262.5	7'703.7	3'664.6	1'834.6	762.0	172.0	-18.3
ABNORMAL 1.10	M2(-) [kNm/m]	-7'987.5	-5'785.9	-2'610.9	-1'285.8	-530.3	-118.5	13.0
TAGLIO RADIALE	M2(+) [kNm/m]	4'522.9	3'316.8	1'656.7	879.3	509.6	242.8	120.8
NORMALSLU1	M2(-) [kNm/m]	4'077.2	2'587.9	1'186.7	585.1	329.9	156.0	77.5
TAGLIO RADIALE	M2(+) [kNm/m]	4'454.9	3'212.4	1'594.1	844.4	490.8	234.7	117.1
NORMALSLU2	M2(-) [kNm/m]	4'144.0	2'701.2	1'252.5	612.7	327.7	140.5	62.8
TAGLIO RADIALE	M2(+) [kNm/m]	4'713.7	3'394.5	1'684.8	893.7	520.4	249.2	124.5
ABNORMAL 0.9	M2(-) [kNm/m]	4'397.9	2'875.5	1'331.7	644.2	338.4	143.6	63.9
TAGLIO RADIALE	M2(+) [kNm/m]	4'737.2	3'426.1	1'700.6	899.2	521.2	248.8	124.0
ABNORMAL 1.10	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
MOMENTIRADIALI	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 43: 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 <sup>2</sup> ]
	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

$A_s$ da calcolo [mm <sup>2</sup> ]	$A_{cls}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{s',min}$ [mm <sup>2</sup> ] ( $0,26 f_{ctm} / f_{yk} A_{cls}$ )	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]	$A_{s,calcolo}$ [mm <sup>2</sup> /m]	$A_{s,min}$ [mm <sup>2</sup> /m] (0,26 $f_{ctm}$ / $f_{yk} A_{cls}$ )	$A_{s,disposta}$ [mm <sup>2</sup> /m]	$A_{s,min}$ fessura z [mm <sup>2</sup> /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 44: 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.

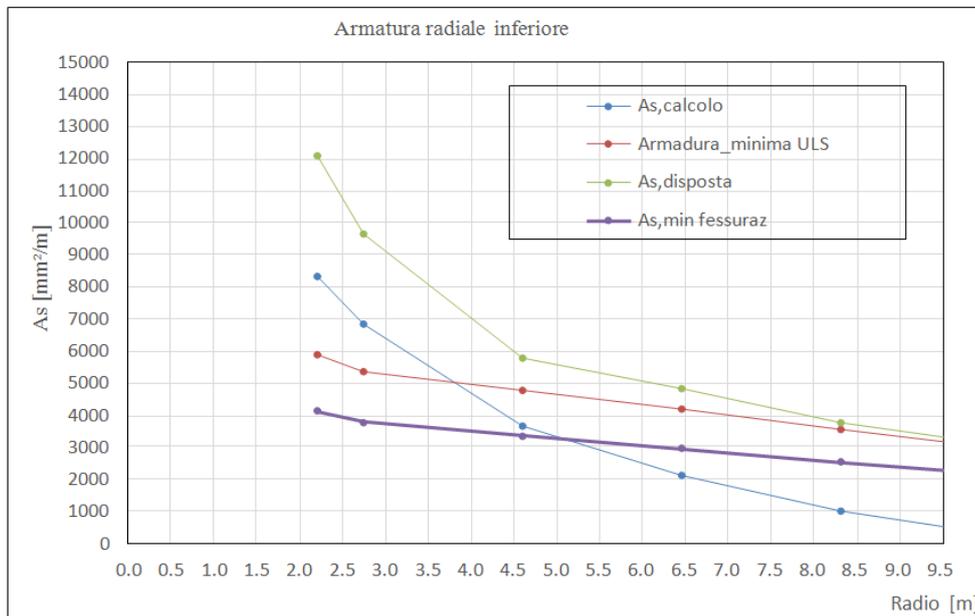
#### A.11.i.4. Dimensionamento delle armature inferiori

ARMATURA RADIALE INF.	$r_i$ [m]	$h$ = altezza [m]	$d$ = altezza utile [m]	$M_2$ [kNm/m]	$2\pi r_i M_2$ [kNm]	$f_{yd}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
	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

$A_s$ da calcolo [mm <sup>2</sup> ]	$A_{cls}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{s,min}$ [mm <sup>2</sup> ] (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]	$A_{s,calcolo}$ [mm <sup>2</sup> /m]	$A_{s,min}$ [mm <sup>2</sup> /m] (0,26 $f_{ctm} / f_{yk} A_{cls}$ )	$A_{s,disposta}$ [mm <sup>2</sup> /m]	$A_{s,min}$ fessuraz [mm <sup>2</sup> /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 45: Dimensionamento e verifica dei minimi normativi per i ferri radiali inferiori (3 strati Ø32)**



**Figura 46: Area armatura radiale inferiore: da calcolo, minima (da norma), effettivamente disposta e da fessurazione**

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

	$r_i$	$h_i$ = altezza	$d^*$ = altezza
ARMATURA CIRCONF. SUP	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

