



REGIONE SARDEGNA
COMUNI DI VILLANOVAFORRU, SARDARA, SANLURI E
FURTEI (SU)

PROGETTO

Impianto per la produzione di energia elettrica da fonte eolica
di potenza pari a 42 MW denominato "Marmilla"
Comuni di Villanovaforru, Sardara, Sanluri e Furtei (SU)
Variante in riduzione da 42 MW a 36 MW

TITOLO

**Rel.05 - Calcoli preliminari fondazioni strutture
parco eolico**

PROPONENTE



ENGIE TREXENTA S.r.l.

Sede legale e Amministrativa:

Via Chiese 72
20126 Milano (MI)
PEC: engietrexenta@legalmail.it

PROGETTISTA



SCM ingegneria S.r.l.
Via Carlo del Croix, 55
Tel.: +39 0831-728955
72022 Latiano (BR)
Mail: info@scmingegneria.com

Dott. Ing. Daniele Cavallo



Scala	Formato Stampa A4	Cod.Elaborato EOMRMD-I_Rel.05	Rev. 01	Nome File EOMRMD-I_Rel.05-Calcoli preliminari fondazioni strutture parco eolico	Foglio 1 di 33
-------	----------------------	----------------------------------	------------	---	-------------------

Rev.	Data	Descrizione	Elaborato	Controllato	Approvato
00	15/04/2023	Emesso per iter autorizzativo	L. Maculan	D. Cavallo	D. Cavallo
01	13/10/2023	Emesso per iter autorizzativo	L. Maculan	D. Cavallo	D. Cavallo

INDICE

1	INTRODUZIONE	4
2	GEOMETRIA E TIPOLOGIA DELLA FONDAZIONE	5
3	NORME DI RIFERIMENTO	6
4	DATI DI PROGETTO DELL'OPERA	6
5	INQUADRAMENTO GEOLOGICO DEL SITO	6
6	MATERIALI ADOTTATI	7
6.1	CALCESTRUZZO PER PLINTI/PIASTRE DI FONDAZIONE	7
6.2	ACCIAIO PER ARMATURE	7
7	CRITERI DI CALCOLO E VERIFICA	8
7.1	MODELLAZIONE	8
7.2	VERIFICHE ESEGUITE	9
7.3	APPROCCI DI PROGETTO E COMBINAZIONI DI CARICO	10
7.4	ANALISI DEI CARICHI	12
7.4.1	AZIONI DERIVANTI DALLA SOVRASTRUTTURA	12
7.4.2	PESO PROPRIO DELLA FONDAZIONE	13
7.4.3	PESO PROPRIO DEL RIEMPIMENTO	13
8	VERIFICHE GLOBALI / GEOTECNICHE	14
8.1	COMBINAZIONI DI CARICO E FATTORI DI SICUREZZA	14
8.2	GAPPING	15
8.3	RIBALTAMENTO	16
8.4	CARICO LIMITE	16
8.5	SLITTAMENTO	19
8.6	VALUTAZIONE MODULO DI REAZIONE (WINKLER)	20
8.7	VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI MEDI ATTESI	20
8.8	CEDIMENTI DIFFERENZIALI MASSIMI ATTESI	21
9	VERIFICHE STRUTTURALI	22
9.1	RISULTATI DELL'ANALISI	22
9.2	VERIFICHE DI RESISTENZA A FLESSIONE	26
9.2.1	DIMENSIONAMENTO DELLE ARMATURE SUPERIORI	26
9.2.2	DIMENSIONAMENTO DELLE ARMATURE INFERIORI	27
9.2.3	DIMENSIONAMENTO DELLE ARMATURE CIRCONFERENZIALI SUPERIORI	28
9.2.4	DIMENSIONAMENTO DELLE ARMATURE CIRCONFERENZIALI INFERIORI	29
9.3	VERIFICA A TAGLIO	30
9.4	VERIFICHE TENSIONALI /DI FESSURAZIONE	30
9.4.1	VERIFICHE SUL LEMBO INFERIORE	31

9.4.2 VERIFICHE SUL LEMBO SUPERIORE33

1 INTRODUZIONE

La presente revisione del progetto presentato in richiesta di autorizzazione si è resa necessaria a valle dell'identificazione di interferenze con il progetto di un impianto eolico da 55,8 MW presentato dalla società Asja Serra e localizzato nella medesima area, come evidenziato nella comunicazione E-SERRA/FG/SC/sa/227/23 presentata al Ministero dell'Ambiente e della Sicurezza Energetica (MASE) in data 15/06/2023.

Al fine di risolvere tali interferenze si è rivisto il progetto presentato in prima revisione andando a ridurre il numero di aerogeneratori, da 7 a 5, e il modello degli stessi, da 7,2 MW ciascuno invece di 6 MW, risultando in una riduzione di potenza totale di impianto da 42 MW a 36 MW.

Le modifiche principali di layout rispetto alla revisione precedente del progetto sono visivamente evidenziate nell'elaborato grafico EOMRMD-I_Tav.36 - Planimetria comparativa layout impianto eolico.

Nella presente relazione di calcolo vengono illustrati i criteri di dimensionamento e verifica delle fondazioni degli aerogeneratori da mettersi in opera presso la centrale di produzione di energia da fonte eolica, con una potenza nominale di 36 MW che la società ENGIE TREXENTA S.R.L. (di seguito “la Società”) intende realizzare nei Comuni di Villanovaforru, Sardara, Sanluri e Furtei (SU).

La relazione ha carattere preliminare in quanto, in questa fase di progettazione, la scelta dell'aerogeneratore è stata effettuata in via del tutto provvisoria, tra i diversi modelli attualmente disponibili sul mercato. Per tal motivo, le sollecitazioni a base torre, che costituiscono i dati di input del problema, hanno ordini di grandezza che potrebbero essere modificati nella successiva fase di progetto (esecutivo), allorquando verrà definito con certezza il modello della macchina. Oltre a questo aspetto, anche gli approfondimenti geologici di dettaglio, da espletarsi nella fase esecutiva, potrebbero in qualche modo rendere necessarie alcune modifiche progettuali delle strutture fondali. In particolare le dimensioni della fondazione, utilizzate nel presente calcolo, dovranno essere verificate e confermate in fase di progetto esecutivo.

La macchina (aerogeneratore) presa in esame per il calcolo preliminare delle fondazioni è di fabbricazione Vestas, avente le caratteristiche geometriche illustrate nella figura successiva:

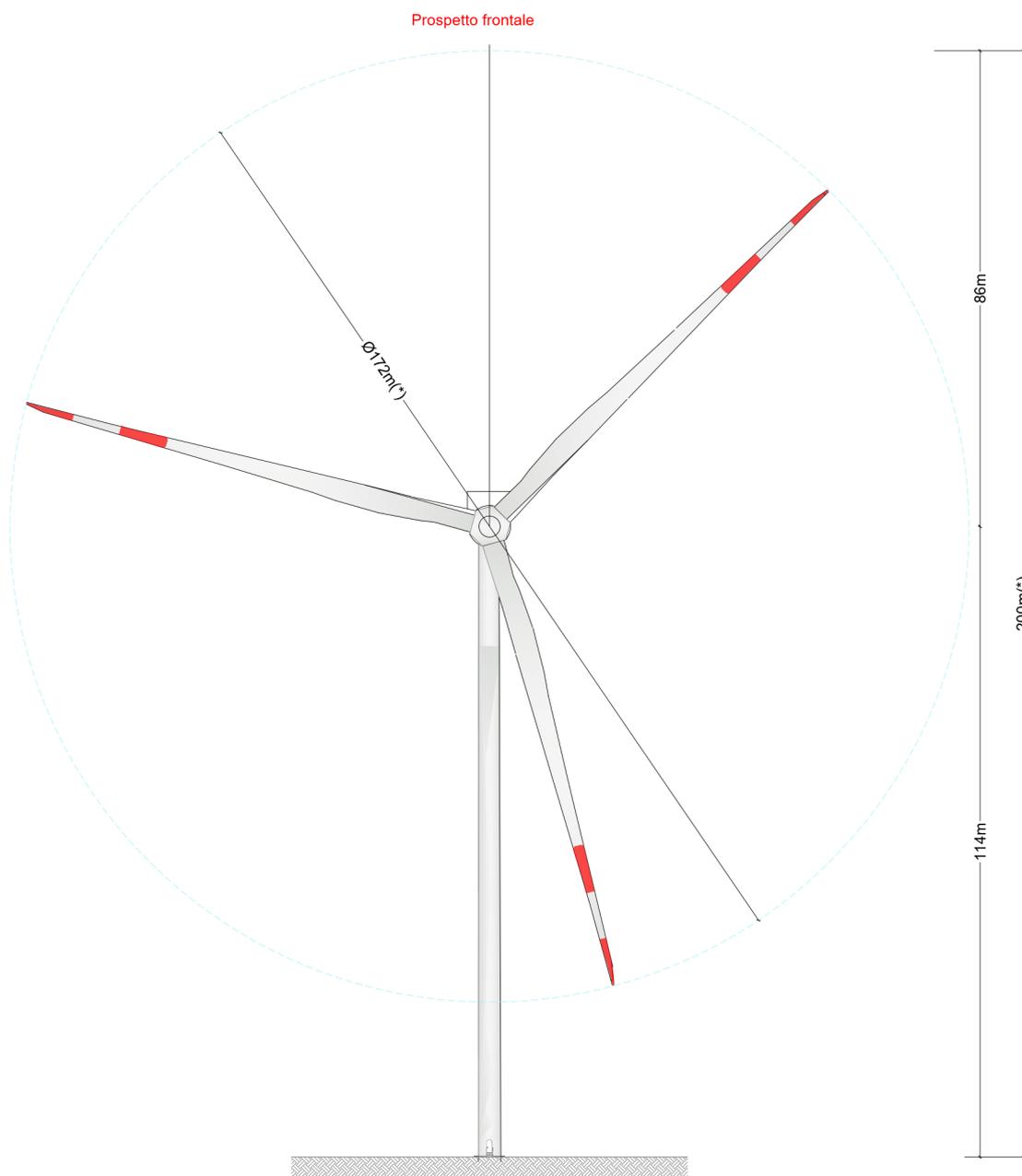


Figura 1-1 – Geometria dell'aereogeneratore Vestas V172

2 GEOMETRIA E TIPOLOGIA DELLA FONDAZIONE

Le fondazioni in c.a., dimensionate sulla scorta delle risultanze delle indagini geognostiche, sono del tipo tronco-conico, avente diametro di base pari a 27 m, ed altezza variabile da un minimo di 1 m (sul bordo esterno) ad un massimo di 3 m (in corrispondenza della zona centrale di attacco della torre), come da figura successiva.

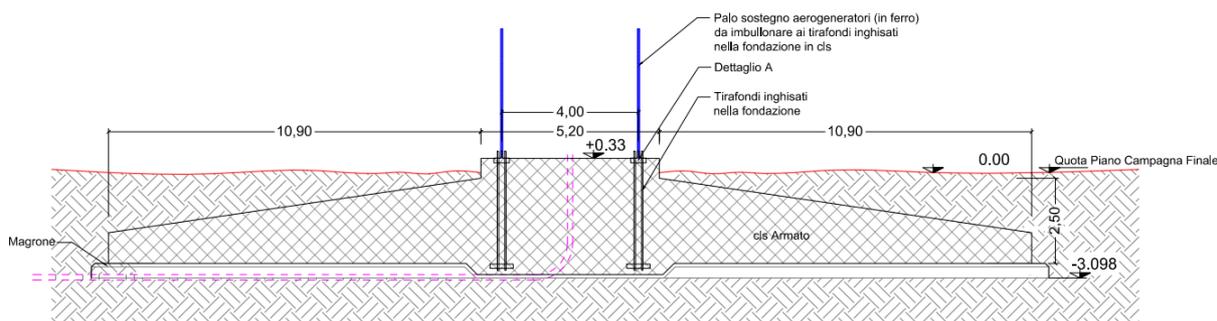


Figura 2-1 – Geometria del plinto di fondazione

3 NORME DI RIFERIMENTO

Per le verifiche strutturali sono state impiegate le seguenti norme:

1. DM 17/01/2018 – “Nuove norme tecniche per le costruzioni”
2. Circ. 21 Gennaio 2019 n. 7/C.S.LL.PP., “Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”.
3. Eurocodice 2 - “Progettazione delle strutture in calcestruzzo. Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”
4. Eurocodice 7 - “Progettazione geotecnica. Parte 1 - Regole generali”
5. CEI EN 61400-1

4 DATI DI PROGETTO DELL’OPERA

La seguente tabella riassume i dati di progetto:

Tipo di Costruzione (NTC 2018 cap.2, 3)	Descrizione	Parametro
Proprietà della costruzione	ordinaria	VN = 50
Tipo di costruzione	2	CU = 2.0
Classe d'uso	IV	VR=CU*VN= 100
Periodo di riferimento sisma	-	VR=CU*VN= 100
Destinazione d'uso	industriale	categoria = E2

Tabella 4-1 – Dati generali di progetto relativi alla struttura

5 INQUADRAMENTO GEOLOGICO DEL SITO

Per le considerazioni geologiche relative al sito in oggetto si rimanda alle relazioni di dettaglio facenti parte del presente progetto.

