

PROPONENTE
Repower Renewable Spa
Via Lavaredo, 44
30174 Mestre (VE)

PROJECT MANAGER : Dott.Giuseppe Caricato

REPOWER
L'energia che ti serve.

PROGETTAZIONE



Sinergo Spa - via Ca' Bembo 152
30030 - Maerne di Martellago - Venezia - Italy
tel 041.3642511 - fax 041.640481
sinergospa.com - info@sinergospa.com

Progettista :
Ing. Filippo Bittante



Tenproject Srl - via De Gasperi 61
82018 S.Giorgio del Sannio (BN)
t +39 0824 337144 - f +39 0824 49315
tenproject.it - info@tenproject.it

N° COMMESSA

1417

NUOVO PARCO EOLICO "LATIANO"
PROVINCIA DI BRINDISI
COMUNI DI LATIANO - MESAGNE - TORRE SANTA SUSANNA

PROGETTO DEFINITIVO PER AUTORIZZAZIONE

ELABORATO

RELAZIONE DI CALCOLO PRELIMINARE SULLE STRUTTURE

CODICE ELABORATO

10.1

NOME FILE

1417-PD_A_10.1_REL_r00

00	15/03/2021	PRIMA EMISSIONE	Ing. P. Paniello	Geom. E. Cossalter	Ing. Filippo Bittante
REV.	DATA	DESCRIZIONE REVISIONE	REDATTO	VERIFICA	APPROVAZIONE

INDICE

1. PREMESSA	3
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
3. LETTERATURA E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO	4
4. MATERIALI	5
4.1. Calcestruzzo per magrone	5
4.2. Calcestruzzo per opere di fondazione	5
4.2.1. Pali	7
4.2.2. Plinto	7
4.2.3. Torrino	9
4.3. Acciaio per armature lenta	9
4.3.1. Caratteristiche meccaniche	9
5. GEOMETRIA DELLE OPERE	10
5.1. Torre V150 6 MW HH125m – Fondazione diretta	10
5.2. Sistema di ancoraggio	11
6. MODELLO GEOTECNICO	13
6.1. Ubicazione dell'area	13
6.2. Modello geologico dell'area	15
7. CARICHI SULLA SOMMITÀ DELLA FONDAZIONE	17
7.1. Sistema di riferimento	17
7.2. Carico da neve	18
7.3. Carico da vento estremo	18
7.4. Carico in condizioni sismiche	19
7.4.1. Carico sismico in condizioni SLO	19
7.4.2. Carico sismico in condizioni SLD	19
7.4.3. Carico sismico in condizioni SLV	19
7.4.4. Carico sismico in condizioni SLC	20
7.5. Carichi di esercizio	20
7.6. Carichi di fatica	20
7.7. Azione sismica sul plinto	20
7.8. Carichi alla base della fondazione	21
8. STRUMENTI SOFTWARE	22
8.1. Affidabilità dei codici di calcolo	22
8.2. Giudizio motivato di accettabilità dei risultati	23

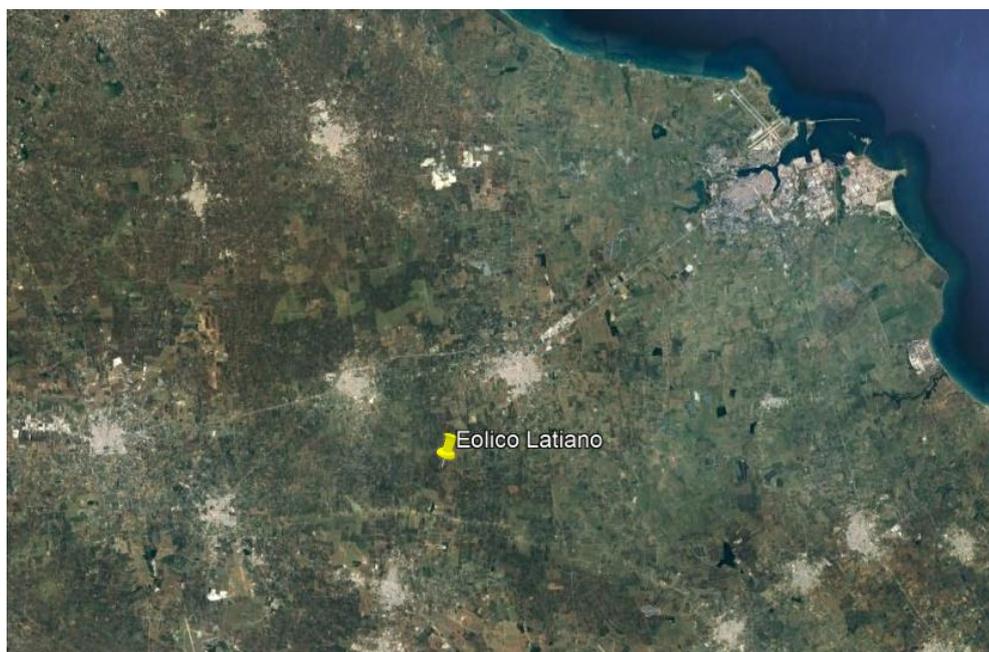
9. VERIFICHE STRUTTURALI.....	24
9.1. Modello di calcolo.....	24
9.2. Combinazioni di carico.....	26
9.3. Carichi dovuti al peso proprio del plinto e del terreno.....	27
9.4. Verifica strutturale pali.....	28
9.5. Verifica delle deformate.....	32
9.6. Verifica assenza trazione sui pali.....	34
9.7. Verifiche strutturali plinto.....	34
9.7.1. Sollecitazioni.....	35
9.7.2. Verifiche Sezione $h = 230$ cm radiale.....	38
9.7.3. Verifiche Sezione $h = 230$ cm circonferenziale.....	41
9.8. Verifica a punzonamento.....	44

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E GEOTECNICO

1. PREMESSA

La seguente relazione riguarda il **dimensionamento e la verifica strutturali delle fondazioni degli aerogeneratori per il progetto definitivo di un impianto eolico costituito da sei aerogeneratori della potenza di 6 MW ciascuno**, per una potenza di 36 MW, comprensivo di un sistema di accumulo con batterie agli ioni di litio di potenza pari a 12,5 MW, per una potenza complessiva di 48,5 MW, **da installare nel comune di Torre Santa Susanna (BR) e Mesagne (BR)** in località "Galesano" e con opere di connessione ricadenti anche nel comune di Latiano (BR).

Proponente dell'iniziativa è la società Repower Renewable SpA.



Inquadramento nel territorio della provincia di Brindisi

Come riportato negli elaborati di studio sulla compatibilità geologica si ritiene opportuno realizzare fondazioni di tipo profonde, ubicate su terreni di natura siltosa/sabbiosa.

Il plinto di fondazione avrà forma circolare e diametro 26,00 m con n° 56 pali di lunghezza 20 m.

Il collegamento della torre alla fondazione è ottenuto attraverso un Anchor cage fornito da Vestas e composto da 192 tirafondi post-tesi M42 ad alta resistenza, collegati superiormente e inferiormente con flange annegate nel calcestruzzo.

Per i parametri geotecnici del terreno si è fatto riferimento alla relazione geologica a firma del geologo Giuseppe Nichilo dello Studio Sinergo. Per quanto riguarda la progettazione delle fondazioni si è fatto riferimento al documento "*Latiano_RP001EN_00:2020.12.21 FOUNDATION LOADS – V150 – 6 MW HH125m – Project ELETTROSTUDIO ENERGIA S.R.L.*" fornito da Vestas e alle specifiche Vestas.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le normative di riferimento della presente relazione sono quelle riportate nel seguito:

- **D.M. 17 Gennaio 2018**
Nuove Norme tecniche sulle Costruzioni.
- **CIRC. MINISTERIALE C.S.LL.PP. del 21 Gennaio 2019, n.7**
Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme Tecniche per le Costruzioni”» di cui al D.M. 17/01/18.
- **Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo**
UNI EN 1992-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
UNI EN 1992-1-2:2004 Parte 1-2: Regole generali – Progettazione strutturale contro l'incendio
- **Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio**
UNI EN 1993-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- **Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica**
UNI EN 1997-1:2005 Parte 1: Regole generali
- **Eurocodice 8 – Progettazione di strutture per la resistenza sismica**
UNI EN 1998-1:2005 Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici
UNI EN 1998-3:2005 Parte 3: Valutazione ed adeguamento di edifici
- **Legge 5 Novembre 1971, N. 1086** – Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.

3. LETTERATURA E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

Per l'esecuzione delle verifiche di natura geotecnica si fa riferimento alle teorie della geotecnica riportate nei seguenti volumi:

- C. Viggiani, *Fondazioni*, Hevelius Edizioni;
- K.Terzaghi, R.B. Peck. *Geotecnica*, UTET;
- M.Tanzini, *Fondazioni*, Dario Flaccovio Editore;
- M.Barla, *Elementi di Meccanica e Ingegneria delle Rocce*, Celid.

Si fa inoltre riferimento, nel seguito, per ciò che concerne ipotesi stratigrafiche e sollecitazioni sulle opere fondazionali, ai seguenti documenti:

- RP001EN_00 2020.12.21 Foundation Loads V150 - 6 MW HH125m EnVentu”.

4. MATERIALI

4.1. Calcestruzzo per magrone

Calcestruzzo magro dosato a 200 kg/mc di cemento (Classe C15/20).

4.2. Calcestruzzo per opere di fondazione

I riferimenti per le caratteristiche di durabilità del calcestruzzo sono le seguenti norme:

- UNI EN 206:2016;
- UNI 11104:2016.

Di seguito si riporta un prospetto estratto da quest'ultima norma in cui sono espresse le classi minime di resistenza del calcestruzzo da impiegare in funzione della classe di esposizione del conglomerato cementizio.

VALORI LIMITE PER LA COMPOSIZIONE E LE PROPRIETÀ DEL CALCESTRUZZO

PROSPETTO 5 UNI 11104:2016	CLASSI DI ESPOSIZIONE																	
	Nessun rischio di corrosione dell'armatura	Corrosione delle armature indotta dalla carbonatazione				Corrosione delle armature indotta da cloruri						Attacco da cicli di gelo/disgelo				Ambiente aggressivo per attacco chimico		
						Acqua di mare			Cloruri provenienti da altre fonti									
		X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2
Massimo rapporto a/c	-	0,60	0,55	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45	0,50	0,50	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45	
Minima classe di resistenza	C12/15	C25/30	C30/37	C32/40	C32/40	C35/45	C30/37	C32/40	C35/45	C32/40	C35/45	C32/40	C25/30	C30/37	C30/37	C32/40	C35/45	
Minimo contenuto in cemento (Kg/m ³) (a)	-	300	320	340	340	360	320	340	360	320	340	360	320	340	360	320	340	360
Contenuto minimo in aria (%)													(b)	4,0 (a)				
Altri requisiti						È richiesto l'utilizzo di cementi resistenti all'acqua di mare secondo UNI 9156							È richiesto l'utilizzo di aggregati conformi alla UNI EN 12620 di adeguata resistenza al gelo/disgelo				In caso di esposizione a terreno o acqua del terreno contenente solfati nei limiti del prospetto 2 della UNI EN 206:2014, è richiesto l'impiego di cementi resistenti ai solfati (c)	

Per il calcestruzzo la resistenza di calcolo a compressione, f_{cd} , è valutata come:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

in cui:

- f_{ck} rappresenta la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni di maturazione;
- γ_c è fattore parziale di sicurezza per il calcestruzzo, pari a 1.50;
- α_{cc} risulta il coefficiente che tiene conto degli effetti di lunga durata sulla resistenza a compressione, pari a 0,85.

