



Engineering & Construction



GRE CODE

GRE.EEC.R.25.IT.W.15438.00.108.00

PAGE

1 di/of 28

TITLE:

AVAILABLE LANGUAGE: IT

IMPIANTO EOLICO MONTEMILONE

PROGETTO DEFINITIVO

A.11.1

Relazione di calcolo preliminare Fondazioni Aerogeneratori



File: GRE.EEC.R.25.IT.W.15438.00.108.00 - A.11.1 Relazione calcolo fondazione WTG.docx

00	01/12/2021	First issue	F. Guiggiani studio TECHNE	M. Nardi studio TECHNE	M. Nardi studio TECHNE
REV.	DATE	DESCRIPTION	PREPARED	VERIFIED	APPROVED

GRE VALIDATION

ST	O.Chinnici	F.Tamma
COLLABORATORS	VERIFIED BY	VALIDATED BY

PROJECT / PLANT Wind farm Montemilone	GRE CODE																		
	GROUP	FUNCION	TYPE	ISSUER	COUNTRY	TEC	PLANT				SYSTEM	PROGRESSIVE			REVISION				
	GRE	EEC	R	2	5	I	T	W	1	5	4	3	8	0	0	1	0	8	0

CLASSIFICATION	UTILIZATION SCOPE
	Iter autorizzativo

This document is property of Enel Green Power S.p.A. It is strictly forbidden to reproduce this document, in whole or in part, and to provide to others any related information without the previous written consent by Enel Green Power S.p.A.

INDEX

1. INTRODUZIONE	4
1.1. Premessa	4
1.2. Tipo di strutture e loro funzione	4
1.3. Descrizione delle strutture	4
2. RIFERIMENTI NORMATIVI	6
3. ANALISI DEI CARICHI	7
3.1. Analisi delle sollecitazioni desunte dai documenti	7
3.2. Definizione dei pesi specifici dei materiali in progetto	9
4. RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONE DIRETTA	10
4.1. Materiali	11
4.1.1. Conglomerato per la fondazione	11
4.1.2. Armatura da C.A. per la fondazione	12
4.2. Verifiche	12
4.2.1. Verifica a ribaltamento	12
4.2.2. Controllo gapping 0%	14
4.2.3. Controllo gapping 50%	14
5. RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONE PROFONDA	15
5.1. Materiali	16
5.1.1. Conglomerato per la fondazione	16
5.1.2. Armatura da C.A. per la fondazione	17
5.2. Verifiche	17
5.2.1. Verifica armatura radiale sezione zattera in corrispondenza del piedistallo	17
5.2.2. Verifica armatura circolare sezione zattera in corrispondenza del piedistallo	19
5.2.3. Verifica armatura radiale zattera in corrispondenza dei pali	21
5.2.4. Verifica di resistenza dei pali di fondazione	23
5.2.1. Carico limite dei pali di fondazione	23

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1: Modello di calcolo agli elementi finiti messo a punto per il dimensionamento della fondazione superficiale	10
Figura 2: Modello di calcolo agli elementi finiti messo a punto per il dimensionamento della fondazione su pali.....	15
Figura 3: Diagramma dei momenti radiali di Wood che tendono l'estradosso	18
Figura 4: Diagramma dei momenti radiali di Wood che tendono l'intradosso.....	19
Figura 5: Diagramma dei momenti circolari di Wood che tendono l'estradosso.....	20
Figura 6: Diagramma dei momenti circolari di Wood che tendono l'intradosso	21

1. INTRODUZIONE

1.1. Premessa

La presente relazione è volta ad illustrare i calcoli eseguiti per il predimensionamento delle strutture di fondazione degli aerogeneratori. Il predimensionamento è finalizzato esclusivamente alla stima delle dimensioni di massima della fondazione e delle quantità dei materiali. Le verifiche strutturali eseguite hanno il solo scopo di confermare che le dimensioni scelte per le sezioni in c.a. siano adeguate.

1.2. Tipo di strutture e loro funzione

Per la realizzazione dell'impianto eolico "Montemilone" sito nel comune omonimo (PZ) è prevista l'installazione di 11 aerogeneratori su torre metallica con rotore di diametro 170 m montato ad un'altezza al mozzo di 135 m dal piano campagna.

Gli aerogeneratori che verranno installati saranno selezionati sulla base delle più innovative tecnologie disponibili sul mercato. La potenza nominale delle turbine previste sarà pari a massimo 6,0 MW. Il tipo e la taglia esatta dell'aerogeneratore saranno comunque individuati in seguito della fase di acquisto della macchina e verranno descritti in dettaglio in fase di progettazione esecutiva.

Non avendo a disposizione informazioni dettagliate circa le caratteristiche geotecniche dei terreni, avendo rimandato le indagini geognostiche alla fase di progettazione esecutiva, le fondazioni sono state ipotizzate sia superficiali sia profonde (su pali trivellati di grande diametro).

1.3. Descrizione delle strutture

La tipologia di fondazione adottata per l'aerogeneratore è costituita da plinto a forma circolare di diametro 26.50 m il cui piano di imposta si trova a quota -3.20 m dal p.c. Nel caso di fondazione profonda sono stati previsti 40 pali di 20 metri di lunghezza e 1 metro di

diametro, disposti lungo due corone circolari di diametro diverso.

Lo spessore della zattera varia da:

- 700 mm al bordo a 3000 mm in coincidenza del piedistallo – per la fondazione superficiale;
- 1000 mm al bordo a 3000 mm in coincidenza del piedistallo – per la fondazione profonda.

Il piedistallo è un cilindro di calcestruzzo di altezza 400 mm e diametro 7100 mm.

L'elemento di connessione torre-fondazione è costituito da una gabbia di ancoraggio costituita da 140+140 tirafondi forniti dal produttore delle turbine.