6 MATERIALI ADOTTATI

6.1 CALCESTRUZZO PER PLINTI/PIASTRE DI FONDAZIONE

Classe di resistenza	C28/35 (Rck \geq 35 N/mm ²)
Classe di esposizione	XC2 - Prospetto 4 UNI 11104
Dosaggio di cemento	\geq 320kg/mc d'impasto
Rapporto A/C	\leq 0,55
Contenuto massimo di cloruri	Cl 0,20%
D max aggregati	25 mm
Consistenza (slump)	S4
Copriferro	50 mm

Rck	35	N/mm ²
fck	29.05	N/mm ²
γ_c	1.50	
α_{cc}	0.85	
fcd	16.46	N/mm ²
fctm	2.83	N/mm ²
fctd	1.32	N/mm ²
ν_l	0.50	
f'cd	8.23	N/mm ²
Ecm	32'588.11	N/mm ²

6.2 ACCIAIO PER ARMATURE

Tipo	B 450 C	
f _y	450.00	N/mm ²
f _t	540.00	N/mm ²
γ_s	1.15	
f _{yd}	391.30	N/mm ²
E _s	210'000.00	N/mm ²
e _{yd}	1.86	‰
ϵ_{ud}	67.50	‰

7 CRITERI DI CALCOLO E VERIFICA

Le analisi sono state condotte per mezzo di un software di calcolo strutturale agli elementi finiti.

Ai fini della presente relazione si fa riferimento agli scenari di progetto non sismici, assumendo come carichi dimensionanti quelli calcolati con le simulazioni di cui al § 7.3 (gli scenari di progetto non sismici previsti dalla norma [5], condizioni di carico di tipo Normal/Abnormal).

7.1 MODELLAZIONE

La fondazione è stata analizzata attraverso un modello agli elementi finiti tipo “shell-thick” vincolati su suolo alla Winkler e bloccati in modo isostatico contro le labilità di piano.

Nel modello i carichi considerati sono:

- 1) il peso proprio (calcolato in automatico dal software di calcolo)
- 2) il peso del terreno di rinterro (sovraccarico permanente)
- 3) carichi provenienti dalla struttura in elevazione (F_z , F_x , F_y , M_z , M_x , M_y) e applicati su un nodo in posizione centrale ma 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 6) cui corrisponde l’attacco della torre alla fondazione.

Il terreno è considerato col modello alla Winkler – molle non reagenti a trazione¹. La valutazione della rigidezza è riportata al § 8.6.

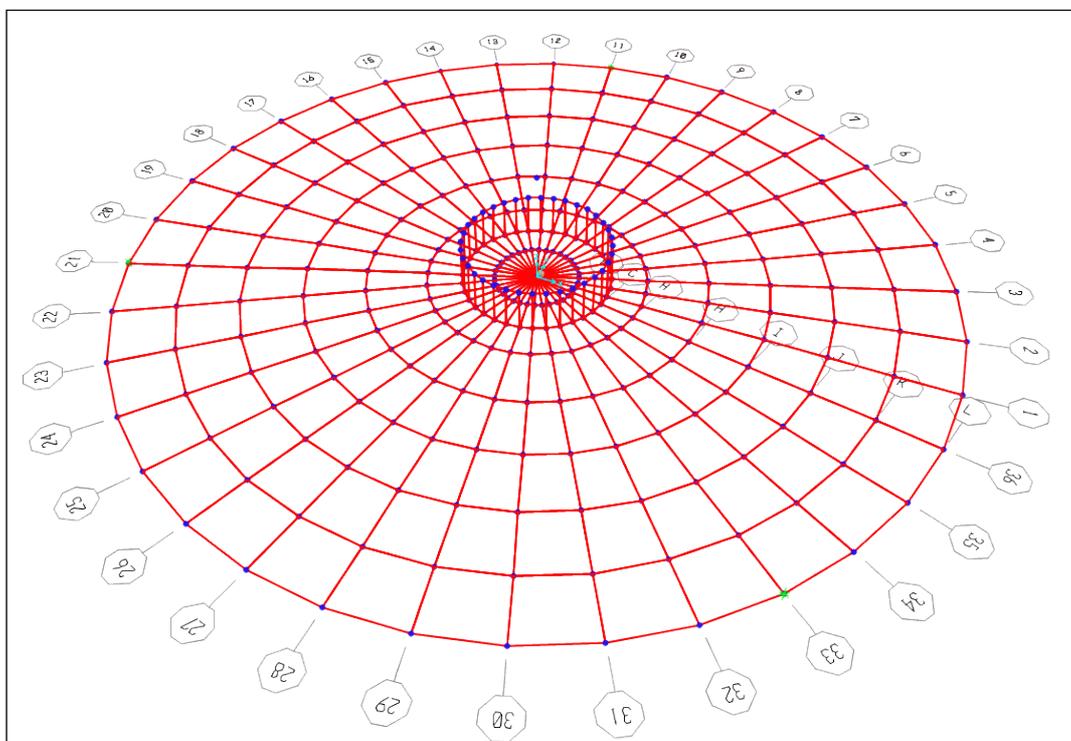


Figura 7-1 – Modello di calcolo della fondazione

¹ Di conseguenza la analisi condotte sono di tipo non-lineare

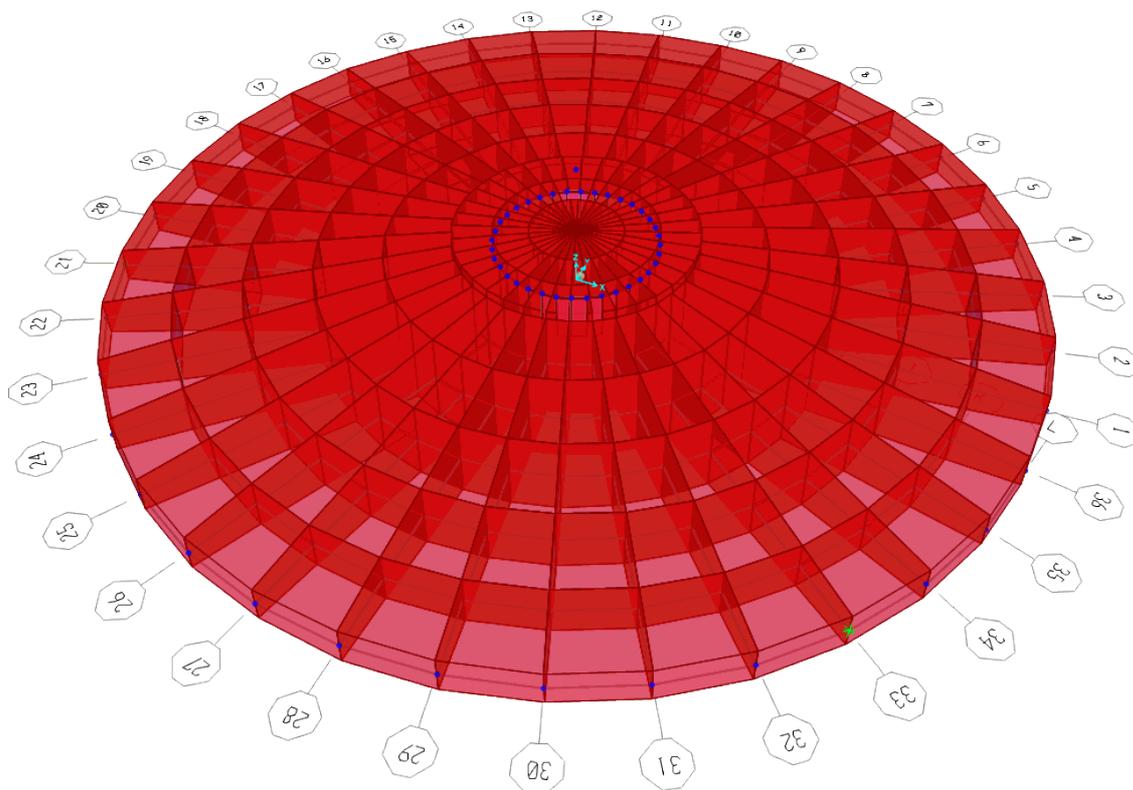


Figura 7-2 – Modello FEM della fondazione – vista solida

7.2 VERIFICHE ESEGUITE

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

- 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

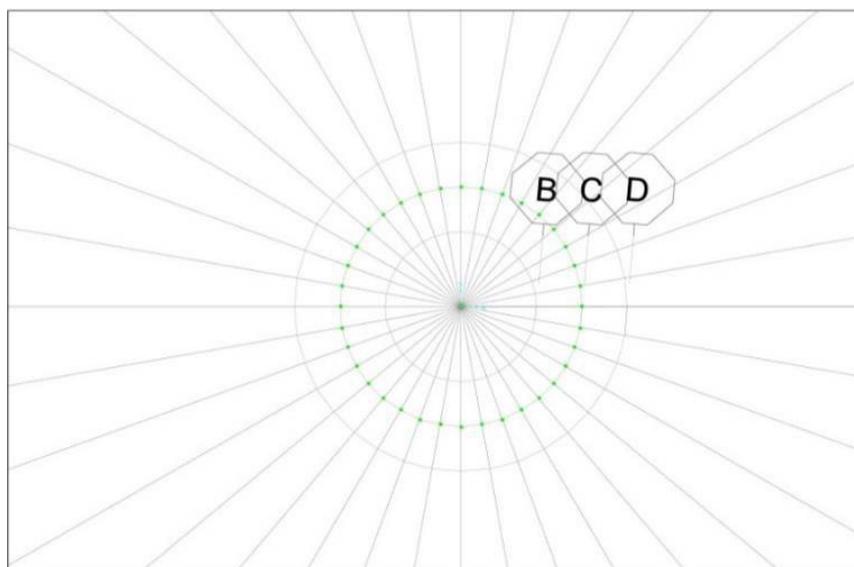


Figura 7-3 – Nodo connesso rigidamente (centrale)

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 (§ 7.3).

7.3 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:

		Coefficiente	EQU	A1	A2
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l’intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Tabella 7-1

Verifica	Coefficiente parziale
	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Tabella 7-2

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 RIFERIM.	COEFF. PARZIALI γ_F	
			STR-GEO	EQU
Peso proprio fondazione	Permanente fondazione	[1]	1,00 / 1,30	0,90
Peso terreno riempimento	Permanente fondazione	[1]	0,80 / 1,50	0,80
Peso aerogeneratore [Fzt]	Permanente aerogener.	[5]	0,90 / 1,10 1,35	0,90
Vento aerogen. [FndFr]	Variabile aerogeneratore	[5]	/ 1,10 1,35	/ 1,10 1,35

Tabella 7-3 - 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 9 colonne" indicano:

"N" – carichi permanenti dell'aerogeneratore (indicati con Fzi in tabella 6 e tabella 7)

"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]. Si fa presente che, come carichi di input provenienti dall'aerogeneratore, non sono presenti le azioni in condizione "Abnormal" secondo [5]: tali combinazioni non sono state analizzate anche se compaiono nella tabella delle combinazioni di carico.