La resistenza a trazione di progetto, f_{ctd} , vale:

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c}$$

in cui f_{ctk} rappresenta la resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo, definita secondo il §11.2.10.2 delle NTC 2018.

La resistenza a trazione assiale caratteristica del calcestruzzo, f_{ctk} , risulta essere pari a:

$$f_{ctk} = 0,7 f_{ctm}$$

La resistenza media a trazione semplice (assiale), f_{ctm} , è pari a:

$$f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3} \quad \text{per classi} \leq C50/60$$

$$f_{ctm} = 2,12 \ln[1 + f_{cm}/10] \quad \text{per classi} > C50/60$$

Il modulo elastico E_{cm} , in sede di progettazione si può assumere pari a:

$$E_{cm} = 22000 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3}$$

in cui f_{cm} rappresenta il valore medio della resistenza caratteristica cilindrica a compressione calcolato come:

$$f_{cm} = f_{ck} + 8$$

La solidarietà tra barre di acciaio e calcestruzzo è garantita dall'aderenza che si sviluppa lungo le superfici che vengono a contatto tra loro. Per espletare tale funzione le barre devono essere perfettamente aderenti al calcestruzzo che le circonda. La tensione che si genera assicura la trasmissione degli sforzi di scorrimento tra i due materiali.

La resistenza tangenziale di aderenza di progetto f_{bd} vale:

$$f_{ctd} = \frac{f_{bk}}{\gamma_c}$$

in cui f_{bk} rappresenta la resistenza tangenziale caratteristica di aderenza data da:

$$f_{bk} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctk}$$

dove:

- η_1 è pari a 1,00 in condizioni di buona aderenza ovvero pari a 0,7 in condizioni di non buona aderenza, quali nei casi di armature molto addensate, ancoraggi in zona tesa;
- $\eta_2 = 1,0$ per barre di diametro ≤ 32 mm, altrimenti pari a $\eta_2 = (132 - \Phi)/100$;

4.2.1. Pali

PRESCRIZIONI DI DURABILITA' (UNI EN 206-2016 - UNI EN 11104:2016)	
Corrosione indotta dalla carbonatazione	XC2
Classe di lavorabilità	S4
Massimo rapporto acqua/cemento	0.60
Minimo contenuto di cemento	300 kg/m ³
Contenuto minimo di aria	-
Copriferro minimo (vd. elaborati progettuali)	60 mm
Classe minima	C25/30

CALCESTRUZZO	CLASSE C30/37	
Resistenza cubica caratteristica	R _{ck} [MPa]	37.00
Resistenza cilindrica a compressione caratteristica	f _{ck} [MPa]	30.71
Resistenza cilindrica a compressione di progetto	f _{cd} [MPa]	17.40
Valore medio della resistenza a compressione	f _{cm} [MPa]	38.71
Valore medio della resistenza a trazione semplice	f _{ctm} [MPa]	2.94
Resistenza a trazione semplice caratteristica	f _{ctk} [MPa]	2.06
Resistenza a trazione semplice di progetto	f _{ctd} [MPa]	1.37
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	f _{bk} [MPa]	4.63
Resistenza tangenziale di aderenza di progetto	f _{bd} [MPa]	3.09
Massima tensione di compressione del calcestruzzo $\sigma_{c,max}$ per combo caratteristica	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	18.43
Massima tensione di compressione del calcestruzzo $\sigma_{c,max}$ per combo quasi permanente	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	13.82
Modulo di elasticità secante	E _{cm} [MPa]	33019.43
Peso specifico	P _c [kN/m ³]	25.00

4.2.2. Plinto

PRESCRIZIONI DI DURABILITA' (UNI EN 206-2016 - UNI EN 11104:2016)	
Corrosione indotta dalla carbonatazione	XC4
Classe di lavorabilità	S4
Massimo rapporto acqua/cemento	0.50
Minimo contenuto di cemento	340 kg/m ³
Contenuto minimo di aria	-

Copriferro netto (vd. elaborati progettuali)	60 mm
Classe minima	C32/40

CALCESTRUZZO	CLASSE C32/40	
Resistenza cubica caratteristica	R_{ck} [MPa]	40.00
Resistenza cilindrica a compressione caratteristica	f_{ck} [MPa]	33.20
Resistenza cilindrica a compressione di progetto	f_{cd} [MPa]	18.81
Valore medio della resistenza a compressione	f_{cm} [MPa]	41.20
Valore medio della resistenza a trazione semplice	f_{ctm} [MPa]	3.10
Resistenza a trazione semplice caratteristica	f_{ctk} [MPa]	2.17
Resistenza a trazione semplice di progetto	f_{ctd} [MPa]	1.45
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	f_{bk} [MPa]	4.88
Resistenza tangenziale di aderenza di progetto	f_{bd} [MPa]	3.25
Massima tensione di compressione del calcestruzzo $\sigma_{c,max}$ per combo caratteristica	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	19.92
Massima tensione di compressione del calcestruzzo $\sigma_{c,max}$ per combo quasi permanente	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	14.94
Modulo di elasticità secante	E_{cm} [MPa]	33642.78
Peso specifico	P_c [kN/m ³]	25.00

4.2.3. Torino

PRESCRIZIONI DI DURABILITA' (UNI EN 206-2016 - UNI EN 11104:2016)	
Corrosione indotta dalla carbonatazione	XC4 + XS1
Classe di lavorabilità	S4
Massimo rapporto acqua/cemento	0.50
Minimo contenuto di cemento	340 kg/m ³
Contenuto minimo di aria	-
Copriferro netto (vd. elaborati progettuali)	60 mm
Classe minima	C32/40

CALCESTRUZZO	CLASSE C45/55	
Resistenza cubica caratteristica	R _{ck} [MPa]	55.00
Resistenza cilindrica a compressione caratteristica	f _{ck} [MPa]	45.65
Resistenza cilindrica a compressione di progetto	f _{cd} [MPa]	25.87
Valore medio della resistenza a compressione	f _{cm} [MPa]	53.65
Valore medio della resistenza a trazione semplice	f _{ctm} [MPa]	3.83
Resistenza a trazione semplice caratteristica	f _{ctk} [MPa]	2.68
Resistenza a trazione semplice di progetto	f _{ctd} [MPa]	1.79
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	f _{bk} [MPa]	6.04
Resistenza tangenziale di aderenza di progetto	f _{bd} [MPa]	4.02
Massima tensione di compressione del calcestruzzo $\sigma_{c,max}$ per combo caratteristica	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	27.39
Massima tensione di compressione del calcestruzzo $\sigma_{c,max}$ per combo quasi permanente	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	20.54
Modulo di elasticità secante	E _{cm} [MPa]	36416.11
Peso specifico	P _c [kN/m ³]	25.00

4.3. Acciaio per armature lenta

4.3.1. Caratteristiche meccaniche

Tipo:	B450C
Modulo elastico:	E _s = 210000 MPa
Tensione di snervamento	f _{yk} = f _{ynom} = 450 MPa
Tensione di rottura	f _{tk} = f _{tnom} = 540 MPa
Coeff. sicurezza materiali:	$\gamma_{s,M}$ = 1.15
Snervam. progetto materiali:	f _{yd} = f _{yk} / $\gamma_{s,M}$ = 391.3 MPa

5. GEOMETRIA DELLE OPERE

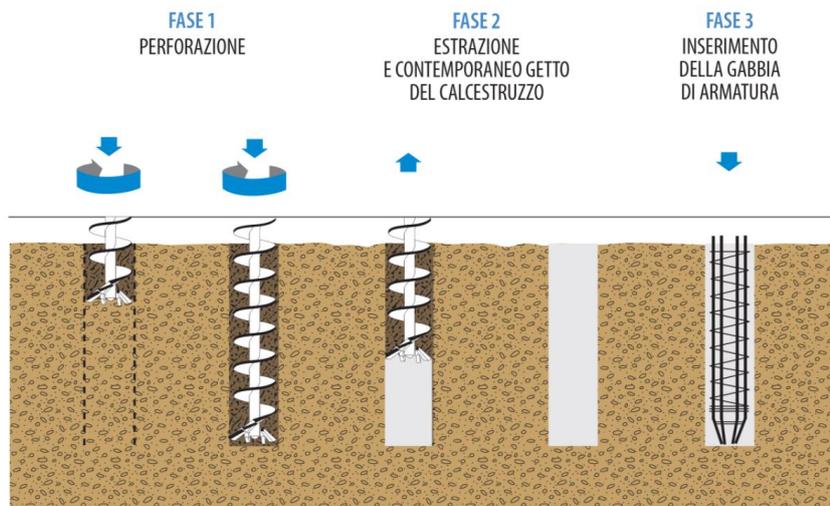
5.1. Torre V150 6 MW HH125m – Fondazione diretta

I plinti delle torri eoliche hanno forma circolare. Data la natura del terreno, come descritto nei capitoli successivi, le fondazioni saranno del tipo profondo. Si è scelto di utilizzare pali CFA.

I pali CFA (Continuos Flight Auger), o pali ad elica continua, sono pali trivellati di medio – grande diametro, compreso in genere tra 300 mm e 1400 mm, gettati in opera con profondità massime che possono raggiungere i 35 m. Nell'esecuzione dei pali CFA vi è una parziale asportazione di terreno, ma non vengono utilizzati fanghi bentonitici o polimeri, né tubi forma di rivestimento, fatto che semplifica lo smaltimento del terreno di scarto e che li rende impieghiabili anche nelle vicinanze di falde acquifere potabili.