2. RIFERIMENTI NORMATIVI

- **D.M. Infrastrutture 17/01/2018** – Norme tecniche per le costruzioni
- **Circolare CSLPP del 21/01/2019, n. 7** – Istruzione per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17 gennaio 2018
- **IEC EN 61400-1** – Wind turbines – Part 1: Design requirements
- **DNVGL-ST-0126** – Support structures for wind turbines

3. ANALISI DEI CARICHI

3.1. Analisi delle sollecitazioni desunte dai documenti

Ai fini del calcolo delle sollecitazioni indotte dall'aerogeneratore sulla struttura di fondazione, sono stati assunti i carichi desunti da specifiche tecniche di aerogeneratori della stessa taglia di quelli previsti per il parco eolico in oggetto.

In questa fase preliminare non si considerano gli effetti delle azioni sismiche, dato che solitamente per questo tipo di strutture l'azione del vento risulta più gravosa.

I carichi trasmessi dalla struttura in elevazione, in corrispondenza dell'attacco alla struttura di fondazione, posta a +0,20 m al di sopra del piano di campagna in corrispondenza del baricentro del piedistallo, sono stati dedotti dal documento dei carichi e sono riportati in sintesi nella tabella che segue:

Sollecitazione classificata secondo IEC	Vento ABNORMAL EXTREME	Vento CHARACTERISTIC = NORMAL EXTREME	Vento OPERATIONAL E-2 = QUASI-PERMANENT (durante produzione di potenza prob. ecc. 10 ⁻²)
Sollecitazione classificata secondo NTC	CdC eccezionale	CdC caratteristica (rara)	CdC quasi permanente
Taglio, T [kN]	1727	1317	1007
Sforzo normale, N [kN]	8518	7708	7545

Momento flettente, M_f [kN]	225953	186829	139856
----------------------------------	--------	--------	--------

Tabella 1 – Sollecitazioni elementari sull’interfaccia torre-fondazione SENZA coefficienti parziali di sicurezza

Le combinazioni dei carichi prese in considerazione sono le più gravose fra quelle previste dalle normative elencate al §2. I coefficienti parziali utilizzati sono quelli evidenziati in grassetto nella tabella seguente.

	Perm. strutt. γ_{G1}		Perm. non strutt. γ_{G2}		Vento γ_Q	
	favorevole	sfavorevole	favorevole	sfavorevole	favorevole	sfavorevole
Normal / Caratteristica (secondo IEC)	1.0	1.3	0.8	1.5	–	1.35
Normal / Caratteristica (secondo NTC)	1.0	1.3	0.8	1.5	–	1.5
Abnormal / Eccezionale (secondo IEC)	1.0	1.3	0.8	1.5	–	1.10
Abnormal / Eccezionale (secondo NTC)	1.0	1.0	1.0	1.0	–	1.0

Tabella 2 – Coefficienti parziali di sicurezza per combinazioni SLU

Nella tabella seguente si riportano le azioni complete del coefficiente di amplificazione:

	SLU Normal	SLU Abnormal	EQU
	$1.0G_1+0.8G_2+1.5Q_N$	$1.0G_1+0.8G_2+1.1Q_A$	$0.9G_1+0.8G_2+1.5Q_N$
	$1.3G_1+1.5G_2+1.5Q_N$	$1.3G_1+1.5G_2+1.1Q_A$	$0.9G_1+0.8G_2+1.5Q_A$
Taglio, T [kN]	1976	1900	2591
Sforzo normale, N [kN]	7708 / 10020	8518 / 11073	6937

Momento flettente, M_f [kN]	280244	248548	280243 / 338930
----------------------------------	--------	--------	-----------------

Tabella 3 – Sollecitazioni elementari sull'interfaccia torre-fondazione CON coefficienti parziali di sicurezza

3.2. Definizione dei pesi specifici dei materiali in progetto

Ai fini dell'analisi statica per l'esecuzione delle verifiche di stabilità e di resistenza strutturale sono stati utilizzati i seguenti dati:

γ_{cls}	= peso specifico del calcestruzzo	25 kN/m ³
γ_t	= peso specifico del terreno di riempimento	18 kN/m ³

4. RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONE DIRETTA

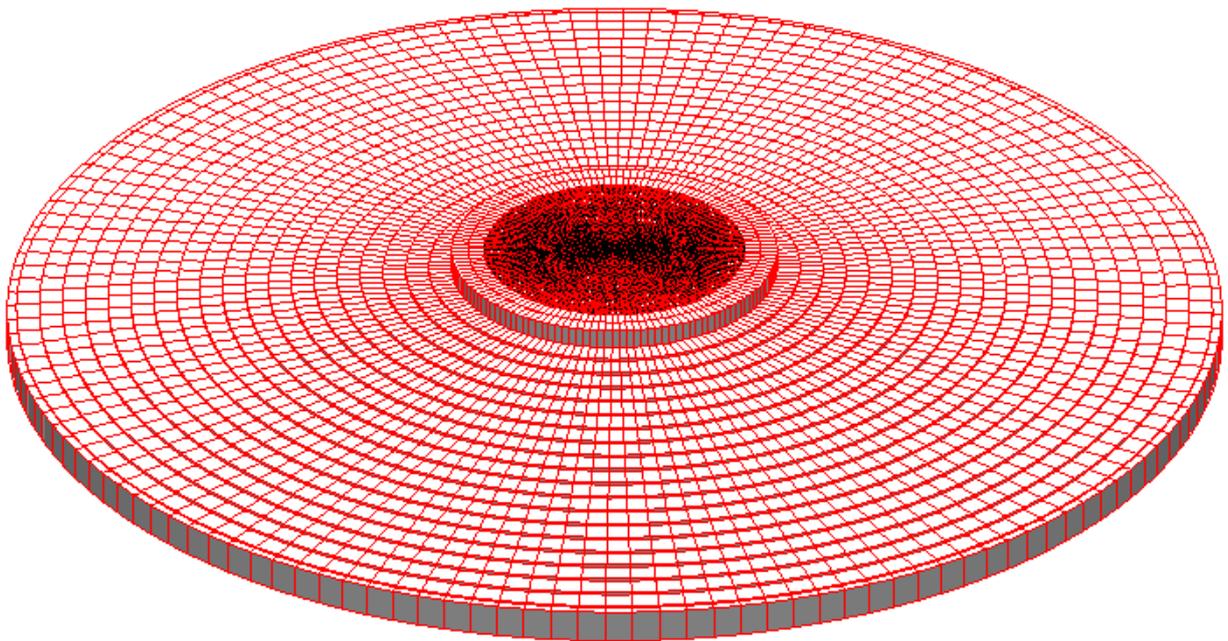


Figura 1: Modello di calcolo agli elementi finiti messo a punto per il dimensionamento della fondazione superficiale