Combinazione	Peso proprio fondazione	Peso del terreno di riempimento	Scarico aerogeneratore IEC 64100-1									
			Abnormal			Normal			Operational			
			NAbn	VAbn	MAbn	NNor	VNor	MNor	NQp	VQp	MQp	
1	Normal SLU1	1,30	1,50				1,35	1,35	1,35			
2	Normal SLU2	1,00	0,80				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	0,80	0,90	1,10	1,10						
5	Normal EQU	0,90	0,80				0,90	1,35	1,35			
6	Abnormal EQU	0,90	0,80	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	Gap	1,00	1,00							1,00	1,00	1,00
10	Frequente	1,00	1,00									
11	Quasi permanente	1,00	1,00									

Tabella 7-4 - Coefficienti parziali delle azioni utilizzati ai fini del presente progetto

In queste combinazioni (che, come si è detto, sono state analizzate 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. Le combinazioni 7 e 8 sono state assunte come Caratteristiche (SLE Rare) e, pertanto ad esse sono state riferite le valutazioni delle tensioni (SLE R) su calcestruzzo e armatura, oltre che dei cedimenti di fondazione.

7.4 ANALISI DEI CARICHI

7.4.1 AZIONI DERIVANTI DALLA SOVRASTRUTTURA

Il documento WFL EDPR BRAZIL BARRAS WF - «GENERAL CHARACTERISTICS MANUAL» riporta gli scarichi in fondazione derivanti dall'aereogeneratore, in accordo con le indicazioni delle norme adottate. I carichi, come specificato in didascalia alle tabelle, 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 [5] tabella 3 § 7.6.2.1 (sotto riprodotta come tabella 9).

	Load factor	F _x (kN)	F _y (kN)	F _z (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)	M_{xy} (kNm)	M _z (kNm)
UNFACTORED EXTREME LOADS	1	1270.75	25.59	-5587.23	7663.75	151281.35	151474.60	3048.74
FACTORED EXTREME LOADS	1.35	1715.51	34.56	-7542.76	10346.07	204229.81	204490.72	4115.79

Table 1. SG6.0-170 HH115 Factored/Unfactored Extreme loads at tower bottom

Tabella 7-5 - Scarichi in fondazione – Condizioni di carico in situazioni estreme (stati limite ultimi)

Load factor	F _x (kN)	F _y (kN)	F _z (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)	M_{xy} (kNm)	M _z (kNm)
1	1270.75	25.59	-5587.23	7663.75	151281.35	151474.60	3048.74

Table 3. SG6.0-170 HH115 Characteristics Loads at the base of the tower

Tabella 7-6 - Scarico in fondazione – Condizioni di carico Normal

Load factor	F _{xy} (kN)	F _z (kN)	M_{xy} (kNm)	M _z (kNm)
1	986.29	-6718.44	111512.14	3901.81

Table 2. SG6.0-170 HH115 Quasi Permanent Loads at tower bottom

Tabella 7-7 - Scarico in fondazione – Condizioni di carico quasi permanente

Table 3 – Partial safety factors for loads γ

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

Tabella 7-8 - Coefficienti di combinazione previsti dalla specifica tecnica [5]

Oltre a queste azioni si sono considerate quelle derivanti dal peso proprio della struttura di fondazione e dal peso del terreno di riempimento.

7.4.2 PESO PROPRIO DELLA FONDAZIONE

La geometria della fondazione è di seguito definita:

Diametro del plinto di fondazione:	De	=	24.50 m
Diametro esterno del piedistallo:	Di	=	6.50 m
Diametro interno del piedistallo:	Dint	=	2.50 m
Altezza minima plinto (al bordo):	Hedge	=	1.00 m
Altezza massima plinto (al centro):	Hslab	=	3.00 m
Altezza massima plinto + piedistallo:	H	=	3.50 m
Scalino esterno del piedistallo:	H - Hslab	=	0.50 m
Scalino interno del piedistallo:	Hint	=	0.20 m
Pendenza estradosso soletta:	α	=	22.22 %
Pendenza profilo terreno:	δ	=	2.00 %
Ricoprimento minimo:	Hbackfill, min	=	0.30 m

Tabella 7-9 - Geometria del plinto

Il volume del plinto è pari a 906.84 m³

Il peso del plinto è pari a 22'671.01 kN.

7.4.3 PESO PROPRIO DEL RIEMPIMENTO

Al di sopra del plinto di fondazione è previsto un ricolmamento, da realizzarsi con materiale di buone caratteristiche meccaniche. Si assume, in sede di analisi, un peso di volume pari a 17 kN/m³, e si assegna questo peso come pressione verticale variabile applicata sigli elementi shell che modellano il plinto, secondo quanto riportato nella successiva **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**

Raggio interno [m]	Raggio esterno [m]	H = spessore riempim. [m]	q riempim. [kN/m ²]
3.250	5.050	0.66	8.42
5.050	6.850	1.03	14.54
6.850	8.650	1.39	20.69
8.650	10.450	1.76	26.86
10.450	12.250	2.12	33.03

Tabella 7-10

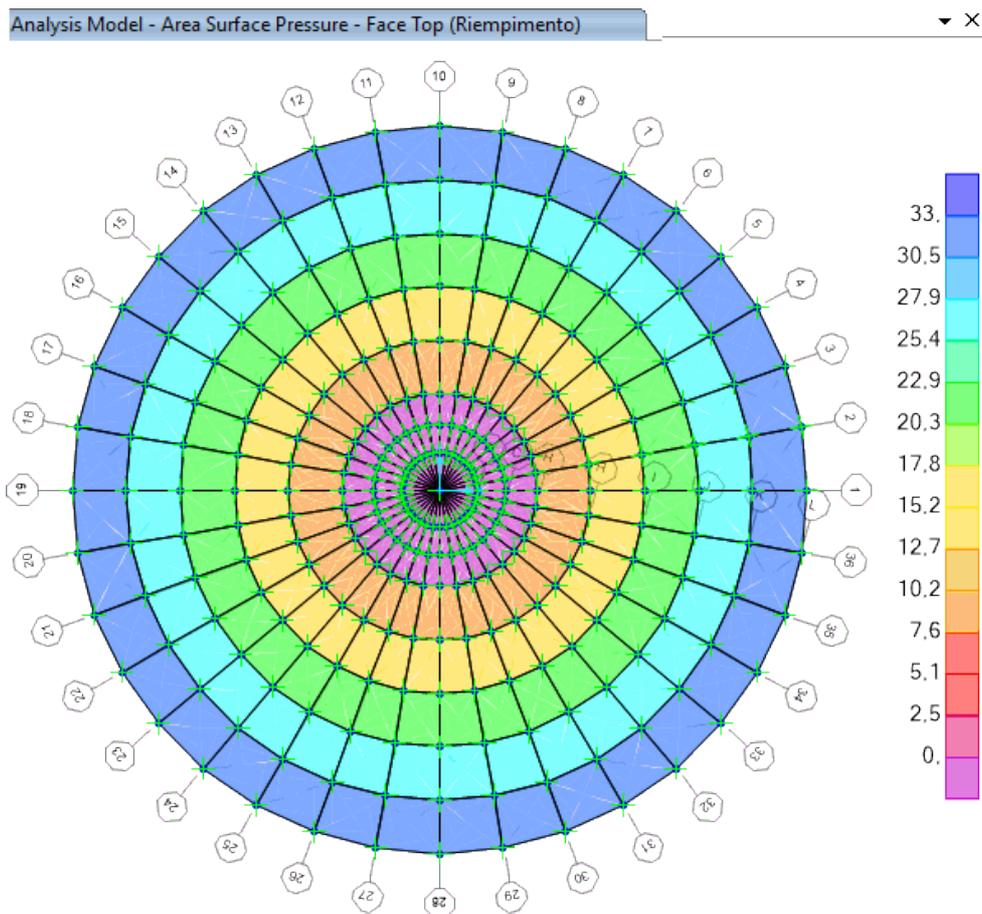


Figura 7-4 – Carico distribuito sul plinto, che simula il peso del terreno di riempimento (a spessore variabile)

La risultante del peso del riempimento è 9'786.3 kN.

8 VERIFICHE GLOBALI / GEOTECNICHE

8.1 COMBINAZIONI DI CARICO E FATTORI DI SICUREZZA

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

Verifica a	Tipo di combinazione	Coefficienti parziali delle azioni γ_f							
		Peso proprio	Riempimento	Fz	H	M			
GEO (abnormal)	Carico limite	Approccio 2	A1+M 1+R3	Abnormal 2	1.00	0.80	0.90	1.10	1.10
	Carico limite	Approccio 2	A1+M 1+R3	Abnormal 1	1.30	1.50	1.10	1.10	1.10
	Scorrimento	Approccio 2	A1+M 1+R3	Abnormal 2	1.00	0.80	0.90	1.10	1.10
GEO (normal)	Carico limite	Approccio 2	A1+M 1+R3	Normal SLU2	1.00	0.80	0.90	1.35	1.35
	Carico limite	Approccio 2	A1+M 1+R3	Normal SLU1	1.30	1.50	1.35	1.35	1.35
	Scorrimento	Approccio 2	A1+M 1+R3	Normal SLU2	1.00	0.80	0.90	1.35	1.35
GEO (Sismic)	Carico limite			Seismic	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	Scorrimento			Seismic	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

Ribalamento	IEC	normal case	Normal EQU	0.90	0.80	0.90	1.35	1.35
	IEC	abnormal case	Abnorm.EQU	0.90	0.80	0.90	1.10	1.10

Verifica	Tipo di combinazione	Coefficiente materiale (terreno)			γ_R	F.S.			
		γ_M	$\tan(\phi')$	c'			C_u		
GEO (abnormal)	Carico limite	Approccio 2	A1+M1+R3	Abnormal 2	1.00	1.00	1.00	2.30	-
	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	-
GEO (normal)	Carico limite	Approccio 2	A1+M1+R3	Normal SLU2	1.00	1.00	1.00	2.30	1.03
	Carico limite	Approccio 2	A1+M1+R3	Normal SLU1	1.00	1.00	1.00	2.30	-
	Scorrimento	Approccio 2	A1+M1+R3	Normal SLU2	1.00	1.00	1.00	1.10	3.30
GEO (Sismic)	Carico limite			Seismic	1.00	1.00	1.00	2.30	-
	Scorrimento			Seismic	1.00	1.00	1.00	1.10	1.51
Ribalamento	IEC	normal case	Normal EQU						1.93
	IEC	abnormal case	Abnorm.EQU						-

Tabella 8-1 - Riepilogo delle verifiche geotecniche e globali

8.2 GAPPING

La verifica di GAPPING è condotta assumendo che in combinazione 9 si abbia un'impronta sul terreno pari al 100 % della sagoma del plinto. Per la combinazione 7 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 Qp e Normal non fattorizzate.

SCARICHI AEROGENERATORE - NON

	Operational	Normal
Fz	6'718.44	5'587.23
Fxy	986.29	1'271.01
Mxy	111'512.14	151'475.34

AZIONI RISULTANTI INTRADOSSO FONDAZIONE - NON FATTORIZZATE

	Operational	Normal
Fz	39'175.76	38'044.55
Fxy	986.29	1'271.01
Mxy	115'161.41	156'178.07

Tabella 8-2 - Tabella 2 1 - Riepilogo delle verifiche geotecniche e globali

	Peso proprio	Riempimento	Fz	H	M
Operational	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Normal	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Eccentricity	e [m] =	Operational 2.94		Normal 4.11	
	(e / D) =	0.120		0.168	
	(e / D) max =	0.125		0.294	
Check	FS =	1.0418		1.755	

Tabella 8-3 - Coefficienti parziali e verifica di Gapping

8.3 RIBALTAMENTO

La verifica a ribaltamento è dettagliata nelle seguenti tabelle.