L'esecuzione di un palo CFA prevede tre fasi:

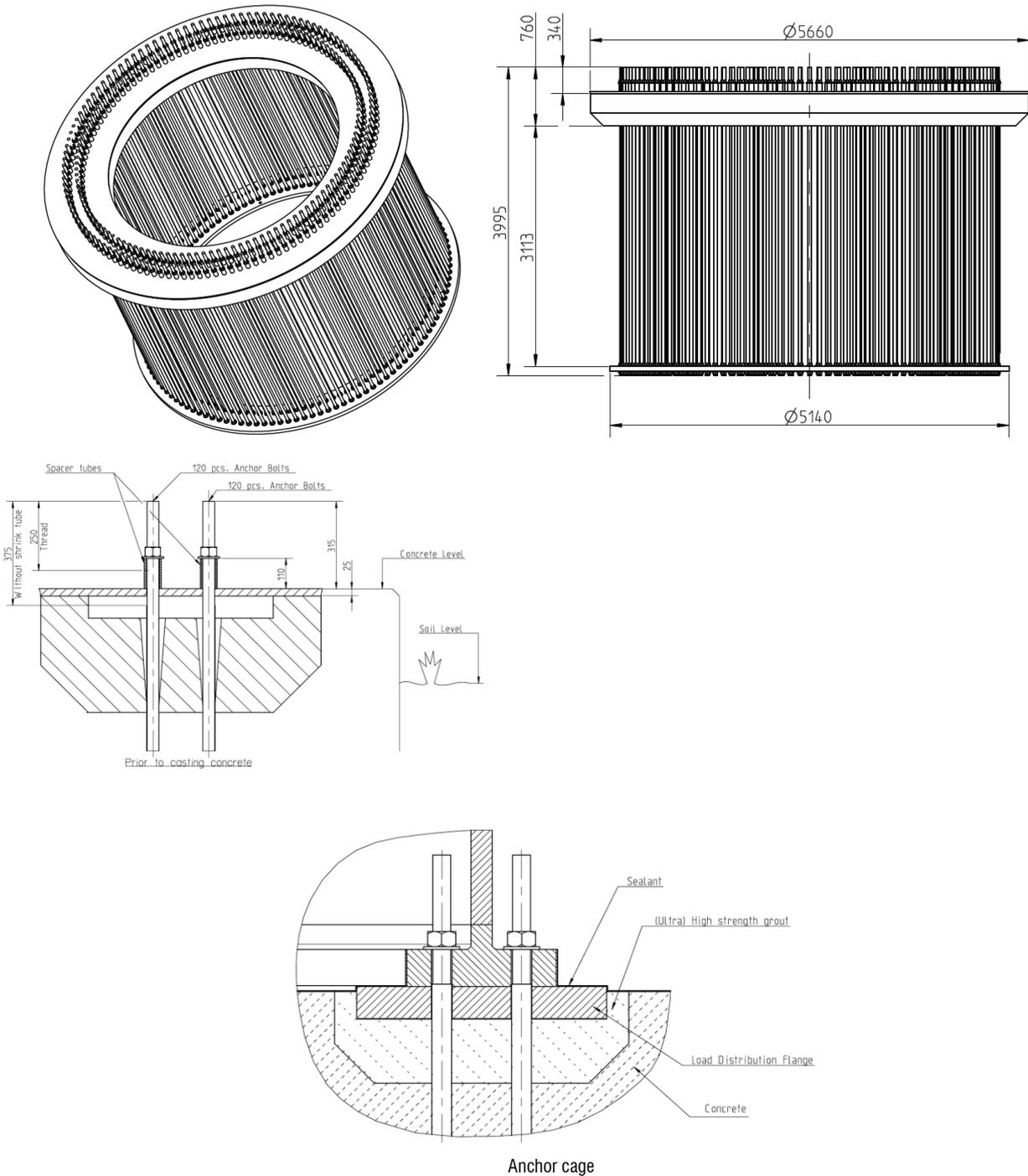
- **FASE 1 – PERFORAZIONE:** la perforazione del palo avviene tramite l'inserimento nel terreno di un macchinario a forma di elica continua o coclea, saldata ad un'asta cava centrale. In corrispondenza della punta si trovano dei denti che facilitano la penetrazione della coclea nel terreno. L'asta di perforazione viene spinta verso il basso e allo stesso tempo posta in rotazione. Si realizza così un foro di diametro pari al diametro esterno dell'elica. L'estremità inferiore dell'asta cava è chiusa durante la perforazione; questo determina quindi una compressione del terreno laterale e un conseguente aumento della densità naturale originaria del terreno.
- **FASE 2 – ESTRAZIONE E GETTO DEL CALCESTRUZZO:** raggiunta la profondità di progetto, si esegue il getto del calcestruzzo che fuoriesce in pressione attraverso il foro localizzato alla base dell'asta cava della coclea. Contemporaneamente al getto, l'asta viene estratta dal foro, facilitata dalla pressione esercitata verso l'alto dal calcestruzzo in pressione. Il getto procede fino ad ultimazione del palo sfilando gradualmente la coclea mentre il calcestruzzo fluisce con continuità. Il getto termina al raggiungimento della quota di piano campagna.
- **FASE 3 – ARMATURA:** a calcestruzzo ancora fresco si procede con l'inserimento dell'armatura, precedentemente assemblata in cantiere o in stabilimento. L'armatura viene sollevata per mezzo di una gru e inserita nel foro.



Fasi di lavoro palo CFA

5.2. Sistema di ancoraggio

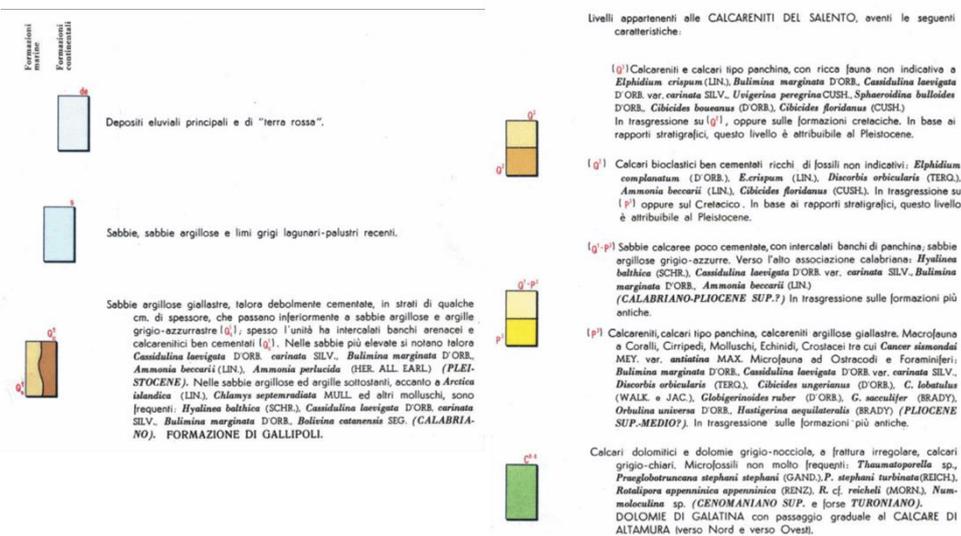
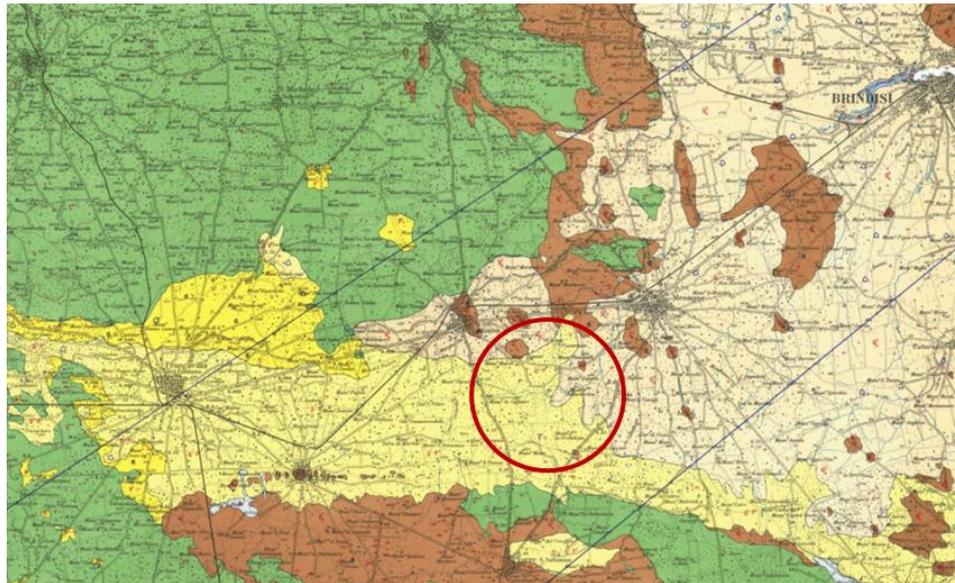
Il sistema di ancoraggio è illustrato nelle figure seguenti e consiste in tirafondi M42 di lunghezza pari a 3,995 m, collegati tra loro da una piastra superiore e inferiore. Il dispositivo di ancoraggio è fornito dal manufacturer Vestas, e si simanda alle specifiche Vestas per i dettagli sulla sua messa in opera.



6. MODELLO GEOTECNICO

6.1. Ubicazione dell'area

Il sito è ubicato a nord-est del centro abitato di Torre Santa Susanna, dal quale l'aerogeneratore più vicino dista circa 4,3 km, a sud-est del comune di Latiano, dal quale l'aerogeneratore più vicino dista circa 3,6 km, e a sud-ovest del comune di Mesagne, dal quale l'aerogeneratore più vicino dista circa 4,4 km.



Stralcio carta geologica d'Italia e legenda litologica – foglio 203 Brindisi (fonte: ISPRA)

La successione stratigrafica relativa all'area in esame è costituita dalle seguenti formazioni, dalla più antica alla più recente:

- **Dolomie di Galatina con passaggio graduale al Calcare di Altamura (C⁶⁻⁶)** (Cretaceo)

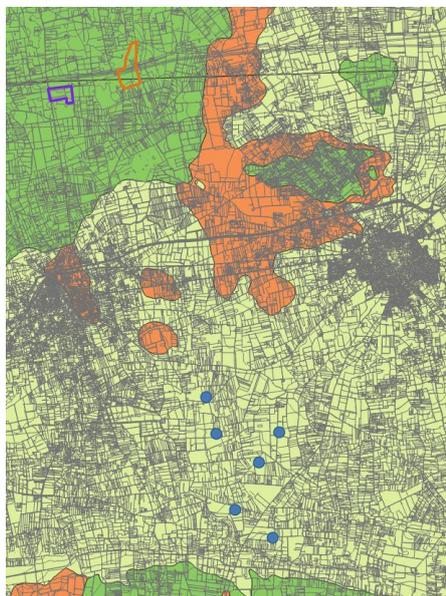
Queste rappresentano la formazione più antica dell'area e sono costituite da dolomie e calcari dolomitici grigi e talora bituminosi, calcari micritici chiari, calcari ad intraclasti, calcari a pellets, calcari a bioclasti e breccie calcaree. Nel foglio

Brindisi si ha predominanza dei calcari. Da numerosi studi paleontologici è stato possibile datare la formazione al Cenomaniano Superiore e forse al Turoniano. L'ambiente di deposizione di questa formazione è quello di piattaforma carbonatica, di mare sottile con eventuali episodi di emersione.