4.1. Materiali

4.1.1. Conglomerato per la fondazione

Il calcestruzzo per magrone sarà di classe C12/15.

Il calcestruzzo per la zattera avrà le seguenti caratteristiche minime:

Normativa di riferimento	UNI EN 206-1
Classe di resistenza a compressione	C30/37
Dimensione massima nominale dell'aggregato	16 mm
Classe di consistenza	S3-S4
Classe di contenuto in cloruri	0,20

Il calcestruzzo per il piedistallo avrà le seguenti caratteristiche minime:

Normativa di riferimento	UNI EN 206-1
Classe di resistenza a compressione	C45/55
Dimensione massima nominale dell'aggregato	16 mm
Classe di consistenza	S4
Classe di contenuto in cloruri	0,20

La malta di livellamento ad alta resistenza avrà le seguenti caratteristiche minime:

Classe di resistenza a compressione	C90/105
Minima resistenza a compressione a 1 giorno	10 MPa
Minima resistenza a compressione al tempo della post tensione	61 MPa

4.1.2. Armatura da C.A. per la fondazione

Acciaio in barre ad aderenza migliorata tipo B450C $f_{yk} = 450 \text{ MPa}$

4.2. Verifiche

Le verifiche di resistenza sono state effettuate secondo il metodo degli stati limite utilizzando i coefficienti di amplificazione dei carichi unitari secondo quanto previsto dalle NTC2018.

Nei paragrafi seguenti si riporta una sintesi dei risultati delle verifiche eseguite per il predimensionamento.

4.2.1. Verifica a ribaltamento

Nella tabella seguente sono riportati i valori dei momenti stabilizzanti dovuti al peso della torre, al peso della fondazione ed al peso del terreno di ricoprimento ed il momento ribaltante dovuto alla condizione di vento estremo.

	Carico [kN]	Braccio di leva [m]	Coefficiente parziale γ_F	$M_{\text{Stabilizzante}}$ [kNm]
Torre	7708	13.25	$\gamma_{G1} = 0.9$	91918
Fondazione	24210	13.25	$\gamma_{G1} = 0.9$	288704
Terreno di	13196	13.25	$\gamma_{G2} = 0.8$	139878

	Momento [kNm]		Coefficiente parziale γ_F	$M_{\text{Ribaltante}}$ [kNm]
ricoprimento				
Vento estremo	225953 kNm +1727 kN · 3.4 m = 231825		$\gamma_Q = 1.5$	347737

Tabella 1 – Momenti stabilizzanti e momenti ribaltanti

La verifica a ribaltamento al ribaltamento risulta soddisfatta in quanto:

$$M_R / M_S = 347737 / 520500 = \mathbf{0.67} < \mathbf{1}$$

Nota. Si tenga presente che nel calcolo del momento stabilizzante si è considerato il terreno di riempimento compattato con un peso specifico $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$.

4.2.2. Controllo gapping 0%

Secondo quanto prescritto dalle linee guida DNVGL-ST-0126 il terreno deve essere interamente compresso in condizioni di carico di esercizio durante normale produzione di potenza (Vento Operational E-2 o quasi permanente).

La verifica consiste nel controllare il valore dell'eccentricità dei carichi:

$$e = \frac{M}{N} \leq 0.125 D$$

Questa verifica risulta soddisfatta con coefficiente di sfruttamento pari al 96%:

$$N = 7545 \text{ kN} + 24210 \text{ kN} + 13196 \text{ kN} = 44951 \text{ kN}$$

$$M = 139856 \text{ kNm} + 1007 \text{ kN} \cdot 3.4 \text{ m} = 143280 \text{ kNm}$$

$$e = 3.187 \text{ m} \leq 0.125 \cdot 26.5 \text{ m} = 3.312 \text{ m}$$

4.2.3. Controllo gapping 50%

Secondo quanto prescritto dalle linee guida DNVGL-ST-0126 Edition April 2016 il terreno deve essere compresso per almeno metà dell'impronta della fondazione in condizioni di carico di vento estremo.

Secondo quanto prescritto dalle linee guida DNVGL-ST-0126 il terreno deve essere compresso per almeno metà dell'impronta della fondazione in condizioni di carico di vento estremo (Vento Abnormal Extreme non fattorato).

La verifica consiste nel controllare il valore dell'eccentricità dei carichi:

$$e = \frac{M}{N} \leq 0.294 D$$

Questa verifica risulta soddisfatta con coefficiente di sfruttamento pari al 65%:

$$N = 8518 \text{ kN} + 24210 \text{ kN} + 13196 \text{ kN} = 45924 \text{ kN}$$

$$M = 225953 \text{ kNm} + 1727 \text{ kN} \cdot 3.4 \text{ m} = 231825 \text{ kNm}$$