	Peso proprio	Riempimento	Fz	H	M
Normal EQU	0.90	0.80	0.90	1.35	1.35

Tabella 8-4 - Coefficienti di combinazione per la verifica a ribaltamento

	Normal EQU
Mo (overturning) [kNm]	210'840.40
Ms (stabilizing) [kNm]	407'452.95
FS = Ms / Mo	1.933

Tabella 8-5 - Verifica a ribaltamento

8.4 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	0.80	0.90	1.35	1.35
Normal SLU1	1.30	1.50	1.35	1.35	1.35
Abnormal 2	1.00	0.80	0.90	1.10	1.10
Abnormal 1	1.30	1.50	1.10	1.10	1.10
Seismic	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

FOUNDATION BOTTOM		
	Normal SLU2	Normal SLU1
Fz	35'528.57	51'694.54
Fxy	1'715.86	1'715.86
Mxy	210'840.40	210'840.40

Tabella 8-6 - Analisi scarichi in fondazione

Le verifiche a carico limite sono condotte con riferimento alla stratigrafia n.2 e 5, che sono quelle che presentano angolo di attrito e coesione più bassi. In particolare, la stratigrafia n. 5 è stata verificata in condizioni drenate (sia lo strato superiore che inferiore) mentre la stratigrafia n. 2, solo il substrato inferiore, in condizioni non drenate².

		Condition	Soil parameters	Load comb.
VERTICAL BEARING CAPACITY CHECK		drained	WTG05 - Layer 1	Normal SLU2
Soil unit weight	γ			10.65 kPa
Backfilling unit weight	γ^*			17.00 kPa
Friction angle	φ'			21.0°
Effective cohesion	c'			7.00 kPa
Undrained cohesion	C_u			42 kPa
Water table depth	z_w			6.00 m
Design bending moment	M_{xy}			210'840 kNm
Design torque moment	M_z			5'556.33 kNm
Design vertical load	F_z			35'529 kN
Design tangential load	H			1'716 kN
Radius	R			12.25 m
Depth of foundation	D			1.00 m
Eccentricity	e	M_{xy}/F_z		5.93 m
Ellipse minor axes	B_e	$2*(R-e)$		12.63 m
Ellipse major axes	L_e	$2 R [1-(1-B_e/2R)^2]^{1/2}$		21.43 m
Effective loaded area	A_{eff}	$2*[R^2 \arccos(e/R)-e*(R^2 - e^2)^{1/2}]$		192.46 m ²
Effective length	L_{eff}	$(A_{eff}*L_e/B_e)^{1/2}$		18.07 m
Effective width	B_{eff}	$L_{eff}*B_e/L_e$		10.65 m
Horizontal force	H'	$2*M_z/L_{eff}+[H^2+(2*M_z/L_{eff})^2]^{1/2}$		2'437.65 kN
Inclination of foundation	η			0.0°
N_c	N_c	$(7.07 - 1) / \tan(21.0^\circ) =$		15.815
N_q	N_q	$\tan(90 + 21.0^\circ / 2)^2 \exp(\pi * \tan(21.0^\circ)) =$		7.071
N_γ	N_γ	$2 * (7.07 - 1) * \tan(21.0^\circ) =$		4.661
Shape factor	s_c	$(1.21 * 7.07 - 1) / (7.07 - 1) =$		1.246
Shape factor	s_q	$1 + 10.65 / 18.07 * \tan(21.0^\circ) =$		1.211
Shape factor	s_γ	$1 - 0.3 * 10.65 / 18.07 =$		0.823
Load inclination factor	i_c	$0.9 - (1 - 0.9)/(15.81 - 1) =$		0.894
Load inclination factor	i_q	$(1 - 2'437.65 / (35'529 + 192.46 * 7.0 / \tan(21.0^\circ)))^{1.63} =$		0.900
Load inclination factor	i_γ	$(1 - 2'437.65 / (35'529 + 192.46 * 7.0 / \tan(21.0^\circ)))^{(1.63+1)} =$		0.844
Found. inclination fact.	b_c	$1.0 - (1 - 1.0)/(15.81 * \tan(21.0^\circ)) =$		1.000
Found. inclination fact.	b_q	$(1 - \tan(0.0^\circ) * \tan(21.0^\circ))^2 =$		1.000
Found. inclination fact.	b_γ	$1.0 =$		1.000
Backfill pressure	q'	$17.0 * 1.0 =$		17.00 kPa
Component c		$7.0 * 15.81 * 1.25 * 0.89 * 1.0 =$		123.253 kPa

² La verifica a carico limite dovrebbe essere condotta, a rigore, considerando la C_u media che si sviluppa lungo le ipotetiche superfici di rottura che, secondo la nota teoria della formula trinomia di Brinch-Hansen (1970), ha una profondità dell'ordine della dimensione (in questo caso il diametro) della fondazione. Poiché lo spessore massimo dello strato di argille sabbiose è di 6,5 m a partire dal piano campagna, tenendo anche conto della profondità del piano di appoggio della fondazione, è da ritenere che il contributo maggiore alla resistenza sia sicuramente dato dallo strato inferiore, che è quello del quale si presenta la verifica. L'elevato coefficiente di sicurezza (n.b. normalizzato) dimostra che la verifica sarebbe soddisfatta anche adottando una C_u media con riferimento ad entrambi gli strati attraversati dal cuneo di rottura.

Impianto per la produzione di energia elettrica da fonte eolica di potenza pari a 42 MW denominato "Marmilla"
Comuni di Villanovaforru, Sardara, Sanluri e Furtei (SU)
Variante in riduzione da 42 MW a 36 MW



Component q		$17.0 * 7.07 * 1.21 * 0.9 * 1.0 =$	131.072 kPa
Component γ		$10.65 * 10.65/2 * 4.66 * 0.82 * 0.84 * 1.0 =$	183.638 kPa
Resistance factor	γ_R		2.300
Design bearing capacity	q_{rd}	$(123.25 + 131.07 + 183.64)/2.3 =$	190 kPa
Design pressure	q_{sd}	$35'528.57 / 192.46 =$	185 kPa
Bearing check	FS	$190.42 / 184.6 =$	1.032 > 1 OK

Tabella 8-7 - Verifica a carico limite in condizioni drenate – Combinazione Normal SLU2 – Strato 1

		Condition	Soil parameters	Load comb.
		drained	WTG05 - Layer 2	Normal SLU2
VERTICAL BEARING CAPACITY CHECK				
Soil unit weight	γ			12.95 kPa
Backfilling unit weight	γ^*			17.00 kPa
Friction angle	ϕ'			24.0°
Effective cohesion	c'			23.00 kPa
Undrained cohesion	C_u			148 kPa
Water table depth	z_w			6.00 m
Design bending moment	M_{xy}			210'840 kNm
Design torque moment	M_z			5'556.33 kNm
Design vertical load	F_z			35'529 kN
Design tangential load	H			1'716 kN
Radius	R			12.25 m
Depth of doudnation	D			1.00 m
Eccentricity	e	M_{xy}/F_z		5.93 m
Ellipse minor axes	B_e	$2*(R-e)$		12.63 m
Ellipse major axes	L_e	$2 R [1-(1-B_e/2R)^2]^{1/2}$		21.43 m
Effective loaded area	A_{eff}	$2*[R^2 \arccos(e/R)-e*(R^2 - e^2)^{1/2}]$		192.46 m ²
Effective lenght	L_{eff}	$(A_{eff}*L_e/B_e)^{1/2}$		18.07 m
Effective width	B_{eff}	$L_{eff}*B_e/L_e$		10.65 m
Horizontal force	H'	$2*M_z/L_{eff}+[H^2+(2*M_z/L_{eff})^2]^{1/2}$		2'437.65 kN
Inclination of foundation	η			0.0°
N_c	N_c	$(9.6 - 1) / \tan (24.0^\circ) =$		19.324
N_q	N_q	$\tan (90 + 24.0^\circ / 2) \exp (\pi * \tan (24.0^\circ)) =$		9.603
N_γ	N_γ	$2 * (9.6 - 1) * \tan (24.0^\circ) =$		7.661
Shape factor	s_c	$(1.24 * 9.6 - 1) / (9.6 - 1) =$		1.268
Shape factor	s_q	$1 + 10.65 / 18.07 * \text{sen} (24.0^\circ) =$		1.240
Shape factor	s_γ	$1 - 0.3 * 10.65 / 18.07 =$		0.823
Load inclination factor	i_c	$0.91 - (1 - 0.91)/(19.32 - 1) =$		0.909
Load inclination factor	i_q	$(1 - 2'437.65 / (35'529 + 192.46 * 23.0 / \tan (24.0^\circ)))^{1.63} =$		0.914
Load inclination factor	i_γ	$(1 - 2'437.65 / (35'529 + 192.46 * 23.0 / \tan (24^\circ)))^{(1.63+1)} =$		0.865
Found. inclination fact.	b_c	$1.0 - (1 - 1.0)/(19.32 * \tan (24.0^\circ)) =$		1.000
Found. inclination fact.	b_q	$(1 - \text{rad}(0.0^\circ) * \tan (24.0^\circ))^2 =$		1.000
Found. inclination fact.	b_γ	$1.0 =$		1.000
Backfill pressure	q'	$17.0 * 1.0 =$		17.00 kPa
Component c		$23.0 * 19.32 * 1.27 * 0.91 * 1.0 =$		512.350 kPa
Component q		$17.0 * 9.6 * 1.24 * 0.91 * 1.0 =$		185.014 kPa
Component γ		$12.95 * 10.65/2 * 7.66 * 0.82 * 0.87 * 1.0 =$		376.211 kPa
Resistance factor	γ_R			2.300
Design bearing capacity	q_{rd}	$(512.35 + 185.01 + 376.21)/2.3 =$		467 kPa
Design pressure	q_{sd}	$35'528.57 / 192.46 =$		185 kPa

Bearing check	FS	466.77 / 184.6 =	2.529 > 1 OK
---------------	----	------------------	--------------

Tabella 8-8 - Verifica a carico limite in condizioni drenate – Combinazione Normal SLU 2 – Strato 2

8.5 SLITTAMENTO

Di seguito di dettaglia la verifica a slittamento.

SCARICHI DI PROGETTO PER VERIFICHE A SLITTAMENTO

	Peso proprio	Riempimento	Fz	H	M
Normal SLU2	1.00	0.80	0.90	1.35	1.35
Abnormal 2	1.00	0.80	0.90	1.10	1.10
Seismic	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

FOUNDATION BOTTOM			
	Normal SLU2	Abnormal 2	Seismic
Fz	35'528.57	30'500.06	32'457.32
Fxy	1'715.86	0.00	4'868.60
Mxy	210'840.40	0.00	9'006.91

Tabella 8-9 - Analisi scarichi in fondazione

SLIDING CHECK		Condition	Soil parameter s	Load comb.
		drained	WTG02 - Layer 1	Normal SLU2
Soil unit weight	γ		17.00	kPa
Backfilling unit weight	γ^*		17.00	kPa
Undrained cohesion	C_u		48	kPa
Design bending moment	M_{xy}		210'840	kNm
Design torque moment	M_z		5'556.33	kNm
Design vertical load	F_z		35'529	kN
Design tangential load	H		1'716	kN
Radius	R		12.25	m
Eccentricity	e	M_{xy}/F_z	5.93	m
Ellipse minor axes	B_e	$2*(R-e)$	12.63	m
Ellipse major axes	L_e	$2 R [1-(1-B_e/2R)^2]^{1/2}$	21.43	m
Effective loaded area	A_{eff}	$2*[R^2 \arccos(e/R)-e*(R^2 - e^2)^{1/2}]$	192.46	m ²
Effective length	L_{eff}	$(A_{eff}*L_e/B_e)^{1/2}$	18.07	m
Effective width	B_{eff}	$L_{eff}*B_e/L_e$	10.65	m
Horizontal force	H'	$2*M_z/L_{eff}+[H^2+(2*M_z/L_{eff})^2]^{1/2}$	2'437.65	kN
Friction angle	φ'		21.0°	
Struct.-ground friction	δ'		2/3 * 21° =	14.0°
Undrained adhesion	C_a		48	kPa
Resistance factor	γ_R		1.100	
Design sliding resist.	R_d		$F_z \tan(\delta) / \gamma_R =$	8'053 kN
Sliding check	FS		$8'052.97 / 2'437.65 =$	3.304 > 1 OK