- **Formazione di Gallipoli ($Q^1_c - Q^1_s$)** (Calabriano)

La formazione è costituita da sabbie argillose giallastre, talora debolmente cementate, in strati di qualche centimetro di spessore, che passano inferiormente a sabbie argillose e argille grigio-azzurrine. Spesso nell'unità si rinvengono banchi arenacei e calcarenitici ben cementati. La formazione di Gallipoli è rappresentata da due litotipi fondamentali, le marne argillose alla base e le sabbie più o meno argillose in sommità. Le marne argillose hanno generalmente comportamento plastico e sono poco stratificate, ed andando verso l'alto la componente marnoso-argillosa tende a diminuire, lasciando spazio gradualmente a sabbie vere e proprie, stratificate e parzialmente cementate.

La colonna stratigrafica sopra riportata riporta l'accostamento tra sabbie calcaree e calcareniti lungo scarpate formate da terreni più antichi cretacici-miocenici, tipico della Penisola Salentina. Questo è stato interpretato come un accostamento originario dovuto alla presenza di terre emerse delimitate da scarpate marine attive nel periodo di tempo corrispondente all'età dei sedimenti accostati. Analizzando i dati relativi alle litologie affioranti, estratti dal SIT della Regione Puglia e riportati in stralcio nella seguente figura, per il sito in esame si ha che le sei torri eoliche ricadono in aree interessate da depositi a prevalente componente siltoso-sabbiosa e/o arenitica, mentre la SSE ed il SAT di ENEL Green Power, ricadono nell'area caratterizzata da affioramenti di unità prevalentemente calcaree o dolomitiche. Un'altra formazione abbondante nella zona è quella costituita dall'unità a prevalente componente arenitica, sulla quale però non si prevede di realizzare alcuna opera.



Stralcio carta litologica (fonte: SIT Puglia)

Per quanto concerne le giaciture degli strati, si riporta di seguito un sommario delle misure riportate:

- Unità calcarea/dolomitica strati sub-orizzontali (giaciture $0^\circ - 10^\circ$);
- Unità a prevalente componente arenitica strati sub-orizzontali (giaciture $0^\circ - 10^\circ$);
- Unità a prevalente componente siltoso-sabbiosa e/o arenitica strati sub-orizzontali (giaciture $0^\circ - 10^\circ$).

6.2. Modello geologico dell'area

In questa fase progettuale si è scelto di non eseguire una campagna di indagini geognostiche, rimandando tali studi all'eventuale fase di progettazione esecutiva, ad autorizzazione concessa. Si è dunque deciso di ricostruire il modello stratigrafico del sito dove dovrebbero essere realizzate le fondazioni delle torri eoliche basandosi sui dati deducibili dalla cartografia geologica ufficiale della zona e sulle esperienze dirette nei dintorni dell'area di studio.

Analizzando la carta geologica della zona si evince come per l'area prescelta non vi siano affioramenti litoidi e che il substrato roccioso calcareo sia sito ad una profondità non facilmente valutabile in assenza di verticali di indagine. Nello specifico, data la presenza di calcare affiorante a Nord nella zona della stazione SSE ed immediatamente a Sud dell'area di impianto, si è in corrispondenza di un graben, un'area limitata da faglie dirette morfologicamente depressa rispetto ai vicini horst rappresentati dai calcari affioranti. In tale contesto geologico e tettonico risulta abbastanza cautelativo considerare che in profondità il bedrock affiori a profondità tra i 20 ed i 30 metri. Al di sopra del substrato calcareo nella zona si rinvencono unità a prevalente componente siltoso-sabbiosa e/o arenitica, i quali assieme alle calcareniti si sono depositate lungo le scarpate determinate dagli elementi tettonici sopra citati durante una fase di emersione delle terre. Considerando tutto ciò, ai fini della progettazione preliminare delle strutture in oggetto, si è deciso di considerare la condizione più svantaggiosa possibile, e quindi più cautelativa.

Si è quindi definito il seguente modello geologico di partenza, nel quale si hanno depositi siltoso-sabbiosi per i primi 25 metri di sottosuolo.

Profondità (m)		Descrizione litologica
0,0	25,0	Depositi a prevalente componente siltoso-sabbiosa

Modello geologico cautelativo area impianto eolico

Partendo dal modello geologico precedentemente definito, si è quindi andati a caratterizzare dal punto di vista geotecnico i depositi previsti. A tal proposito si sono utilizzati dei valori cautelativi per i depositi in esame, ottenuti da dati di letteratura o da informazioni dedotte da indagini svolte in passato in aree attigue a quella di progetto.

UG1	Profondità (m)		γ (kN/m ³)	γ_s (kN/m ³)	c (kPa)	ϕ (°)	E (MPa)
	0	25	20,5	25	3	31	50

Caratterizzazione geotecnica UG1

La falda si trova a circa 10 m dal piano campagna.

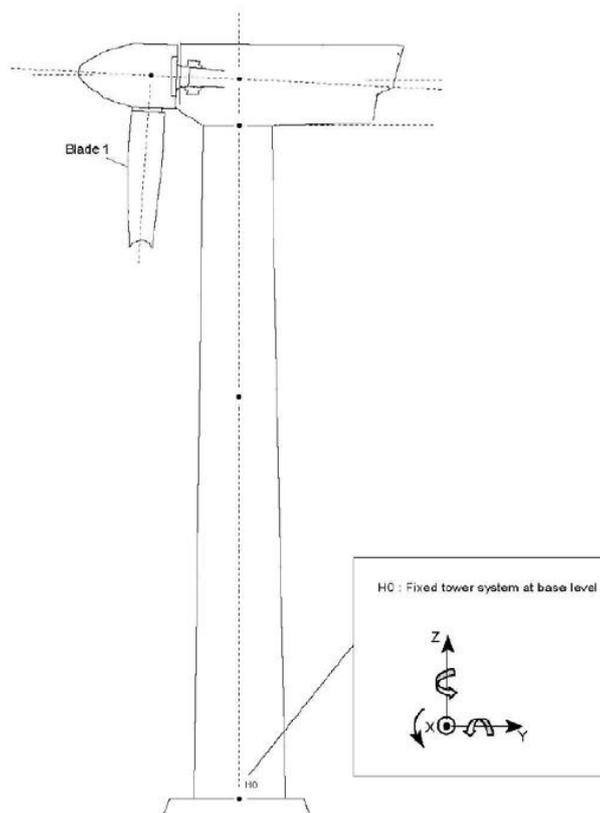
Categoria di sottosuolo: C “*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s*”.

Categoria topografica: T1 “*Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$* ”

7. CARICHI SULLA SOMMITÀ DELLA FONDAZIONE

I carichi agenti sulla sommità della fondazione sono stati ricavati dal documento “RP001EN_00 2020.12.21 Foundation Loads V150 - 6 MW HH125m EnVentus” fornito dal manufacturer dell’aerogeneratore Vestas

7.1. Sistema di riferimento



Sistema di coordinate

Le sollecitazioni sono applicate a +20 cm sul piano dell'estradosso della flangia di base del primo conchio della torre.

In particolare:

- M_{res} : extreme resulting bending moment
- M_z : simultaneous torsion moment
- F_{res} : simultaneous resulting shear force
- F_z : simultaneous vertical force

7.2. Carico da neve

Di seguito si riportano i carichi caratteristici dovuti all'effetto della neve.

Zone		III	
Regional altitude reference	$a_s =$	200	m
Site altitude on sea level	$a_s =$	95	m
Characteristic snow load for $a_s \leq 200$ m	$q_{sk} =$	0,60	kN/m ²
Characteristic snow load for $a_s > 200$ m	$q_{sk} = 0,51 \cdot [1 + (a_s/481)^2] =$	/	kN/m ²
Shape coefficient	$\mu_i =$	0,8	
Exposure coefficient	$C_E =$	1,0	
Thermal coefficient	$C_t =$	1	
Snow load	$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t =$	0,48	kN/m ²

Snow Loads					
F_x [kN]	F_y [kN]	F_z [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	M_z [kNm]
0	0	-67,48	0	0	0

Carico da neve caratteristico. Non è applicato alcun PLF

7.3. Carico da vento estremo

Di seguito si riportano i carichi caratteristici dovuti all'azione del vento.

Zone		3	/
Regional altitude reference	$a_0 =$	500	m
Site altitude on sea level	$a_s =$	95	m
Zone wind speed reference	$V_{b,0} =$	27	m/s
Parameter K_s	$K_s =$	0,37	/
Altitude coefficient c_a	$c_a = 1 + k_s(a_s/a_0 - 1) =$	1,00	/
Zone wind speed reference $a_s > a_0$	$V_b = V_{b,0} \cdot c_a =$	27,00	m/s
Conventional air density	$\rho =$	1,25	kg/m ³
Return coefficient	$c_r =$	1	/
Reference wind speed	$v_r = v_b \cdot c_r =$	27,00	m/s
Reference kinetic pressure	$q_r = 1/2 \cdot \rho \cdot v_r^2 =$	455,63	N/m ²
Terrain roughness class		D	/
Exposure category		II	/
Exposure definition parameters			
	$k_r =$	0,19	/
	$z_0 =$	0,05	m
	$z_{min} =$	4	m
Topographic coefficient	$c_t =$	1	/
Exposure coefficient			
for $z < z_{min}$	$c_e(z) = c_e(z_{min}) =$	1,801	/
for $z \geq z_{min}$	$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)]$		
Pressure coefficient	$c_p =$	0,70	/
Dynamic coefficient	$c_d =$	1,00	/

Characteristic Extreme Wind Loads			
M_{res}	M_z	F_{res}	F_z
[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
151348	3624	1480	-6725

Carico da vento estremo caratteristico. Non è applicato alcun PLF18"

7.4. Carico in condizioni sismiche

I carichi in condizioni sismiche sono valutati in accordo con il D.M. 17 Gennaio 2018 Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" e la Circolare 21 gennaio 2019, n.7 - Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018. Sono state considerate anche le risultanze delle indagini geologiche di riferimento.