$$e = 5.048 \text{ m} \leq 0.294 \cdot 26.5 \text{ m} = 7.791 \text{ m}$$

5. RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONE PROFONDA

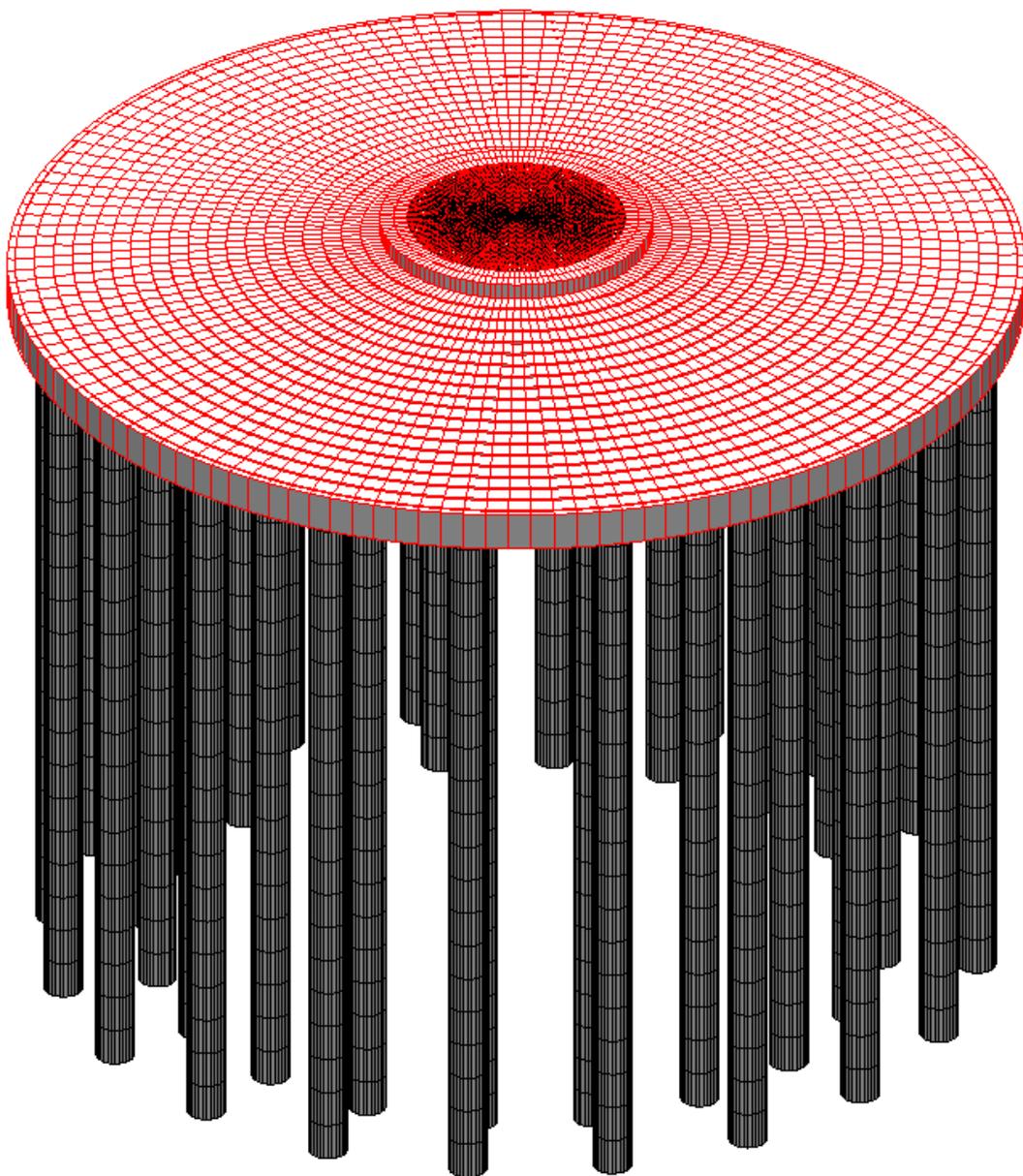


Figura 2: Modello di calcolo agli elementi finiti messo a punto per il dimensionamento della fondazione su pali

5.1. Materiali

5.1.1. Conglomerato per la fondazione

Il calcestruzzo per magrone sarà di classe C12/15.

Il calcestruzzo per la zattera per i pali di fondazione avrà le seguenti caratteristiche minime:

Normativa di riferimento	UNI EN 206-1
Classe di resistenza a compressione	C30/37
Dimensione massima nominale dell'aggregato	16 mm
Classe di consistenza	S3-S4
Classe di contenuto in cloruri	0,20

Il calcestruzzo per il piedistallo avrà le seguenti caratteristiche minime:

Normativa di riferimento	UNI EN 206-1
Classe di resistenza a compressione	C45/55
Dimensione massima nominale dell'aggregato	16 mm
Classe di consistenza	S4
Classe di contenuto in cloruri	0,20

La malta di livellamento ad alta resistenza avrà le seguenti caratteristiche minime:

Classe di resistenza a compressione	C90/105
Minima resistenza a compressione a 1 giorno	10 MPa
Minima resistenza a compressione al tempo della post tensione	61 MPa

5.1.2. Armatura da C.A. per la fondazione

Acciaio in barre ad aderenza migliorata tipo B450C $f_{yk} = 450$ MPa

5.2. Verifiche

Le verifiche di resistenza sono state effettuate secondo il metodo degli stati limite utilizzando i coefficienti di amplificazione dei carichi unitari secondo quanto previsto dalle NTC2018.

Nei paragrafi seguenti si riporta una sintesi dei risultati delle verifiche eseguite per il predimensionamento.