Tabella 8-10 - Verifica a slittamento – Combinazione Normal SLU 2

8.6 VALUTAZIONE MODULO DI REAZIONE (WINKLER)

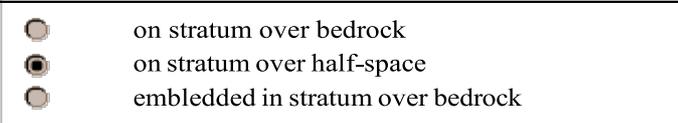
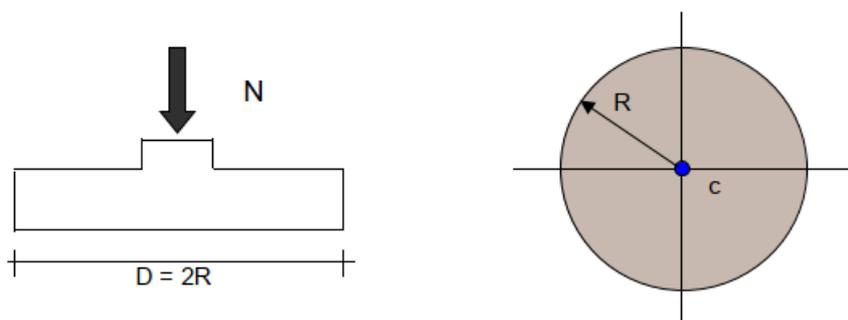
VALUTAZIONE MODULO DI REAZIONE SOTTOFONDO (WINKLER)			
n. stratigraphy 1			
Parameter	Symbol	Expression / note	Value
Static shear modulus	G1		2.46 N/mm ²
Static shear modulus	G2		5.78 N/mm ²
Static Young modulus	E		6.16 N/mm ²
Poisson ratio	v		0.25 -
Foundation radius	R		12.25 m
Thickness of layer	H		2.20 m
	α_r	(for circular rigid foundation)	-
Winkler modulus	K _w	$\frac{4G_1 R}{1-v_1} \left[1 + 1.28 \frac{R}{H} \right] / \left[1 + 1.28 \frac{R}{H} \frac{G_1}{G_2} \right] \frac{1}{\pi R^2}$	687.22 kN/m ³

Tabella 8-11 - Valutazione della costante di Winkler

8.7 VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI MEDI ATTESI

Il cedimento medio in combinazione SLE Rara (Normal) è valutato ipotizzando una distribuzione delle pressioni di contatto (cioè di interfaccia terreno-fondazione) di tipo lineare uniforme. Questa ipotesi risulta cautelativa, in quanto porta ad un picco centrale e a cedimenti bassi sul bordo, nella realtà la congruenza degli spostamenti fa sì che le pressioni si concentrino prevalentemente sui bordi e appiattiscano il diagramma degli abbassamenti.

I cedimenti andranno verificati sulla base della formulazione di Poulos e Davis (1974) in funzione della caratterizzazione del terreno e valutando il carico netto come differenza tra quello trasferito ad intradosso fondazione e peso del terreno di scavo.



Formulazione Teorica (H.G. Poulos, E.H. Davis; 1974)

$$\Delta\sigma_z = q(1 - (1/(1 + ((R/z)^2)^{3/2}))$$

$$\Delta\sigma_r = (q/2)((1+2\nu) - ((1+2\nu)z)/(R^2+z^2)^{0.5} + z^3/(R^2+z^2)^{3/2})$$

$$\Delta\sigma_\theta = (q/2)((1+2\nu) - ((1+2\nu)z)/(R^2+z^2)^{0.5} + z^3/(R^2+z^2)^{3/2})$$

$$\delta_{tot} = \Sigma \delta_i = \Sigma (((\Delta \sigma_{zi} - \nu_i (\Delta \sigma_{ri} + \Delta \sigma_{\theta i})) \Delta z_i / E_i)$$

8.8 CEDIMENTI DIFFERENZIALI MASSIMI ATTESI

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

Parameter	Symbol	Expression / note	Value
Poisson ratio	ν		0.30
Static Young modulus	E	(Layer 1) (Layer 2) (mean value)	6.16 N/mm ² 14.45 N/mm ² 14.45 N/mm ²
Thickness of Layer 1	t_1	(Layer 1)	2.20 m
Bending moment (Qp)	M	(normal quasi permanent)	115'161.41 kNm
Influence factor	I_{θ}	(rigid circular spread foundation)	5.53
Static rotation	$\tan(\theta)$	$\tan(\theta) = \frac{(1-\nu^2)}{E} \frac{M}{B^2 L} I_{\theta}$	2.73 mm/m

Tabella 8-12 - Valutazione del cedimento massimo differenziale (rotazione) in combinazione SLE rara (Normal)

9 VERIFICHE STRUTTURALI

9.1 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	14'605.23	-10'830.24	8'107.28	-4'871.02
Normal SLU 2	15'304.96	-9'904.33	7'347.93	-5'671.41

Tabella 9-1 - Valori massimi dei momenti di piastra

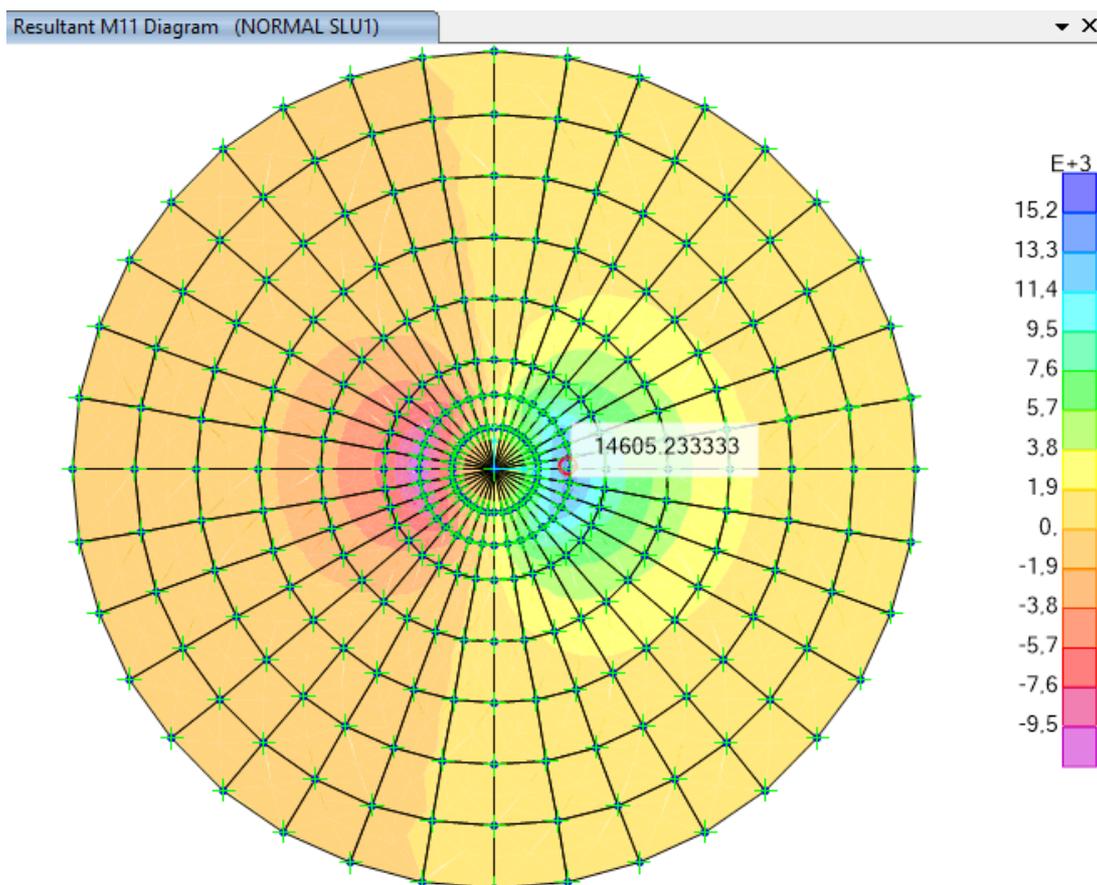


Figura 9-1 – Momento Massimo M11 Normal SLU 1 [kNm/m]

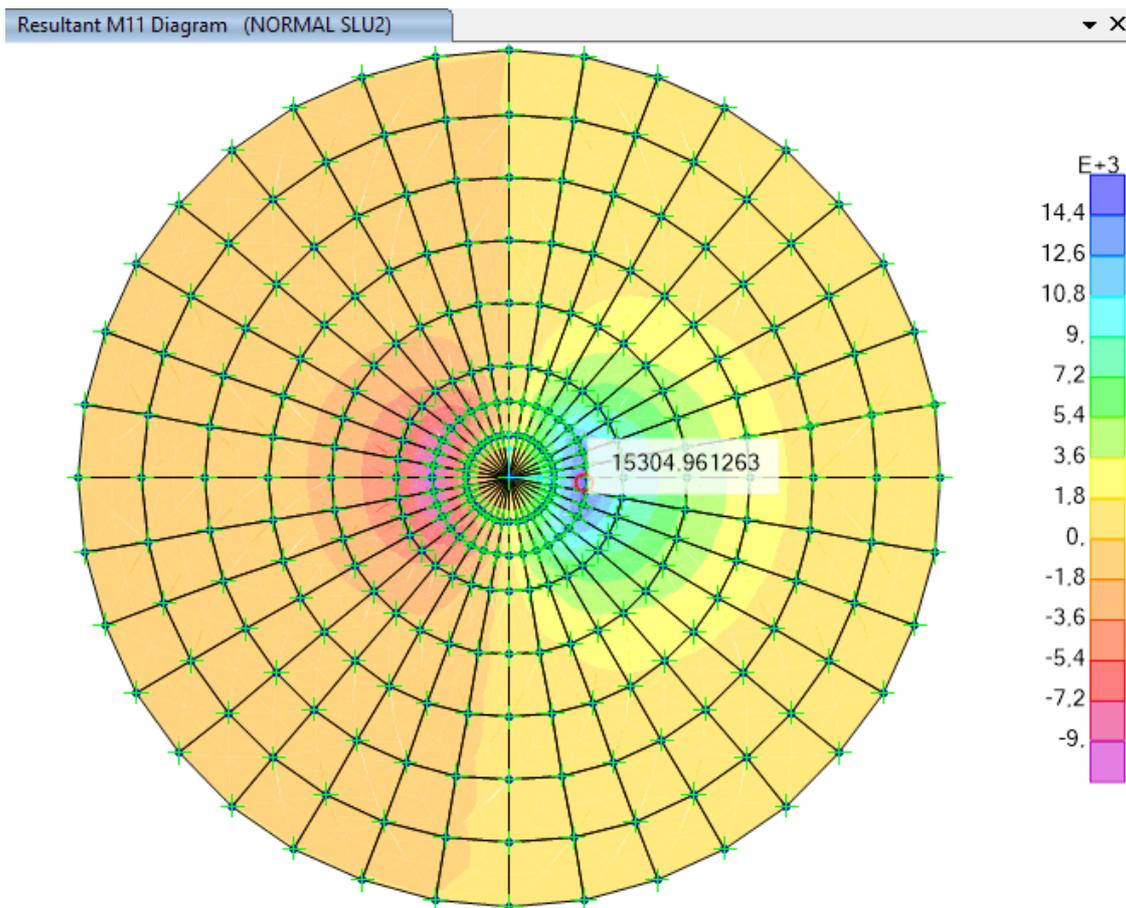


Figura 9-2 – Momento Massimo M11 Normal SLU 2 [kNm/m]