I parametri sono calcolati in corrispondenza della torre WTG1, le coordinate sono riportate di seguito:

WTG n	Latitude [°]	Longitude [°]
A6	40,500432	17,773119

Coordinate

Parameters of the structure					
Use Class	Life V_N [years]	Use Class C_u	Period V_R [years]	Soil Category	Topographic Category
IV	50	2,0	100	C	T1

Parametri di progetto

	T_R	a_g	F_o	T_C^*	C_C	T_B	T_C	T_D	S_S	S_T	S
SLO	60	0,0236	2,3306	0,2650	1,6275	0,1438	0,4313	1,6945	1,5000	1,0000	1,5000
SLD	101	0,0299	2,3605	0,3328	1,5096	0,1675	0,5024	1,7197	1,5000	1,0000	1,5000
SLV	949	0,0578	2,7398	0,5069	1,3139	0,2220	0,6660	1,8312	1,5000	1,0000	1,5000
SLC	1950	0,0678	2,9010	0,5243	1,2994	0,2271	0,6812	1,8711	1,5000	1,0000	1,5000

Valori degli spettri di risposta di progetto

7.4.1. Carico sismico in condizioni SLO

S.L.O. Seismic Loads						
F_x [kN]	F_y [kN]	F_z [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	
3,20	10,66	-6900,80	-1082,61	324,78	0,29	

Sollecitazioni in condizioni SLO

7.4.2. Carico sismico in condizioni SLD

S.L.D. Seismic Loads						
F_x [kN]	F_y [kN]	F_z [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	
4,85	16,17	-6900,80	-1641,86	492,56	0,44	

Sollecitazioni in condizioni SLD

7.4.3. Carico sismico in condizioni SLV

S.L.V. Seismic Loads						
F_x [kN]	F_y [kN]	F_z [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	
10,23	34,11	-6900,80	-3463,24	1038,97	0,93	

Sollecitazioni in condizionin SLV

7.4.4. Carico sismico in condizioni SLC

S.L.C. Seismic Loads					
F _x [kN]	F _y [kN]	F _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
13,28	44,27	-6900,80	-4494,77	1348,43	1,21

Sollecitazioni in condizioni SLC

7.5. Carichi di esercizio

Si riportano i carichi di esercizio calcolati forniti da Vestas:

- Char.load : carico caratteristico
- Prob.:1e-2: carico con probabilità di superamento 1e-2
- Prob.:1e-4: carico con probabilità di superamento 1e-4

Production loads				
		Char. load	Prob.:1e-2	Prob.:1e-4
M _{res}	[kNm]	147900,00	117110,30	125497,79
M _z	[kNm]	-16545,64	-4022,75	-6401,10
F _{res}	[kN]	1251,88	903,48	1025,78
F _z	[kN]	-7070,98	-6900,80	-6936,71

Carichi di esercizio

7.6. Carichi di fatica

Per la fondazione devono essere considerati i carichi medi. I carichi medi devono essere combinati con i carichi equivalenti o con lo spettro del carico di fatica.

I carichi sono posti all'altezza di + 0,20m. I carichi equivalenti indicati possono essere utilizzati solo se la proprietà del materiale può essere caratterizzata da una curva S / N con la stessa pendenza data per i carichi equivalenti.

Equivalent and Mean Fatigue Foundation Loads				
		Mean load	Range m = 4	Range m = 7
F _y	[kN]	496,86	631,77	561,79
M _x	[kNm]	-66857,45	38711,82	47633,23
M _z	[kNm]	-227,51	9221,63	8707,63

Carichi di fatica per N=1E7 cicli

7.7. Azione sismica sul plinto

L'analisi sismica sulla fondazione della torre è stata svolta considerando il metodo semplificato dell'analisi pseudostatica. Nell'analisi pseudo-statica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nelle verifiche, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v , possono essere valutati mediante le seguenti espressioni:

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

$$k_v = \mp 0,50 K_h$$

in cui:

- β_s è un coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;
- a_{max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito
- g è l'accelerazione di gravità.

Nel caso in esame β_s risulta pari a 0,28.

Tab. 7.11.I – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

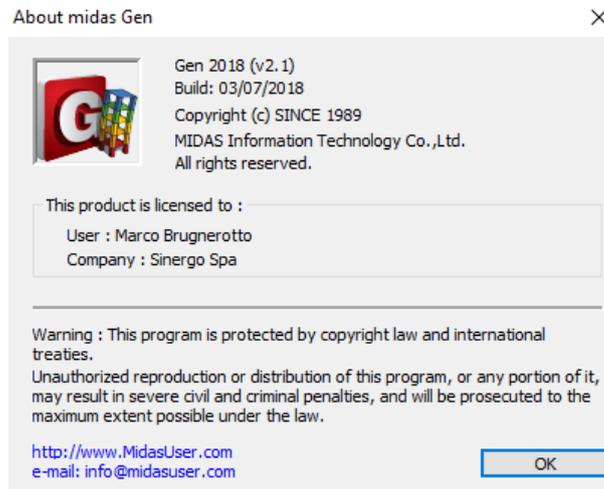
	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g (g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g (g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g (g) \leq 0,1$	0,20	0,20

7.8. Carichi alla base della fondazione

I carichi alla base della fondazione si ottengono aggiungendo ai carichi verticali che agiscono in sommità della fondazione i pesi propri del terreno e del plinto di fondazione e incrementando i momenti agenti in sommità del piedistallo del momento di trasporto dovuto alle forze orizzontali.

8. STRUMENTI SOFTWARE

Per la modellazione dei plinti di fondazione delle torri eoliche è stato impiegato il software MIDAS GEN di cui si detiene regolare licenza.



Per il preprocessing e postprocessing dei risultati sono stati impiegati fogli di calcolo Microsoft Excel ®.

Per le verifiche delle sezioni in c.a. per gli SLU/SLV e SLE si è impiegato il software RC-SEC della GeoStru, di cui si possiede regolare licenza:



Copyright © 2017



8.1. Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo dei softwares ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. La documentazione, fornita dal produttore e distributore dei software, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, corredati dei file di input necessari a riprodurre l'elaborazione. La società produttrice ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

8.2. Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli che ne comprovano l'attendibilità. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali e adottati anche in fase di primo dimensionamento della struttura, come sopra riportato. Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni. In base a quanto detto, si può asserire che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.

9. VERIFICHE STRUTTURALI

In questo capitolo si riportano le ipotesi di calcolo e le verifiche strutturali degli elementi fondazionali.

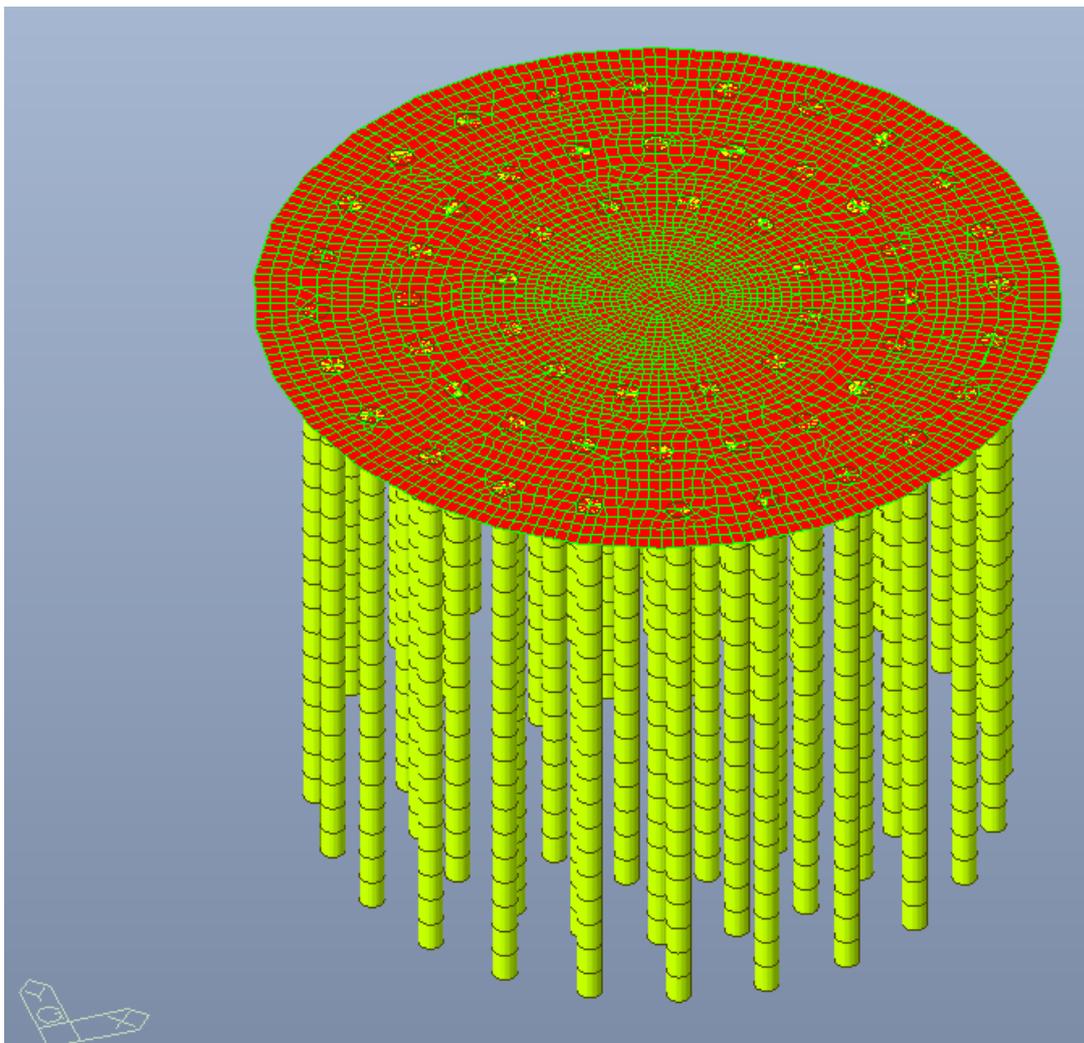
9.1. Modello di calcolo

Il modello di calcolo è stato sviluppato con il Software FEM MidasGEN. Da come è possibile vedere nella figura seguente, il plinto di fondazione è modellato con elementi plate, mentre i pali sono stati schematizzati con elementi beam.

I pali sono stati modellati discretizzandoli in conci da 1 metro ai quali è stata assegnata un'adeguata rigidezza orizzontale e verticale come riportato nel seguito.

I carichi sono stati applicati su un nodo master collegato con rigid link ai nodi dei plate del plinto, per simulare l'effetto irrigidente del torrino di raggio 6 m.

Lo scopo di questa modellazione è stato quello di ricavare le pressioni massime sul terreno, per verificare la capacità portante, e le sollecitazioni M,N,T sul plinto di fondazione, in modo da disporre il dimensionamento e le opportune verifiche.



Modello FEM

Per la costruzione del modello ad elementi finiti del palo si fa riferimenti alla modellazione proposta da Viggiani.