$M_1$ [kNm/m]	$f_{yd}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$A_{s',calcolo}$ [mm <sup>2</sup> /m]	$n. \varnothing 25 / m$ (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 <sup>2</sup> ]	$A_{s',min}$ [mm <sup>2</sup> /m] 20% $A_{s,long,inf}$	$A_{s',min}$ fessura z. [mm <sup>2</sup> /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. $\varnothing 25 / m$ (min)	n. $\varnothing 25 / sect.$ disposta	n. $\varnothing 25 / m$ disposta	$A_{s',disposta}$ [mm <sup>2</sup> /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 47: Dimensionamento e verifica dei minimi normativi per i ferri circolari superiori**

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

ARMATURA CIRCONFENZ. 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

$M_1$ [kNm/m]	$f_{yd}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$A_{s,calcolo}$ [mm <sup>2</sup> /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 <sup>2</sup> ]	$A_{s,min}$ [mm <sup>2</sup> /m] 20% $A_{s,long,inf}$	$A_{s,min}$ fessura z. [mm <sup>2</sup> /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 <sup>2</sup> /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 48 : 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 <sub>Ed</sub> [kN/m]	d altezza utile [m]	A <sub>s,rad</sub> [cm <sup>2</sup> /m]	K < 2	ρ <sub>l</sub> < 2%	V <sub>Rd,c</sub> [kN/m]	V <sub>Rd,c</sub> > V <sub>Ed</sub>
2.75	<b>3'426</b>	3.21	96.52	1.250	0.301 %	1'002	Richiesta
4.60	<b>1'701</b>	2.85	57.70	1.265	0.202 %	789	Richiesta
6.45	<b>899</b>	2.49	48.30	1.283	0.194 %	694	Richiesta
8.30	<b>521</b>	2.13	37.53	1.306	0.176 %	610	Non richiesta
10.15	<b>249</b>	1.77	30.69	1.336	0.173 %	524	Non richiesta
12.00	<b>125</b>	1.41	25.96	1.377	0.184 %	437	Non richiesta

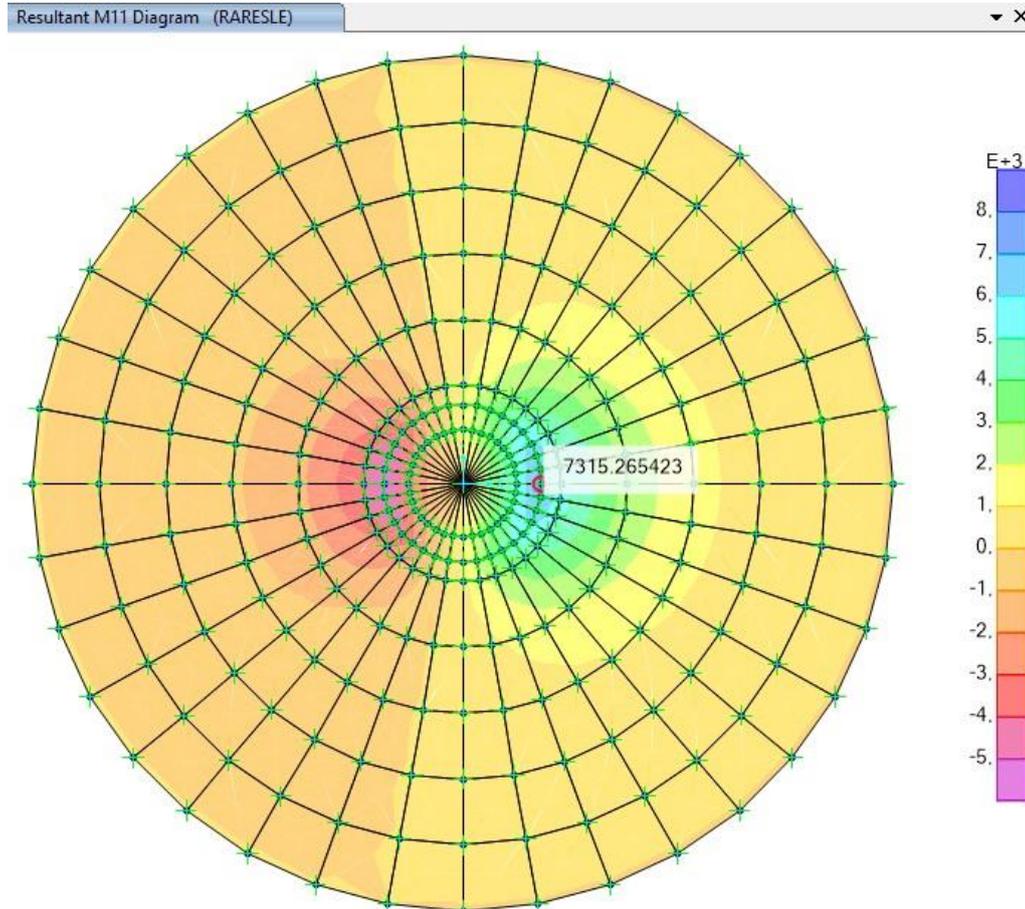
**Figura 49: Verifica a taglio in assenza di armatura trasversale**

Resistenza con armatura trasversale				
(A <sub>sw/s</sub> ) <sub>min</sub> [cm <sup>2</sup> /m <sup>2</sup> ]	Passo circonfer.	Passo radiale	A <sub>sw/s</sub> [cm <sup>2</sup> /m <sup>2</sup> ]	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 50: 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 51: Momento radiale in combinazione SLE Rara [kNm/m]**