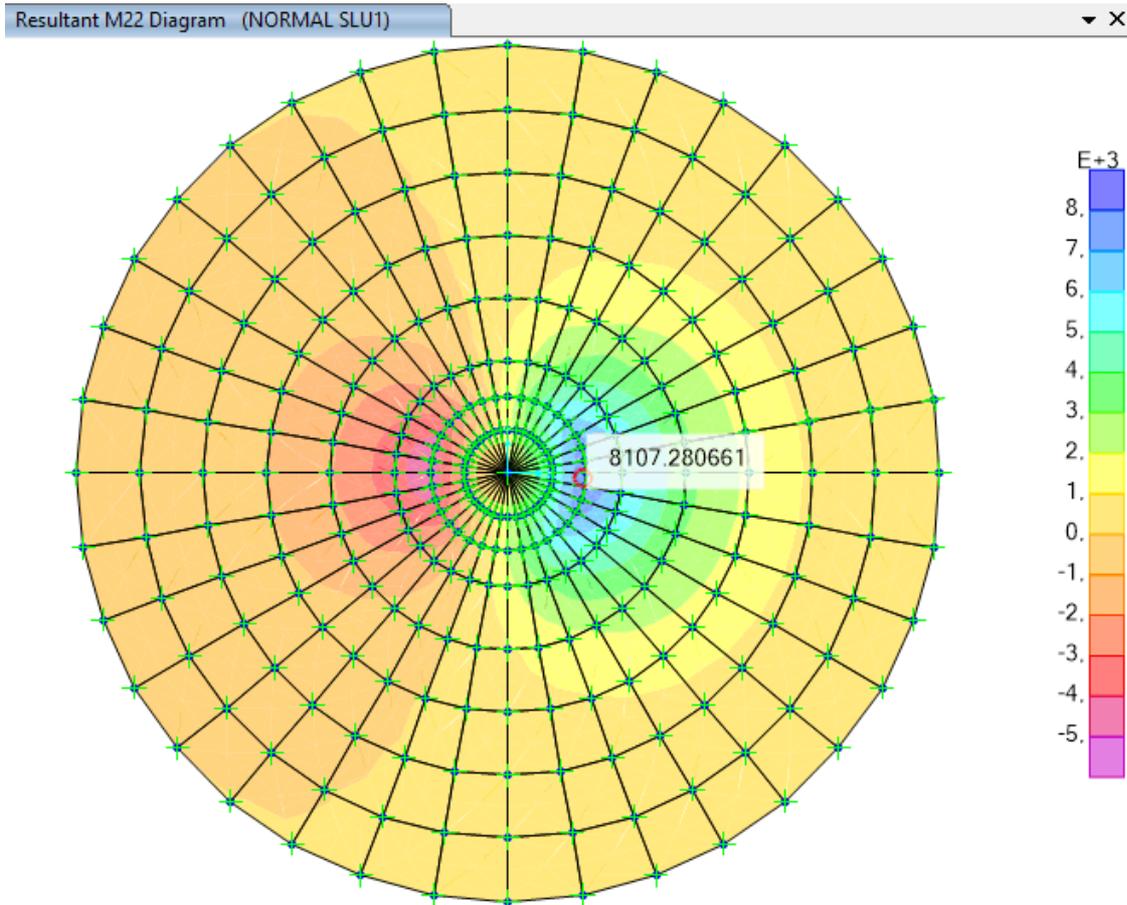


Figura 9-3 – Momento Massimo M22 Normal SLU 1 [kNm/m]

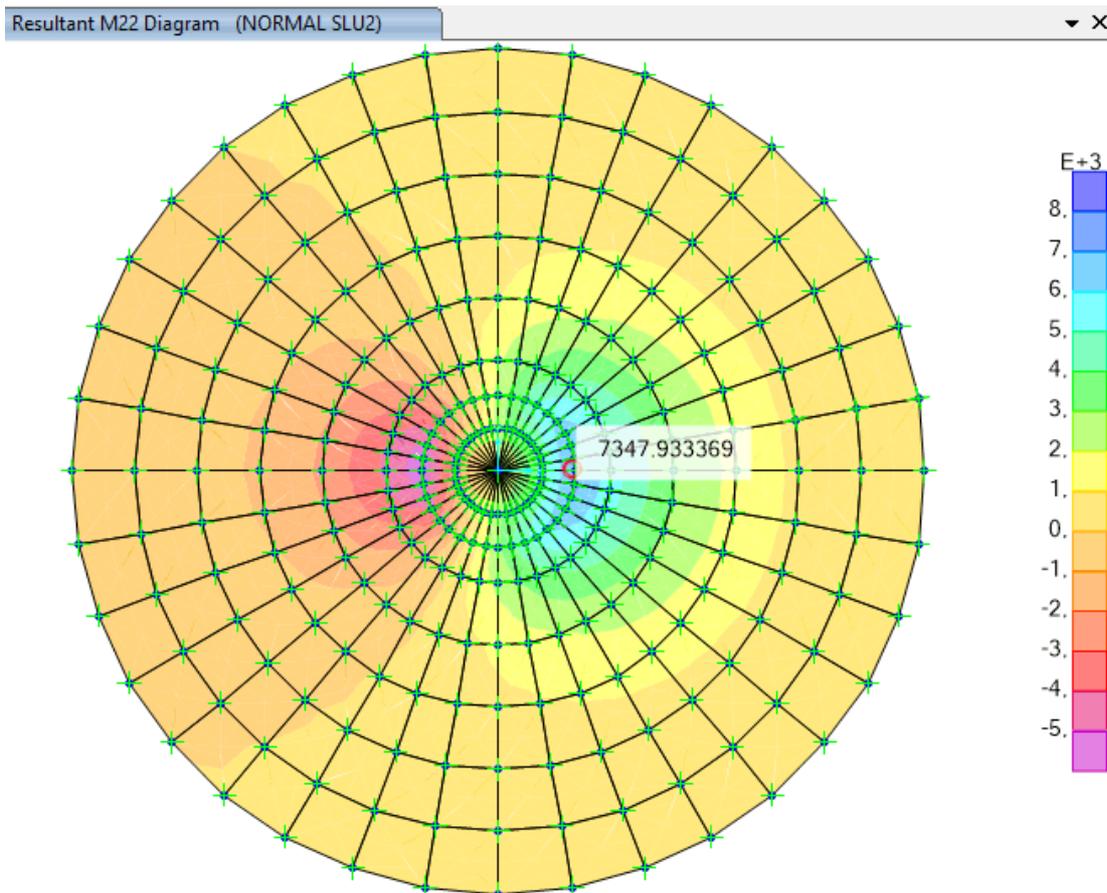


Figura 9-4 – Momento Massimo M22 Normal ELU 2 [kNm/m]

SOLLECITAZIONI DI PIASTRA								
	Raggio [m]	2.200	3.250	5.050	6.850	8.650	10.450	12.250
MOMENTI RADIALI NORMAL SLU1	M2(+) [kNm/m]	14'605.2	8'973.9	4'725.9	2'423.9	1'035.8	255.0	-1.4
	M2(-) [kNm/m]	-10'830.2	-6'170.9	-3'051.5	-1'486.9	-589.3	-129.7	1.3
MOMENTI RADIALI NORMAL SLU2	M2(+) [kNm/m]	15'305.0	9'626.3	5'202.2	2'714.8	1'177.3	294.3	-0.3
	M2(-) [kNm/m]	-9'904.3	-5'239.2	-2'326.3	-1'041.1	-390.2	-81.5	2.8
TAGLIO RADIALE NORMAL SLU1	V (+) [kN/m]	5'941.1	3'773.7	1'870.7	1'072.7	642.5	311.0	156.0
	V (-) [kN/m]	5'480.5	3'016.0	1'368.9	730.1	407.0	178.7	80.5
TAGLIO RADIALE NORMAL SLU2	V (+) [kN/m]	5'921.7	3'778.5	1'913.5	1'134.5	700.7	347.2	177.0
	V (-) [kN/m]	5'488.7	3'022.5	1'300.3	622.8	312.6	128.6	55.8
	Raggio [m]	2.200	3.250	5.050	6.850	8.650	10.450	12.250
MOMENTI CIRCONF. NORMAL SLU1	M1(+) [kNm/m]	8'107.3	6'047.0	3'279.7	1'797.2	853.7	309.5	71.6
	M1(-) [kNm/m]	-4'871.0	-3'604.0	-1'938.8	-1'034.7	-482.4	-175.4	-43.4
MOMENTI CIRCONF. NORMAL SLU2	M1(+) [kNm/m]	7'347.9	5'473.0	3'077.3	1'687.3	793.3	274.6	55.4
	M1(-) [kNm/m]	-5'671.4	-4'233.6	-2'164.4	-1'168.4	-562.8	-222.9	-64.5

Tabella 9-2 - Valori massimi/minimi delle sollecitazioni di piastra in funzione della distanza R dal centro del plinto

9.2 VERIFICHE DI 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

Med = 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].

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

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 = 1).

9.2.1 DIMENSIONAMENTO DELLE ARMATURE SUPERIORI

ARMATURA RADIALE SUPERIORE.						
	2.200	3.500	2.930	10'830.24	149'630.53	391.30
	3.250	3.000	2.930	6'170.90	125'948.09	391.30
	5.050	2.600	2.530	3'051.51	96'775.71	391.30
	6.850	2.200	2.130	1'486.89	63'963.20	391.30
	8.650	1.800	1.730	589.30	32'011.79	391.30
	10.450	1.400	1.330	129.65	8'508.60	391.30
12.250	1.000	0.930	-0.26	-19.69	391.30	

As da calcolo [mm²]	A cls [mm²]	As',min [mm²] (0,26 f _{ctm} / f _{yk} A _{cls})	n.Ø 26 calcolo	n.Ø 32 disposta	n.Ø 28 disposta	n.Ø 32 disposta
145'009.15	48'356'000	77'170	274	122	122	
122'058.15	61'230'000	97'286	230	122	122	
108'614.71	82'456'400	130'388	205	122	122	
85'269.43	94'639'600	148'678	161	122	122	61
52'542.00	97'779'600	152'154	99	122	122	61
18'165.58	91'876'400	140'819	35	122	122	61
-60.11	76'930'000	114'670	-1	122	122	61

CHECK	interferro min/max netto orizz. [cm]	As,calcolo [mm²/m]	As,min [mm²/m] (0,26 f _{ctm} / f _{yk} A _{cls})	As,disposta [mm²/m]	As,min fessuraz [mm²/m]
OK	8.1 / 8.5	10'495.74	5'585.57	12'532.73	3'919.99
OK	13.5 / 13.9	5'980.31	4'766.57	8'483.69	3'359.99
OK	7.3 / 17.7	3'424.82	4'111.37	5'459.80	2'911.99
OK	11.0	1'982.18	3'456.17	5'164.96	2'463.99
OK	14.8	967.23	2'800.97	4'090.17	2'016.00
OK	18.5	276.80	2'145.77	3'385.65	1'568.00
OK	22.2	-0.78	1'490.58	2'888.16	1'120.00

Tabella 9-3 - Dimensionamento e verifica dei minimi normativi per i ferri radiali superiori