La costante di elasticità laterale verticale del terreno è calcolata con la formula:

$$k_v = 2\pi G/\zeta \text{ [kN/m}^2\text{]} \quad (\S 14.1.2 \text{ pag } 424 \text{ Viggiani})$$

dove $\zeta = \ln(2.5 \cdot (1-\nu) \cdot L/r_0)$ (§14.1.2 pag 425)

La costante di elasticità della punta del palo è

$$k_p = 2dE/(1-\nu^2) \text{ [N/m]} \quad (\S 14.1.2 \text{ pag } 424)$$

La costante elastica orizzontale è calcolata con le formule (§14.4.1 pagg: 466, 487,479)

$$k_h = (A\gamma/1,35) \cdot z/d \text{ per terreni a grana grossa.}$$

dove:

γ' è il peso dell'unità di volume efficace.

$A = 200$ per terreni sciolti ($D_r = 25\%$); $A = 600$ per terreni medi ($D_r = 50\%$); $A = 1500$ per terreni sensibili ($D_r = 75\%$)

G = modulo di elasticità trasversale del terreno;

ν = coefficiente di Poisson del terreno;

L = lunghezza del palo;

r_0 = raggio del palo;

d = diametro del palo;

E = modulo di elasticità longitudinale del terreno.

Per pali in gruppo (> maglia 5x5) la rigidezza orizzontale indicativamente può essere ridotta fino al 25%

DATI INIZIALI			
Lunghezza palo	20.00		[m]
Diametro palo	0.80		[m]
Raggio del palo	0.40		[m]
Coefficiente ζ	4.40		
Peso specifico acqua	10.0		[kN/m ³]

- **kh** La costante elastica orizzontale del terreno.
- **kb** La costante di elasticità verticale del terreno della punta del palo.
- **kv** La costante di elasticità laterale verticale del terreno.
- **ko_inf** Rigidezza agli spostamenti orizzontali del vincolo posto nella parte inferiore del concio. $k_{o_inf} = \Delta z \cdot k_h \cdot d$;
- **kz_inf** Rigidezza agli spostamenti verticali del vincolo posto nella parte inferiore del concio. $k_{z_inf} = \Delta z \cdot k_v + k_b$
- **kt_inf** Rigidezza alle rotazioni lungo l'asse z del vincolo posto nella parte inferiore del concio. $k_{t_inf} = k_v \cdot \Delta z \cdot r^2$.
- **kr_inf** Rigidezza alle rotazioni lungo l'asse x [y] del vincolo posto nella parte inferiore del concio. $k_{r_inf} = k_v \cdot \Delta z^3$.

dove d è il diametro del palo, r il raggio e Δz la lunghezza del concio.

STRATIGRAFIA	LITOLOGIA	PESO SPECIFICO	PESO SPECIFICO IMMERSO	TIPOLOGIA TERRENO
Strato	Strato	γ	γ'	TIPO TERRENO
[-]	[-]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	
1	Terreno di riporto	19.0	19.0	GRANULARE
2	Depositi a prevalente componente siltosa/sabbiosa	20.5	20.5	GRANULARE
3	Depositi a prevalente componente siltosa/sabbiosa	20.5	10.5	GRANULARE

MODULO ELASTICO	COEFFICIENTE DI POISSON	COEFFICIENTE ζ	MODULO DI TAGLIO	RIGIDEZZA MOLLA VERTICALE PALO	RIGIDEZZA MOLLA VERTICALE PUNTA PALO
E	ν	$\ln [2.5 \cdot (1-\nu) \cdot L/r_0]$	G	k_v	$k_{v,PUNTA}$
[kN/m ²]	[-]		[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m]
50000	0.35	4.398	18518.52	26459	91168
50000	0.35	4.398	18518.52	26459	
50000	0.35	4.398	18518.52	26459	

Quota concio inf	Concio palo	E	ν	ζ	G	γ'	A	Kh	Kv	Kh di gruppo
[m]	[m]	[Mpa]			[Mpa]	kN/mc		[kN/m ³]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
-4	1	50000	0.35	4.40	18519	20.5	300	5'694	26'459	1'424
-5	2	50000	0.35	4.40	18519	20.5	600	22'778	26'459	5'694
-6	3	50000	0.35	4.40	18519	20.5	600	34'167	26'459	8'542
-7	4	50000	0.35	4.40	18519	20.5	600	45'556	26'459	11'389
-8	5	50000	0.35	4.40	18519	20.5	600	56'944	26'459	14'236
-9	6	50000	0.35	4.40	18519	20.5	600	68'333	26'459	17'083
-10	7	50000	0.35	4.40	18519	10.5	600	40'833	26'459	10'208
-11	8	50000	0.35	4.40	18519	10.5	600	46'667	26'459	11'667
-12	9	50000	0.35	4.40	18519	10.5	600	52'500	26'459	13'125
-13	10	50000	0.35	4.40	18519	10.5	600	58'333	26'459	14'583
-14	11	50000	0.35	4.40	18519	10.5	600	64'167	26'459	16'042
-15	12	50000	0.35	4.40	18519	10.5	600	70'000	26'459	17'500
-16	13	50000	0.35	4.40	18519	10.5	600	75'833	26'459	18'958
-17	14	50000	0.35	4.40	18519	10.5	600	81'667	26'459	20'417
-18	15	50000	0.35	4.40	18519	10.5	600	87'500	26'459	21'875
-19	16	50000	0.35	4.40	18519	10.5	600	93'333	26'459	23'333
-20	17	50000	0.35	4.40	18519	10.5	600	99'167	26'459	24'792
-21	18	50000	0.35	4.40	18519	10.5	600	105'000	26'459	26'250
-22	19	50000	0.35	4.40	18519	10.5	600	110'833	26'459	27'708
-23	20	50000	0.35	4.40	18519	10.5	600	116'667	26'459	29'167

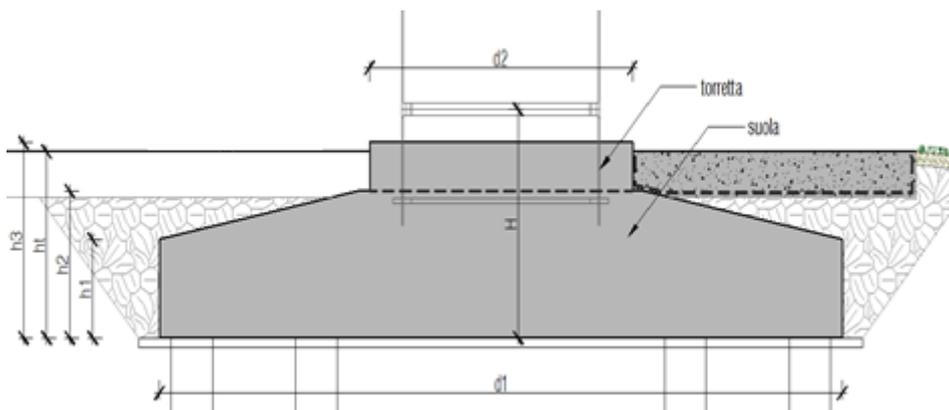
9.2. Combinazioni di carico

Nelle tabelle seguenti sono sintetizzate le combinazioni di carico, gli involuipi e i coefficienti adottati.

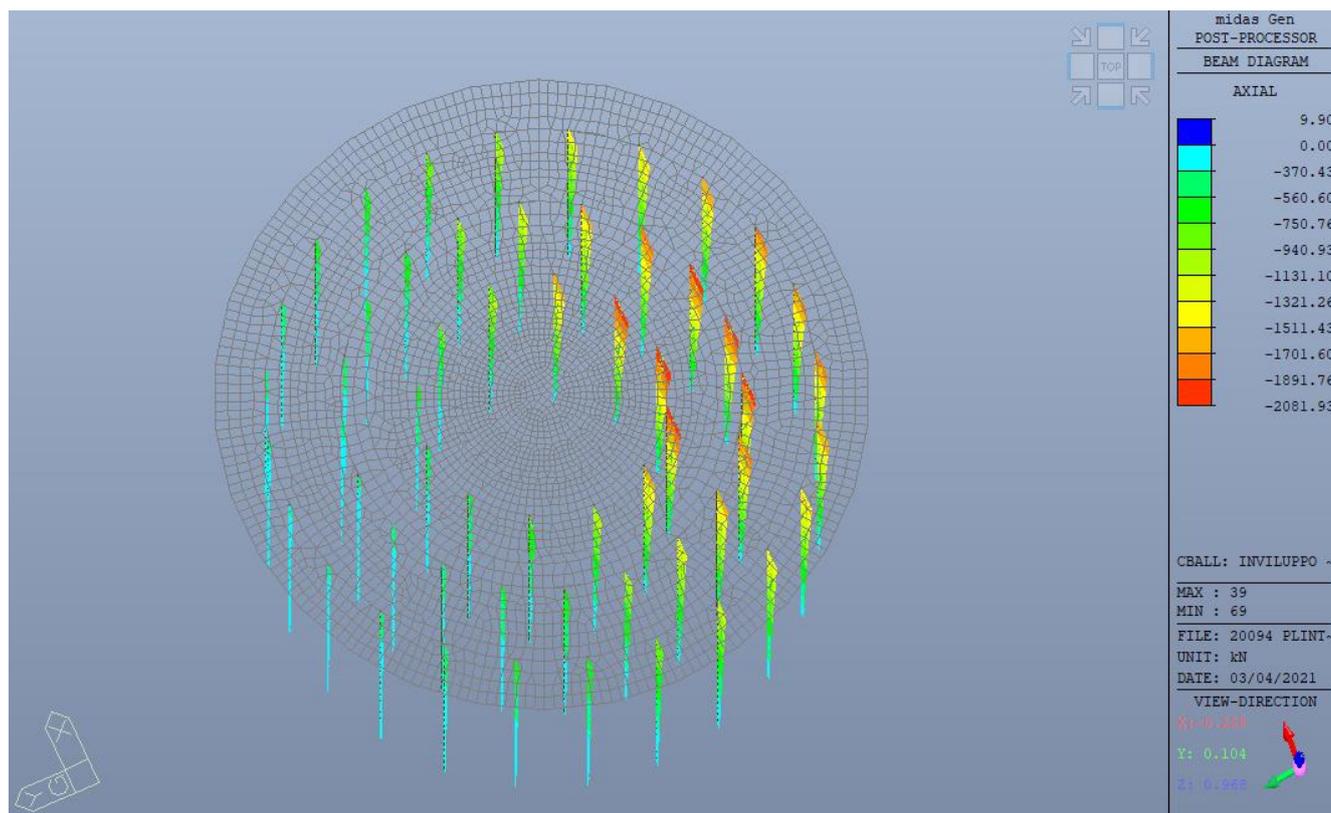
N	Name Combo	G ₁	G _{1,RIPORTO}	Q	NEVE	SLO	SLD	SLV	SLC	VENTO	CARICHI ESERCIZIO: CHAR LOAD	CARICHI ESERCIZIO: PROB.: 1e-2	CARICHI ESERCIZIO: PROB.: 1e-4	CARICHI FATICA: MEAN LOAD	CARICHI FATICA: RANGE m=4	CARICHI FATICA: RANGE m=7	TERRENO DI RIPORTO SISMA X	TERRENO DI RIPORTO SISMA Y
1	SLU 1 NEVE	1.3	1.3		1.5					0.9								
2	SLU 2 VENTO	1.3	1.3		0.8					1.5								
3	QUASI PERMANENTE	1.0	1.0									1.0						
4	RARA	1.0	1.0										1.0					
5	COMBO FATICA 1	1.0	1.0											1.0				
6	COMBO FATICA 2	1.0	1.0												1.0			
7	COMBO FATICA 3	1.0	1.0													1.0		
8	SLV1	1.0	1.0					1.0				1.0					1.0	
9	SLV2	1.0	1.0					1.0				1.0						1.0
10	SLV3	1.0	1.0					1.0				1.0					-1.0	
11	SLV4	1.0	1.0					1.0				1.0						-1.0
12	SLV5	1.0	1.0					-1.0				1.0					-1.0	
13	SLV6	1.0	1.0					-1.0				1.0						-1.0
14	SLV7	1.0	1.0					-1.0				1.0					1.0	
15	SLV8	1.0	1.0					-1.0				1.0						1.0