5.2.1. Verifica armatura radiale sezione zattera in corrispondenza del piedistallo

$B = 1000$ mm

$h_0 = 3000$ mm

Armatura radiale superiore: $2\text{Ø}26/171$

$$A_{a,sr} = 6226 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Armatura radiale inferiore: $2\text{Ø}32/171 + 1\text{Ø}26/171$

$$A_{a,ir} = 12545 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Verifica SLU **armatura radiale superiore – sezione $h_0 = 3000$ mm:**

CdC Non Lineare ULS Extreme f

M22 di Wood che tende l'estradosso (kNm/m)

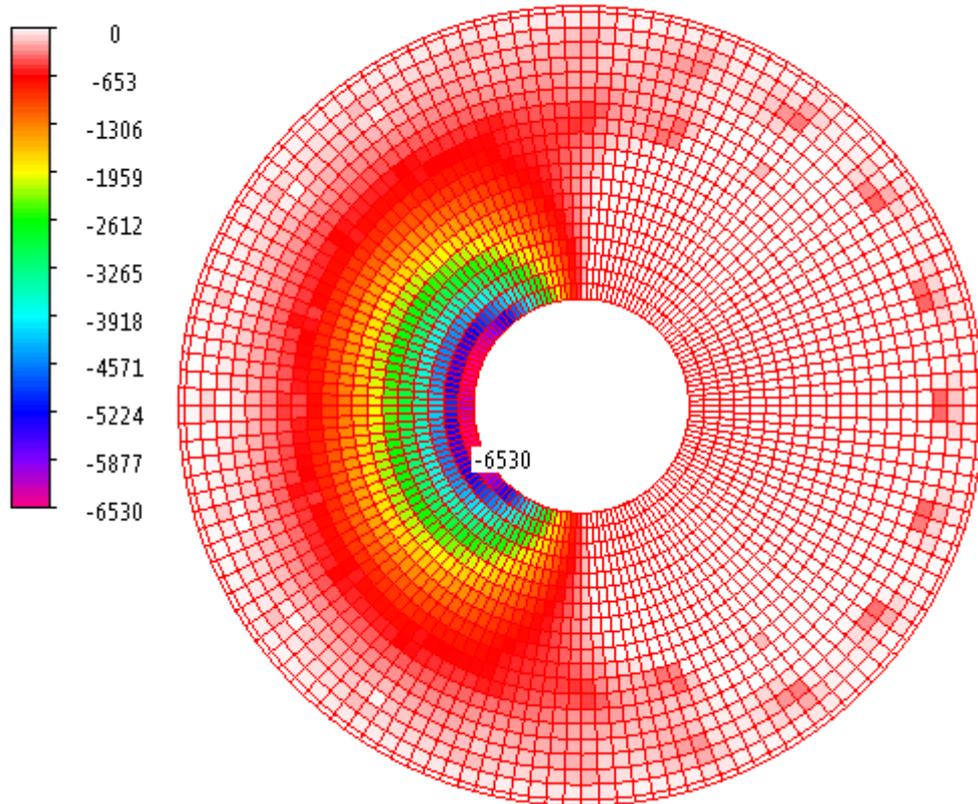


Figura 3: Diagramma dei momenti radiali di Wood che tendono l'estradosso

$$M_{Ed,rad,sup} = 6530 \text{ kNm/m} < M_{Rd,rad,sup} = 6792 \text{ kNm/m}$$

$$\mathbf{M_{Ed,rad,sup}/M_{Rd,rad,sup} = 0.96}$$

Verifica SLU **armatura radiale inferiore – sezione $h_0 = 3000$ mm:**

CdC Non Lineare ULS Extreme u

M22 di Wood che tende l'intradosso (kNm/m)

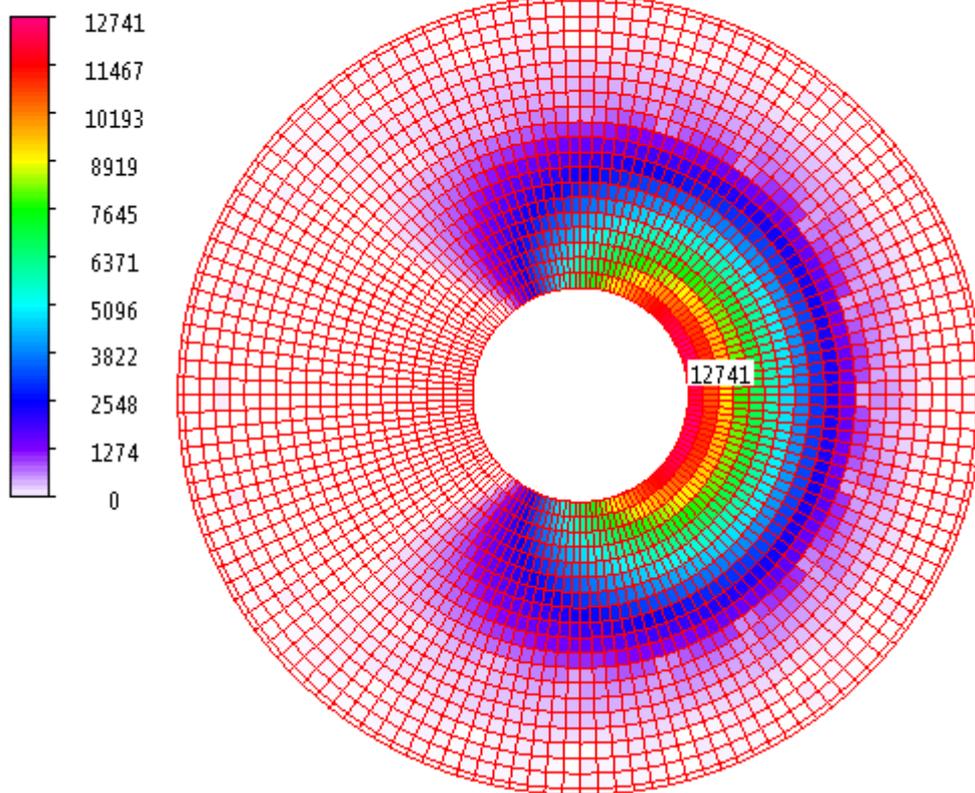


Figura 4: Diagramma dei momenti radiali di Wood che tendono l'intradosso

$$M_{Ed,rad,inf} = 12741 \text{ kNm/m} < M_{Rd,rad,inf} = 13380 \text{ kNm/m}$$

$$\mathbf{M_{Ed,rad,inf}/M_{Rd,rad,inf} = 0.95}$$

5.2.2. Verifica armatura circolare sezione zattera in corrispondenza del piedistallo

$$B = 1000 \text{ mm}$$

$$h_0 = 3000 \text{ mm}$$

Armatura circolare superiore: $\varnothing 26/120$

$$A_{a,sc} = 4424 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Armatura circolare inferiore: $2\emptyset 26/120$

$$A_{a,ic} = 8849 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Verifica SLU **armatura circolare superiore – sezione $h_0 = 3000 \text{ mm}$:**