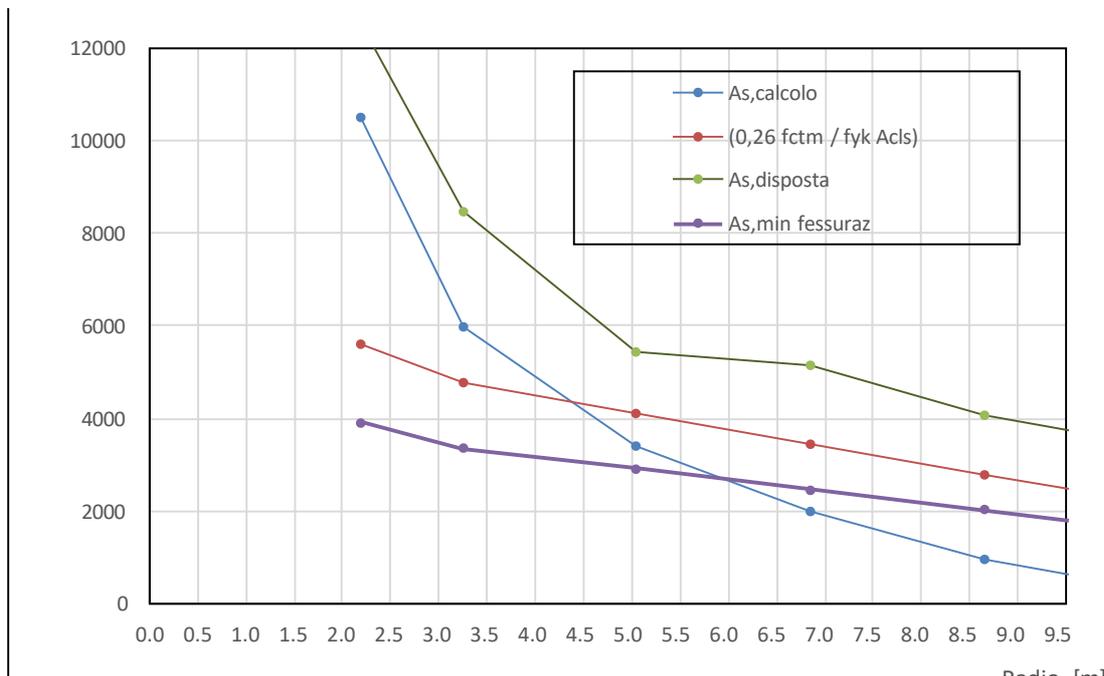


Figura 9-5 – Area armatura radiale superiore: da calcolo, minima (da norma), effettivamente disposta e da fessurazione

Si dispongono 61Ø32 radiali sui primi 2 strati (2x61=122 barre), altre 122Ø28 sul terzo strato, per tutta la lunghezza radiale, in sovrapposizione con 61Ø32 efficaci a partire dalla sezione di raggio R=6,85 m.

9.2.2 DIMENSIONAMENTO DELLE ARMATURE INFERIORI

	r_i [m]	$h =$ altezza [m]	$d =$ altezza utile [m]	M_2 [kNm/m]	$2\pi r_i M_2$ [kNm]	f_{yd} [N/mm²]
ARMATURA RADIALE INF.	2.200	3.500	3.410	15'304.96	211'453.34	391.30
	3.250	3.000	2.910	9'626.34	196'473.57	391.30
	5.050	2.600	2.510	5'202.17	164'981.76	391.30
	6.850	2.200	2.110	2'714.83	116'786.56	391.30
	8.650	1.800	1.710	1'177.32	63'954.57	391.30
	10.450	1.400	1.310	294.33	19'315.83	391.30
	12.250	1.000	0.910	0.28	21.42	391.30

As da calcolo [mm²]	A cls [mm²]	As',min [mm²] (0,26 fctm/ fyk Acls)	n.Ø 26 calcolo	n.Ø 32 disposta	n.Ø 28 disposta	n.Ø 32 disposta
176'077.15	48'356'00	77'170	332	92	170	
191'714.06	61'230'00	97'286	362	92	170	
186'640.13	82'456'40	130'388	352	92	170	
157'164.0	94'639'60	148'678	297	92		176

106'198.4	97'779'60	152'154	201	92	176
41'868.25	91'876'40	140'819	79	92	176
66.83	76'930'00	114'670	1	92	176

CHECK	interferro min/max netto orizz. [cm]	As,calcolo [mm ² /m]	As,min [mm ² /m] (0,26 fctm / fyk Acls)	As,disposta [mm ² /m]	As,min fessuraz [mm ² /m]
OK	4,9 / 12,2	12'744.44	5'585.57	13'989.09	3'919.99
OK	8,8 / 19,4	9'393.14	4'766.57	9'469.54	3'359.99
OK	15,5 / 31,7	5'885.10	4'111.37	6'094.26	2'911.99
OK	13.0	3'653.45	3'456.17	4'604.96	2'463.99
OK	17.2	1'954.98	2'800.97	3'646.71	2'016.00
OK	21.4	637.98	2'145.77	3'018.56	1'568.00
OK	25.7	0.87	1'490.58	2'575.02	1'120.00

Tabella 9-4 - Dimensionamento e verifica dei minimi normativi per i ferri radiali inferiori (3 strati)

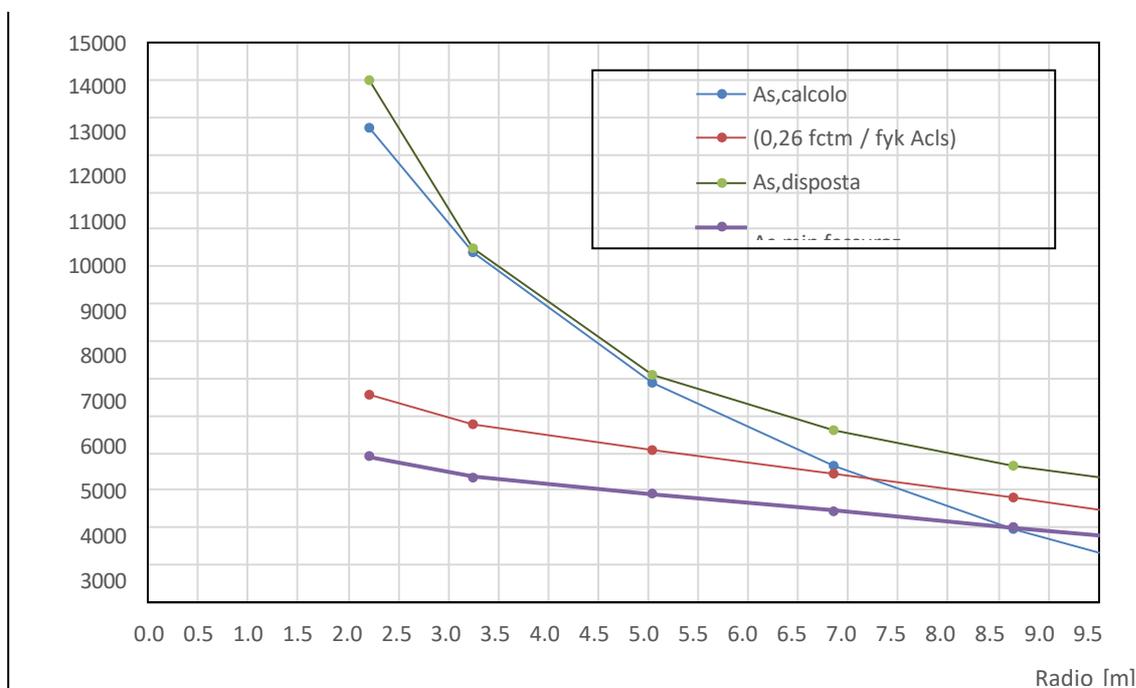


Figura 9-6 – Area armatura radiale inferiore: da calcolo, minima (da norma), effettivamente disposta e da fessurazione

9.2.3 DIMENSIONAMENTO DELLE ARMATURE CIRCONFERENZIALI SUPERIORI

ARMATURA CIRCONFERENZ. SLIP	r _i [m]	h _i = altezza sez. [m]	d* = altezza utile [m]
	2.200	3.500	3.410
4.150	2.800	2.710	
5.950	2.400	2.310	
7.750	2.000	1.910	
10.450	1.400	1.310	

Impianto per la produzione di energia elettrica da fonte eolica di potenza pari a 42 MW denominato "Marmilla"

Comuni di Villanovaforru, Sardara, Sanluri e Furtei (SU)

Variante in riduzione da 42 MW a 36 MW



M_1 [kNm/m]	f_{yd} [N/mm ²]	$A_{s',calcolo}$ [mm ² /m]	$n. \emptyset 26 / m$ (strett. necessaria)
5'671.41	391.30	4722.58	9
3'199.01	391.30	3351.88	7
1'666.43	391.30	2048.41	4
865.60	391.30	1286.84	3
283.39	391.30	614.27	2

A cls [mm ²]	$A_{s',min}$ [mm ² /m] 20% $A_{s,long,inf}$	$A_{s',min}$ fessuraz. [mm ² /m]
3'500'000	2095	3919.99
2'800'000	1165	3135.99
2'400'000	905	2687.99
2'000'000	804	2239.99
1'400'000	649	1568.00

$n. \emptyset 26 / m$ (min)	$n. \emptyset 26 / sect.$ disposta	$n. \emptyset 26 / m$ disposta	$A_{s',disposta}$ [mm ² /m]	CHECK
8.90	20	10.00	5309.29	OK
6.32	13	7.22	3834.49	OK
3.86	8	4.44	2359.69	OK
2.43	7	3.89	2064.72	OK
1.23	14	3.89	2064.72	OK

Tabella 9-5 - Dimensionamento e verifica dei minimi normativi per i ferri circolari superiori

9.2.4 DIMENSIONAMENTO DELLE ARMATURE CIRCONFERENZIALI INFERIORI

ARMATURA CIRCONFERENZ. INF.	r_i [m]	$h_i =$ altezza sez. [m]	$d^* =$ altezza	M_1 [kNm/m]	f_{yd} [N/mm ²]	$A_{s,calcolo}$ [mm ² /m]	$n. \emptyset 28 / m$ (strett. necessaria)
	2.200	3.500	3.410	8'107.28	391.30	6750.93	11
	4.150	2.800	2.710	4'663.36	391.30	4886.21	8
	5.950	2.400	2.310	2'538.43	391.30	3120.30	6
	7.750	2.000	1.910	1'325.45	391.30	1970.48	4
	10.450	1.400	1.310	411.62	391.30	892.21	2

A cls [mm ²]	$A_{s,min}$ [mm ² /m] 20% $A_{s,long,inf}$	$A_{s,min}$ fessuraz. [mm ² /m]	$n. \emptyset 28 / m$ (min)	$n. \emptyset 28 / sect.$ disposta	$n. \emptyset 28 / m$ disposta	$A_{s,disposta}$ [mm ² /m]	CHECK
3'500'000	2798	3919.99	10.97	22	11.00	6773.27	OK

2'800'000	1556	3135.99	7.94	15	8.33	5131.27	OK
2'400'000	1070	2687.99	5.07	9	5.38	3315.59	OK
2'000'000	825	2239.99	3.21	6	4.62	2841.93	OK
1'400'000	667	1568.00	1.45	11	3.85	2368.28	OK

Tabella 9-6 - Dimensionamento e verifica dei minimi normativi per i ferri circolari inferiori

9.3 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	ρ _l < 2%	V _{Rd,c} [kN/m]	V _{Rd,c} > V _{Ed} Armatura a taglio
3.25	3'778	2.91	94.70	1.262	0.325 %	932	Richiesta
5.05	1'914	2.51	60.94	1.282	0.243 %	741	Richiesta
6.85	1'134	2.11	46.05	1.308	0.218 %	613	Richiesta
8.65	701	1.71	36.47	1.342	0.213 %	506	Richiesta
10.45	347	1.31	30.19	1.391	0.230 %	412	Non richiesta
12.25	177	0.91	25.75	1.469	0.283 %	324	Non richiesta

Tabella 9-7 - 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
14.75	0.68 m	0.60 m	15.38	OK
8.66	1.06 m	0.65 m	9.14	OK
6.11	1.43 m	0.65 m	6.74	OK
4.65	1.81 m	0.65 m	5.34	OK
3.01				
2.21				