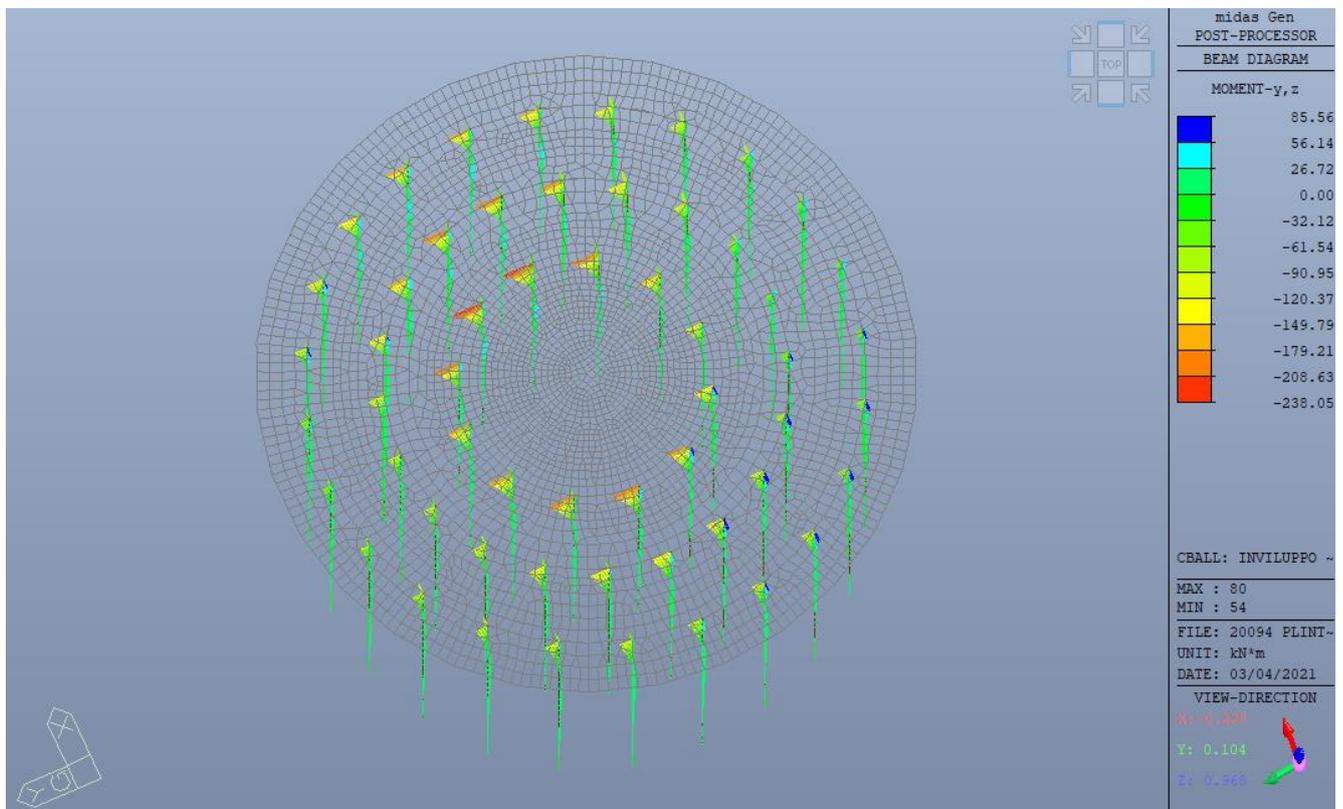
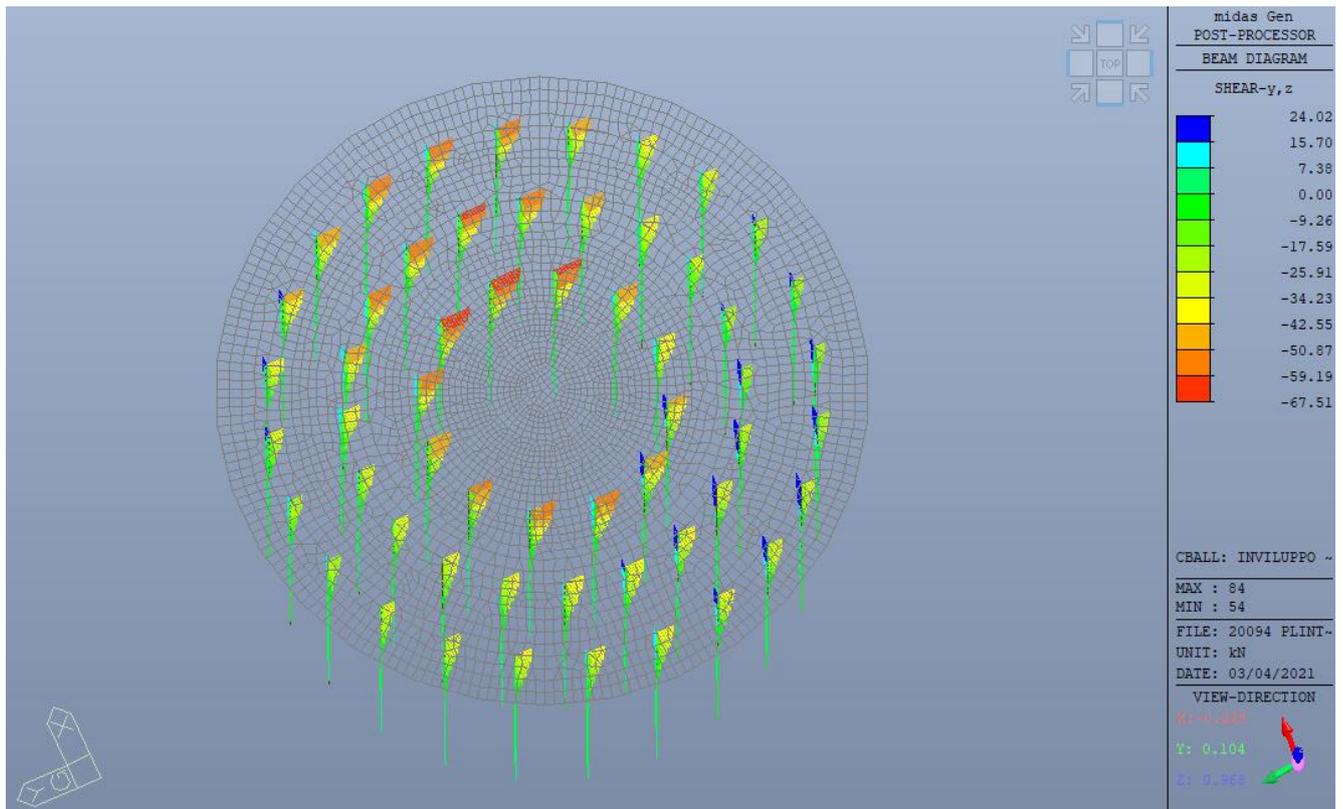
9.3. Carichi dovuti al peso proprio del plinto e del terreno

20094 - Parco Eolico Latiano		
Fondazione V150 - Calcolo carichi permanenti		
Forma	CIRCOLARE	
d2	6.00	[m]
d1	26.00	[m]
b	28.27	[m ²]
B	530.92	[m ²]
h1	1.00	[m]
h2	2.60	[m]
h3	3.30	[m]
hd	3.10	[m]
Peso del plinto		
Vol cilindro	530.92	[m ³]
Vol tronco cono	363.58	[m ³]
Vol torretta	19.79	[m ³]
Vol totale	914.29	[m ³]
Peso cls	25.00	[kN/m ³]
Peso fond	22857.15	[kN]
Peso del ricoprimento		
Vol ricop	737.21	[m ³]
Peso terr	18.00	[kN/m ³]
Peso ricop	13269.76	[kN]



9.4. Verifica strutturale pali





DATI GENERALI SEZIONE GENERICA NON DISSIPATIVA IN C.A.