CdC Non Lineare ULS Extreme f

M33 di Wood che tende l'estradosso (kNm/m)

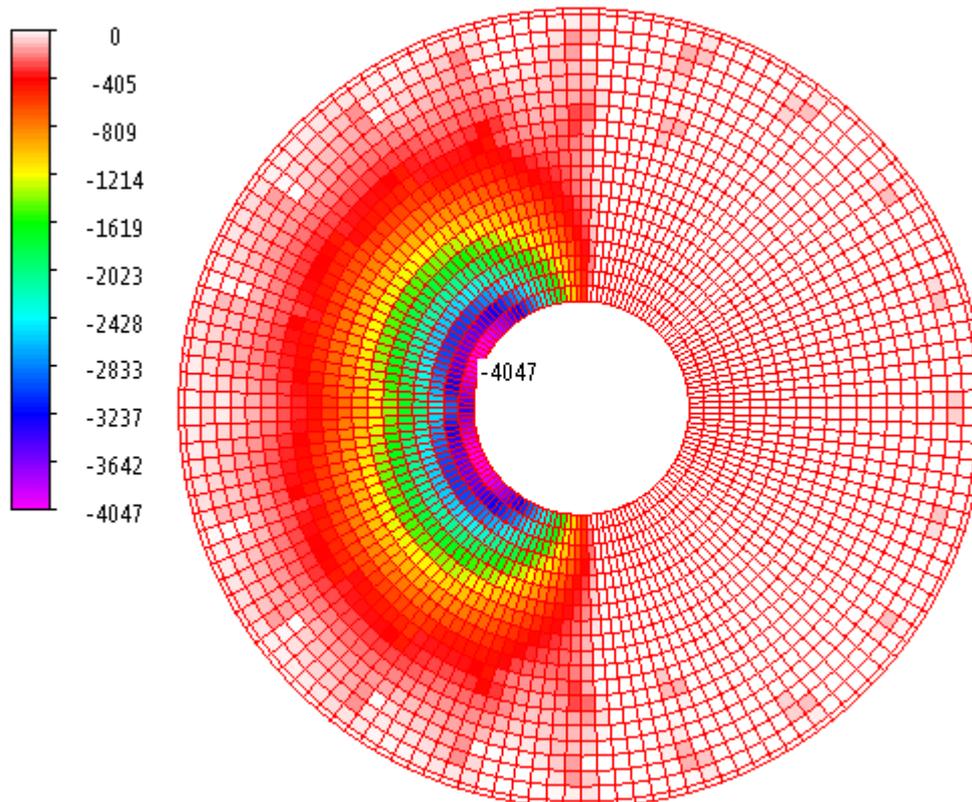


Figura 5: Diagramma dei momenti circolari di Wood che tendono l'estradosso

$$M_{Ed,cir,sup} = 4047 \text{ kNm/m} < M_{Rd,cir,sup} = 4857 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Ed,cir,sup}/M_{Rd,cir,sup} = 0.83$$

Verifica SLU **armatura circolare inferiore – sezione $h_0 = 3000$ mm:**

CdC Non Lineare ULS Extreme u

M33 di Wood che tende l'intradosso (kNm/m)

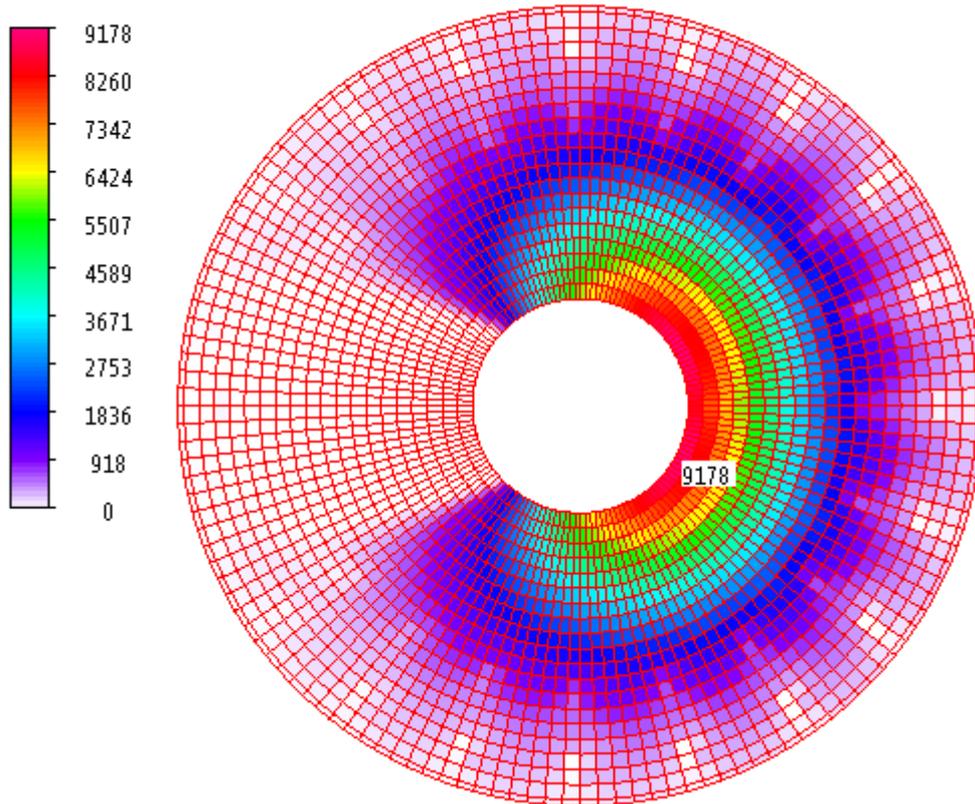


Figura 6: Diagramma dei momenti circolari di Wood che tendono l'intradosso

$$M_{Ed,cir,inf} = 9178 \text{ kNm/m} < M_{Rd,cir,inf} = 9563 \text{ kNm/m}$$

$$\mathbf{M_{Ed,cir,inf}/M_{Rd,cir,inf} = 0.96}$$

5.2.3. Verifica armatura radiale zattera in corrispondenza dei pali

$h_0 = 1711$ mm (prima corona di pali)