Tabella 9-8 - Dimensionamento dell'armatura trasversale (a taglio) di piastra

9.4 VERIFICHE TENSIONALI /DI FESSURAZIONE

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

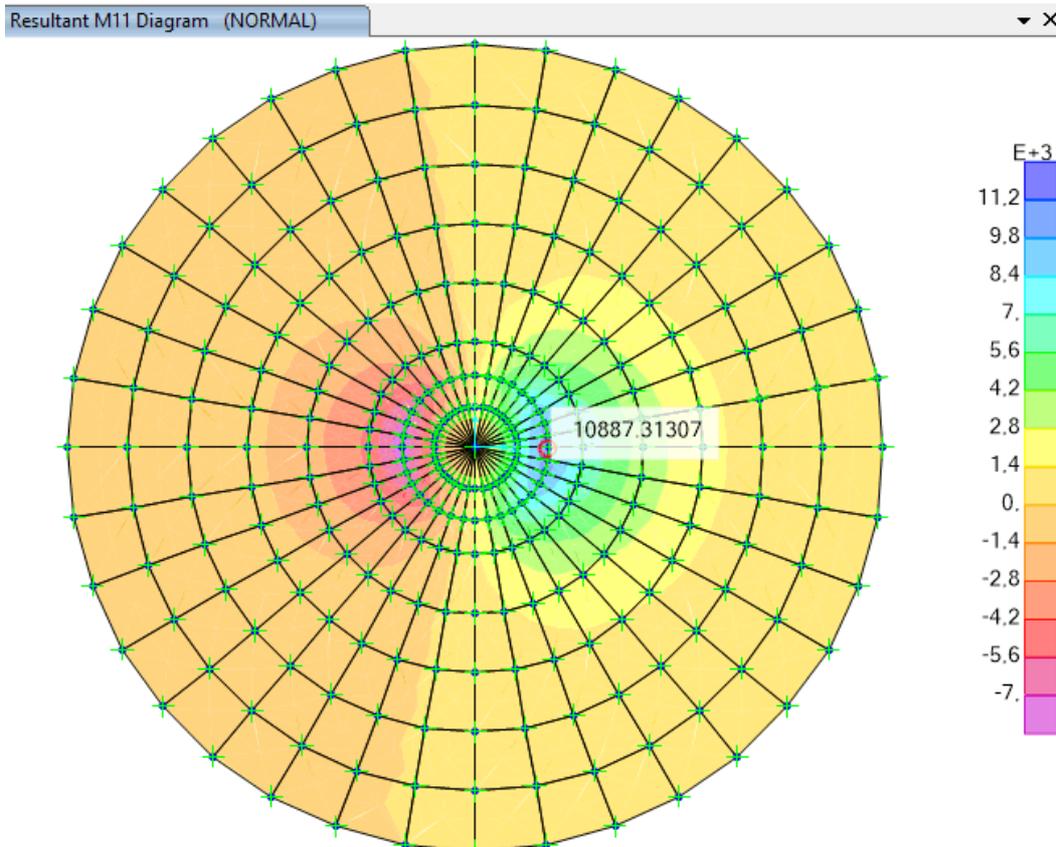


Figura 9-7 – Momento radiale in combinazione SLE Rara [kNm/m]

9.4.1 VERIFICHE SUL LEMBO INFERIORE

Raggio [m]	base b [mm]	h = altezza [mm]	c' [mm]	c [mm]	As [mm ²]	d = altezza utile [m]	As' [mm ²]	n
2.200	1'000	3'500	90	90	13'989	3'410	10'473	15
3.250	1'000	3'000	90	90	9'470	2'910	7'089	15
5.050	1'000	2'600	90	90	6'094	2'510	4'562	15
6.850	1'000	2'200	90	90	4'605	2'110	4'485	15
8.650	1'000	1'800	90	90	3'647	1'710	3'551	15
10.450	1'000	1'400	90	90	3'019	1'310	2'940	15
12.250	1'000	1'000	90	90	2'575	910	2'508	15

n'	yc [mm]	Sc [mm ³]	Sct [mm ³]	Ss' [mm ³]	Ss [mm ³]	Stot [mm ³]	Ic [mm ⁴]
1.00	1'773	1.57E+09	-1.49E+09	2.64E+08	-3.44E+08	0.000	1.86E+12
1.00	1'515	1.15E+09	-1.10E+09	1.52E+08	-1.98E+08	0.000	1.16E+12
1.00	1'310	8.58E+08	-8.32E+08	8.35E+07	-1.10E+08	0.000	7.49E+11
1.00	1'101	6.06E+08	-6.04E+08	6.80E+07	-6.97E+07	0.000	4.45E+11
1.00	901	4.06E+08	-4.04E+08	4.32E+07	-4.43E+07	0.000	2.43E+11
1.00	700	2.45E+08	-2.45E+08	2.69E+07	-2.76E+07	0.000	1.15E+11
1.00	500	1.25E+08	-1.25E+08	1.54E+07	-1.58E+07	0.000	4.18E+10

Ict [mm ⁴]	Is' [mm ⁴]	Is [mm ⁴]	Itot [mm ⁴]	Wi [cm ³]	Mo [kNm]	n	yc [mm]
1.72E+12	4.45E+11	5.63E+11	4.58E+12	2'652'629	6'267	15	896
1.09E+12	2.16E+11	2.76E+11	2.74E+12	1'847'776	4'365	15	704
7.15E+11	1.02E+11	1.32E+11	1.70E+12	1'316'682	3'111	15	545
4.43E+11	6.87E+10	7.04E+10	1.03E+12	933'768	2'206	15	431
2.43E+11	3.50E+10	3.58E+10	5.57E+11	619'128	1'463	15	348
1.14E+11	1.64E+10	1.68E+10	2.62E+11	374'434	885	15	277
4.16E+10	6.34E+09	6.48E+09	9.61E+10	192'447	455	15	-364

La sezione risulta fessurata. Si provvede alla valutazione delle tensioni e dell'ampiezza delle fessure.

Sc [mm ³]	Ss' [mm ³]	Ss [mm ³]	Stot [mm ³]
4.01E+08	1.27E+08	-5.28E+08	0.000
2.48E+08	6.53E+07	-3.13E+08	0.000
1.48E+08	3.11E+07	-1.80E+08	0.000
9.30E+07	2.30E+07	-1.16E+08	0.000
6.07E+07	1.38E+07	-7.45E+07	0.000
3.85E+07	8.27E+06	-4.68E+07	0.000
6.63E+07	-1.71E+07	-4.92E+07	0.000

Ic [mm ⁴]	Is' [mm ⁴]	Is [mm ⁴]	Itot [mm ⁴]	Wi [cm ³]	σ _{sr} [N/mm ²]	MED [kNm]	σ _s [N/mm ²]	σ _s / f _{yk} (≤ 0,80)
2.39E+11	1.02E+11	1.33E+12	1.67E+12	640'469	172.74	10'887	250.09	0,69 - OK
1.16E+11	4.01E+10	6.91E+11	8.48E+11	369'222	208.18	6'708	266.58	0,74 - OK
5.40E+10	1.42E+10	3.53E+11	4.21E+11	204'910	266.60	3'544	253.11	0,7 - OK
2.67E+10	7.83E+09	1.95E+11	2.29E+11	129'604	297.72	1'822	204.91	0,57 - OK
1.41E+10	3.56E+09	1.01E+11	1.19E+11	82'027	309.92	780	137.73	0,38 - OK
7.12E+09	1.55E+09	4.83E+10	5.69E+10	50'726	299.92	192	54.33	0,15 - OK
-1.61E+10	7.76E+09	6.27E+10	5.44E+10	39'856	197.81	0	0.08	0.0 - OK

Tabella 9-9 - Verifica tensioni in combinazione SLE rara

Uσ _c [N/mm ²]	σ _c / f _{ck} (≤ 0,60)	MED [kNm]	σ _s [N/mm ²]	Mo > MED	Ø [mm]	horiz.spacing s [mm]	heff [mm]	ε _{sm}
5.85	0.45 - OK	2'919	67.06	Verifica OK	32	150	225	-
5.57	0.43 - OK	1'940	77.09	Verifica OK	32	222	225	-
4.59	0.35 - OK	1'064	76.01	Verifica OK	32	345	225	-
3.43	0.26 - OK	551	62.00	Verifica OK	28	161	225	-
2.28	0.17 - OK	236	41.62	Verifica OK	28	203	225	-
0.94	0.07 - OK	58	16.37	Verifica OK	28	245	225	-
0.00	0.0 - OK	0	0.10	Verifica OK	28	287	225	-

Tabella 9-10 - Verifiche di fessurazione in combinazione quasi permanente

9.4.2 VERIFICHE SUL LEMBO SUPERIORE

Raggio [m]	base b [mm]	h = altezza [mm]	c' [mm]	c [mm]	As [mm ²]	d = altezza utile [m]	As' [mm ²]	n
2.200	1'000	3'500		9070	12'533	2'930	13'989	15
3.250	1'000	3'000		9070	8'484	2'930	9'470	15
5.050	1'000	2'600		9070	5'460	2'530	6'094	15
6.850	1'000	2'200		9070	5'165	2'130	4'605	15
8.650	1'000	1'800		9070	4'090	1'730	3'647	15
10.450	1'000	1'400		9070	3'386	1'330	3'019	15
12.250	1'000	1'000		9070	2'888	930	2'575	15

n'	yc [mm]	Sc [mm ³]	Sct [mm ³]	Ss' [mm ³]	Ss [mm ³]	Stot [mm ³]	Ic [mm ⁴]
1.00	1'718	1.47E+09	-1.59E+09	3.42E+08	-2.28E+08	0.000	1.69E+12
1.00	1'494	1.12E+09	-1.13E+09	1.99E+08	-1.83E+08	0.000	1.11E+12
1.00	1'296	8.40E+08	-8.50E+08	1.10E+08	-1.01E+08	0.000	7.26E+11
1.00	1'104	6.10E+08	-6.00E+08	7.01E+07	-7.95E+07	0.000	4.49E+11
1.00	903	4.08E+08	-4.02E+08	4.45E+07	-5.07E+07	0.000	2.46E+11
1.00	703	2.47E+08	-2.43E+08	2.78E+07	-3.18E+07	0.000	1.16E+11
1.00	503	1.26E+08	-1.24E+08	1.59E+07	-1.85E+07	0.000	4.23E+10

Ict [mm ⁴]	Is' [mm ⁴]	Is [mm ⁴]	Itot [mm ⁴]	Wi [cm ³]	Mo [kNm]	n	yc [mm]
1.89E+12	5.56E+11	2.76E+11	4.41E+12	2'473'441	5'843	15	741
1.14E+12	2.80E+11	2.62E+11	2.79E+12	1'854'755	4'382	15	649
7.38E+11	1.33E+11	1.25E+11	1.72E+12	1'321'282	3'122	15	506
4.39E+11	7.11E+10	8.15E+10	1.04E+12	949'095	2'242	15	457
2.40E+11	3.62E+10	4.19E+10	5.64E+11	629'227	1'487	15	369
1.13E+11	1.70E+10	2.00E+10	2.66E+11	381'104	900	15	294
4.10E+10	6.57E+09	7.91E+09	9.78E+10	196'674	465	15	-389

VERIFICHE TENSIONI SLE RARA								
Sc [mm ³]	Ss' [mm ³]	Ss [mm ³]	Stot [mm ³]	MED [kNm]	σs [N/mm ²]	σs / fyk (≤ 0,80)	σc [N/mm ²]	σc / fck (≤ 0,60)
2.75E+08	1.37E+08	-4.11E+08	0.000	7'951	287.05	0.8 - OK	5.24	0.4 - OK
2.11E+08	7.94E+07	-2.90E+08	0.000	4'506	194.98	0.54 - OK	3.67	0.28 - OK
1.28E+08	3.80E+07	-1.66E+08	0.000	2'212	171.98	0.48 - OK	2.84	0.22 - OK
1.04E+08	2.53E+07	-1.30E+08	0.000	1'070	105.40	0.29 - OK	1.90	0.14 - OK
6.82E+07	1.53E+07	-8.35E+07	0.000	421	64.69	0.18 - OK	1.15	0.09 - OK
4.33E+07	9.26E+06	-5.26E+07	0.000	92	22.44	0.06 - OK	0.42	0.03 - OK
7.56E+07	-1.85E+07	-5.71E+07	0.000	0	0.07	0.0 - OK	0.00	0.0 - OK

Tabella 9-11 - Verifica tensioni in combinazione SLE rara