Armatura radiale superiore: 2Ø26/440

$$A_{a,sr} = 2414 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Armatura radiale inferiore: 1Ø32/440

$$A_{a,ir} = 1829 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Verifica SLU **armatura radiale superiore – sezione $h_0 = 1711 \text{ mm}$:**

$$M_{Ed,rad,sup} = 679 \text{ kNm/m} < M_{Rd,rad,sup} = 1500 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Ed,rad,sup}/M_{Rd,rad,sup} = 0.45$$

Verifica SLU **armatura radiale inferiore – sezione $h_0 = 1711 \text{ mm}$:**

$$M_{Ed,rad,inf} = 756 \text{ kNm/m} < M_{Rd,rad,inf} = 1140 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Ed,rad,inf}/M_{Rd,rad,inf} = 0.66$$

$h_0 = 1196 \text{ mm}$ (seconda corona di pali)

Armatura radiale superiore: $1\emptyset 26/552$

$$A_{a,sr} = 962 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Armatura radiale inferiore: $1\emptyset 32/552$

$$A_{a,ir} = 1457 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Verifica SLU **armatura radiale superiore – sezione $h_0 = 1196 \text{ mm}$:**

$$M_{Ed,rad,sup} = 253 \text{ kNm/m} < M_{Rd,rad,sup} = 409 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Ed,rad,sup}/M_{Rd,rad,sup} = 0.62$$

Verifica SLU **armatura radiale inferiore – sezione $h_0 = 1196 \text{ mm}$:**

$$M_{Ed,rad,inf} = 130 \text{ kNm/m} < M_{Rd,rad,inf} = 617 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Ed,rad,inf}/M_{Rd,rad,inf} = 0.21$$

5.2.4. Verifica di resistenza dei pali di fondazione

Armatura longitudinale nella sezione in testa: 22Ø20

$$A_{sl} = 6912 \text{ mm}^2$$

Verifica a pressoflessione:

$$N_{Ed} = 336 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 537 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd}(N_{Ed}) = 894 \text{ kNm}$$

$$\mathbf{E_d/R_d = 0.60}$$

5.2.1. Carico limite dei pali di fondazione

Il carico limite assiale di un palo viene convenzionalmente suddiviso in due aliquote, la resistenza alla punta P e la resistenza laterale S , e calcolato mediante le formule statiche:

$$Q_{lim} = P + S = \frac{\pi d^2}{4} p + \pi d \int_0^L s dz$$

Le caratteristiche del terreno non sono note, pertanto sono state ipotizzate. Il dimensionamento dei pali è dunque fortemente suscettibile nei confronti delle reali caratteristiche del terreno, da valutare in fase di progetto esecutivo.

Verifica di capacità portante dei pali trivellati sotto carichi verticali

APPROCCIO 2, COMBINAZIONE A1+M1+R3

Formule statiche

d	1.000 m	Diametro palo
L	20 m	Lunghezza palo
Z _{posa}	3.2 m	Profondità di posa della platea
Z _{finale}	23.2 m	Profondità di infissione
i	2.5 m	Interasse pali
m	1	Numero file pali
n	2	Numero pali per fila
E _c	0.88	Efficienza della palificata in terreno coesivo (formula di Converse Labarre)
N _v	5	Numero di verticali indagate
ξ ₃	1.50	Fattori di correlazione da Tab. 6.4.IV NTC18 (riportata sotto)
ξ ₄	1.34	

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	10
ξ ₃	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ ₄	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

Strato 1 (superficiale)

Z _i	3.2 m						
Z _f	10 m						
Condizioni drenate		Condizioni non drenate - non applicabili					
γ	18 kN/m ³		c _u		kN/m ²		
σ' _{v,i}	58 kN/m ²	(falda assente)	α	0.7		(trivellato) [Viggiani Tab. 13.3]	
σ' _{v,f}	180 kN/m ²		S _u	0.0 kN		Resistenza laterale	
σ _{v,i}	58 kN/m ²		E	0.88		Efficienza della palificata [Viggiani §13.1.7]	
σ _{v,f}	180 kN/m ²		S _{u,g}		kN	Resistenza laterale per effetto di gruppo	
k	0.5	(trivellato) [Viggiani Tab. 13.2]					
φ'	26 °	0.454 rad					
μ	0.49	(trivellato) [Viggiani Tab. 13.2]					
S _D	618.9 kN	Resistenza laterale					
E	1.0	Efficienza della palificata [Viggiani §13.1.7]					
S _{D,g}	618.9 kN	Resistenza laterale per effetto di gruppo					

Strato 2 (intermedio)					
Z _i	10 m				
Z _f	15 m				
Condizioni drenate			Condizioni non drenate - non applicabili		
γ	18 kN/m ³		c _u	kN/m ²	
σ' _{v,i}	180 kN/m ²	(falda assente)	α	0.7	(trivellato) [Viggiani Tab. 13.3]
σ' _{v,f}	270 kN/m ²		S _U	0.0 kN	Resistenza laterale
σ _{v,i}	180 kN/m ²		E	0.88	Efficienza della palificata [Viggiani §13.1.7]
σ _{v,f}	270 kN/m ²		S _{U,g}	kN	Resistenza laterale per effetto di gruppo
k	0.5	(trivellato) [Viggiani Tab. 13.2]			
φ'	28 °	0.489 rad			
μ	0.53	(trivellato) [Viggiani Tab. 13.2]			
S _D	939.6 kN	Resistenza laterale			
E	1.0	Efficienza della palificata [Viggiani §13.1.7]			
S _{D,g}	939.6 kN	Resistenza laterale per effetto di gruppo			

Strato 3 (in cui è ammorsata la punta del palo)					
Z _i	15 m				
Z _f	23.2 m				
Condizioni drenate			Condizioni non drenate - non applicabili		
γ	19 kN/m ³		c _u	kN/m ²	
σ' _{v,i}	270 kN/m ²	(falda assente)	α	0.7	(trivellato) [Viggiani Tab. 13.3]
σ' _{v,f}	426 kN/m ²		S _U	0.0 kN	Resistenza laterale
σ _{v,i}	270 kN/m ²		E	0.88	Efficienza della palificata [Viggiani §13.1.7]
σ _{v,f}	426 kN/m ²		S _{U,g}	kN	Resistenza laterale per effetto di gruppo
k	0.5	(trivellato) [Viggiani Tab. 13.2]			
φ'	30 °	0.524 rad			
μ	0.58	(trivellato) [Viggiani Tab. 13.2]			
S _D	2643.0 kN	Resistenza laterale			
E	1.0	Efficienza della palificata [Viggiani §13.1.7]			
S _{D,g}	2643.0 kN	Resistenza laterale per effetto di gruppo			
φ' _{disturbato}	27 °	0.471 rad	N _c	9.0	
N _q	11.9	Da relazione di Berezantzev	σ _{v,f}	426 kN/m ²	
p	5062 kN/m ²		p	426 kN/m ²	
P	3975.8 kN	Resistenza alla punta	P	334.4 kN	Resistenza alla punta
E	1.0	Efficienza della palificata [Viggiani §13.1.7]	E	0.88	Efficienza della palificata [Viggiani §13.1.7]
P _{D,g}	3975.8 kN	Resistenza alla punta per effetto di gruppo	P _{U,g}	kN	Resistenza alla punta per effetto di gruppo

Capacità portante a compressione

S	4201 kN	Resistenza laterale totale	
P	3976 kN	Resistenza alla punta totale	
Q_{lim}	8177 kN	Capacità portante	
$\gamma_{R,lat}$	1.15	(Tab.6.4.II NTC18)	
$\gamma_{R,base}$	1.35	(Tab.6.4.II NTC18)	
ξ_3	1.50	(Tab.6.4.IV NTC18)	
$Q_{lim,Rd}$	4399 kN	Capacità portante fattorizzata	
$Q_{Ed,max}$	3852 kN	(Da comb. STR)	
Verifica	0.88	OK	

Capacità portante a trazione

S	4201 kN	Resistenza laterale totale	
$Q_{lim,t}$	4201 kN	Capacità portante	
$\gamma_{R,t}$	1.25	(Tab.6.4.II NTC18)	
ξ_3	1.50	(Tab.6.4.IV NTC18)	
$Q_{lim,traz,Rd}$	2241 kN	Capacità portante fattorizzata	
$Q_{Ed,traz}$	336 kN	(Da comb. STR)	
Verifica	0.15	OK	

Verifica di capacità portante dei pali trivellati sotto azioni orizzontali
APPROCCIO 2, COMBINAZIONE A1+M1+R3

Effetto di gruppo secondo Reese & Van Impe (2001):

S_x	3000 mm	Interasse tra i pali
S_y	2500 mm	
$(\sin \beta)_x = (\cos \beta)_x$	0.64	
$(\cos \beta)_x = (\sin \beta)_x$	0.77	
d	1000 mm	
$e_{lin,A,x}$	0.93	
$e_{lin,B,x}$	0.73	
$e_{aff,x}$	0.87	
$e_{diag,x}$	0.79	
$n_{lin,x}$	2	Numero max di pali in linea al palo (dir. X)
$n_{aff,x}$	0	Numero max di pali affiancati al palo (dir. X)
$n_{diag,x}$	0	Numero max di pali in diagonale al palo
e_x	0.68	
$e_{lin,A,y}$	0.89	
$e_{lin,B,y}$	0.68	
$e_{aff,y}$	0.93	
$e_{diag,y}$	0.84	
$n_{lin,y}$	0	Numero max di pali in linea al palo (dir. Y)
$n_{aff,y}$	2	Numero max di pali affiancati al palo (dir. Y)
$n_{diag,y}$	0	Numero max di pali in diagonale al palo
e_y	0.86	

Terreno incoerente:			
Rotazione in testa	impedita		
d	1.000 m		
L	20 m		
γ_{\min}	18 kN/m ³		
$\phi'_{k,\min}$	26 °	0.454 rad	
k_p	2.56	Coefficiente di spinta passiva	
M_y	894 kNm	Momento di resistenza elastico	
$M_y / (k_p \gamma d^4)$	19.4	Parametri per definizione palo lungo/corto	
L/d	20.0		
Palo	lungo	[Viggiani Fig. 13.34]	
H_{\lim}	793 kN	Carico limite del palo isolato	
γ_T	1.3	[Tab. 6.4.VI NTC18]	
$H_{\lim,R}$	610 kN		
e_x	0.68	Efficienza della palificata in dir. X	
e_y	0.86	Efficienza della palificata in dir. Y	
$H_{\lim,Rd,gx}$	413.8 kN	Carico limite del palo per effetto di gruppo in dir. X	
$H_{\lim,Rd,gy}$	527.1 kN	Carico limite del palo per effetto di gruppo in dir. Y	
$H_{Ed,max,x}$	139.0 kN		
$H_{Ed,max,y}$	139.0 kN	(Da comb. STR)	
Verifica	0.34	OK	in direzione X
Verifica	0.26	OK	in direzione Y