NOME SEZIONE: PALI CFA800 - SEZIONE TESTA

(Percorso File: L:\da 20001\20094 Eolico Latiano\20094 Mat di Lav\20094 Bozze MB\PALI CFA800 - SEZIONE TESTA.sez)

Descrizione Sezione: #LATIANO - PALI CFA 800 - SEZIONE DI TESTA
 Metodo di calcolo resistenza: Resistenze in campo sostanzialmente elastico
 Tipologia sezione: Sezione generica
 Normativa di riferimento: N.T.C.
 Condizioni Ambientali: Poco aggressive
 Riferimento Sforzi assegnati: Assi x,y principali d'inerzia

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -

Classe:	C30/37
Resis. compr. di progetto fcd:	17.000 MPa
Resis. compr. ridotta fcd':	8.500 MPa
Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
Def.unit. ultima ecu:	0.0035
Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
Modulo Elastico Normale Ec:	32836.0 MPa
Resis. media a trazione fctm:	2.900 MPa
Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00

ACCIAIO -

Tipo:	B450C
Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00 MPa
Resist. caratt. rottura ftk:	450.00 MPa
Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30 MPa
Resist. ultima di progetto ftd:	391.30 MPa
Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1*\beta_2$:	1.00
Coeff. Aderenza differito $\beta_1*\beta_2$:	0.50
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00 MPa

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Circolare
 Classe Conglomerato: C30/37

Raggio circ.: 40.0 cm
 X centro circ.: 0.0 cm
 Y centro circ.: 0.0 cm

DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre
Xcentro	Ascissa [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate
Ycentro	Ordinata [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate
Raggio	Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate
N°Barre	Numero di barre generate equidist. disposte lungo la circonferenza
Ø	Diametro [mm] della singola barra generata

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	32.0	16	20

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 8 mm
 Passo staffe: 15.0 cm
 Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	2082.00	86.00	240.00	70.00	25.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	1400.00	20.00	40.00

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	7.0	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	10.5	cm
Copriferro netto minimo staffe:	6.2	cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Totale	Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

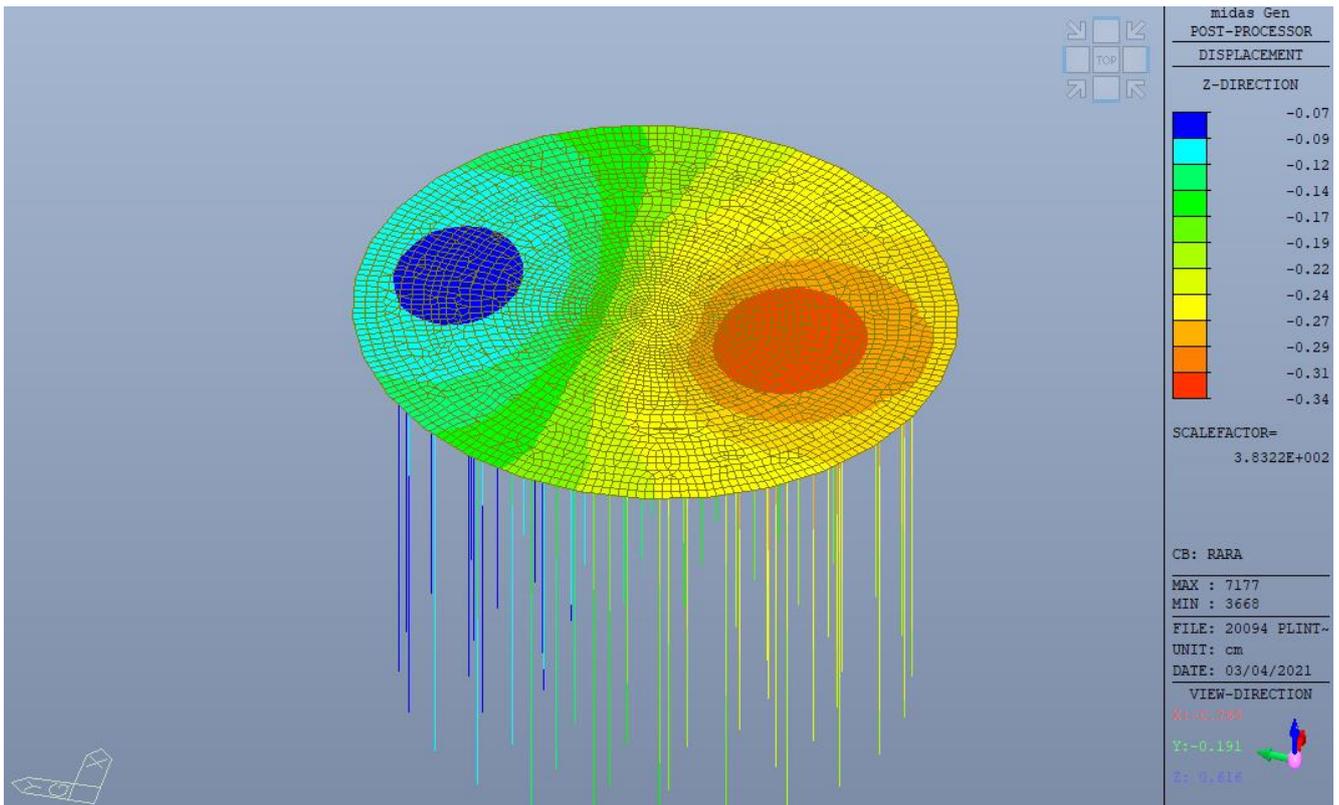
N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	2082.00	86.00	240.00	2082.17	274.96	767.32	3.20	50.3(15.1)

METODO AGLI STATI LIMITE IN CAMPO SOSTANZIALMENTE ELASTICO - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Xc max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00200	37.7	17.9	0.00156	29.6	12.2	-0.00193	-29.6	-12.2

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA



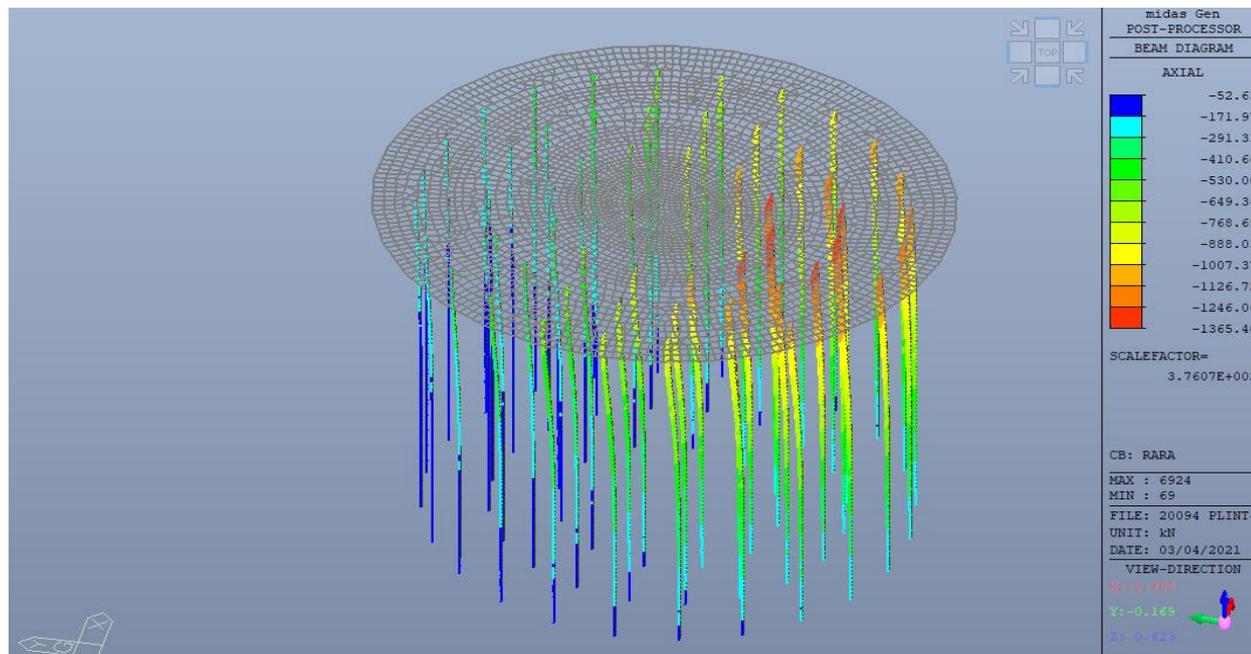
CEDIMENTI DI PALI TRIVELLATI CON SOLA RESISTENZA DI ATTRITO UNIFORME												
TEORIA: CEDIMENTI PALI TRIVELLATI - Bowles cap.19.6												
PARAMETRI AZIONI SLE												
N=	1365	kN										
PARAMETRI PALO												
diametro	800	mm										
(L) z0	20	m										
A=	502655	mm ²										
PARAMETRI CLS												
Rck=	35	Mpa										
E _{palo} =	32588	Mpa										
PARAMETRI TERRENO												
E _{terreno} =	50	Mpa										
μ=	0.3											
ACCORCIAMENTO ELASTICO PALO												
δ _p =	1.67	mm										
CEDIMENTO DEL PALO - teoria di Geddes												
Resistenza di attrito variabile linearmente lungo il fusto del palo												
Distanza radiale del punto dal palo=		0	m		n=	0.00	-->	0.020				
z ₀	20.0	m	m ₀	1.0	k _{z0}	-12.1296	σ ₀	0.041	Mpa	δ _(z1)	16.56	mm
z ₁	22.0	m	m ₁	1.1	k _{z1}	-2.9619	σ ₁	0.008	Mpa	δ _(z1)	3.68	mm
z ₂	24.0	m	m ₂	1.2	k _{z2}	-1.3464	σ ₂	0.003	Mpa	δ _(z1)	1.53	mm

	z_3	26.0	<i>m</i>	m_3	1.3	k_{z3}	-0.8247	σ_3	0.002	<i>Mpa</i>	$\delta_{(z1)}$	0.87	<i>mm</i>
	z_4	28.0	<i>m</i>	m_4	1.4	k_{z4}	-0.5765	σ_4	0.001	<i>Mpa</i>	$\delta_{(z1)}$	0.56	<i>mm</i>
	z_5	30.0	<i>m</i>	m_5	1.5	k_{z5}	-0.4341	σ_5	0.001	<i>Mpa</i>	$\delta_{(z1)}$	0.40	<i>mm</i>
	z_6	32.0	<i>m</i>	m_6	1.6	k_{z6}	-0.3430	σ_6	0.000	<i>Mpa</i>	$\delta_{(z1)}$	0.29	<i>mm</i>
	z_7	34.0	<i>m</i>	m_7	1.7	k_{z7}	-0.2802	σ_7	0.000	<i>Mpa</i>	$\delta_{(z1)}$	0.22	<i>mm</i>
	z_8	36.0	<i>m</i>	m_8	1.8	k_{z8}	-0.2346	σ_8	0.000	<i>Mpa</i>	$\delta_{(z1)}$	0.18	<i>mm</i>
	z_9	38.0	<i>m</i>	m_9	1.9	k_{z9}	-0.2001	σ_9	0.000	<i>Mpa</i>	$\delta_{(z1)}$	0.14	<i>mm</i>
	z_{10}	40.0	<i>m</i>	m_{10}	2.0	k_{z10}	-0.1733	σ_{10}	0.000	<i>Mpa</i>	$\delta_{(z1)}$	0.12	<i>mm</i>
ACCORCIAMENTO TOTALE													
profondità caratteristica = 24 <i>m</i>													
Z di riferimento= z2													
accorciamento elastico= 1.67 <i>mm</i>													
cedimento del palo= 1.53 <i>mm</i>													
$\delta_p = \mathbf{3.2} \text{ mm} = \mathbf{0.32} \text{ cm}$													

9.6. Verifica assenza trazione sui pali

Il fornitore dell'aerogeneratore prescrive che non ci debba essere parzializzazione del piano di Fondazione o trazione sui pali con la combinazione di carico Prob. 1e-2.

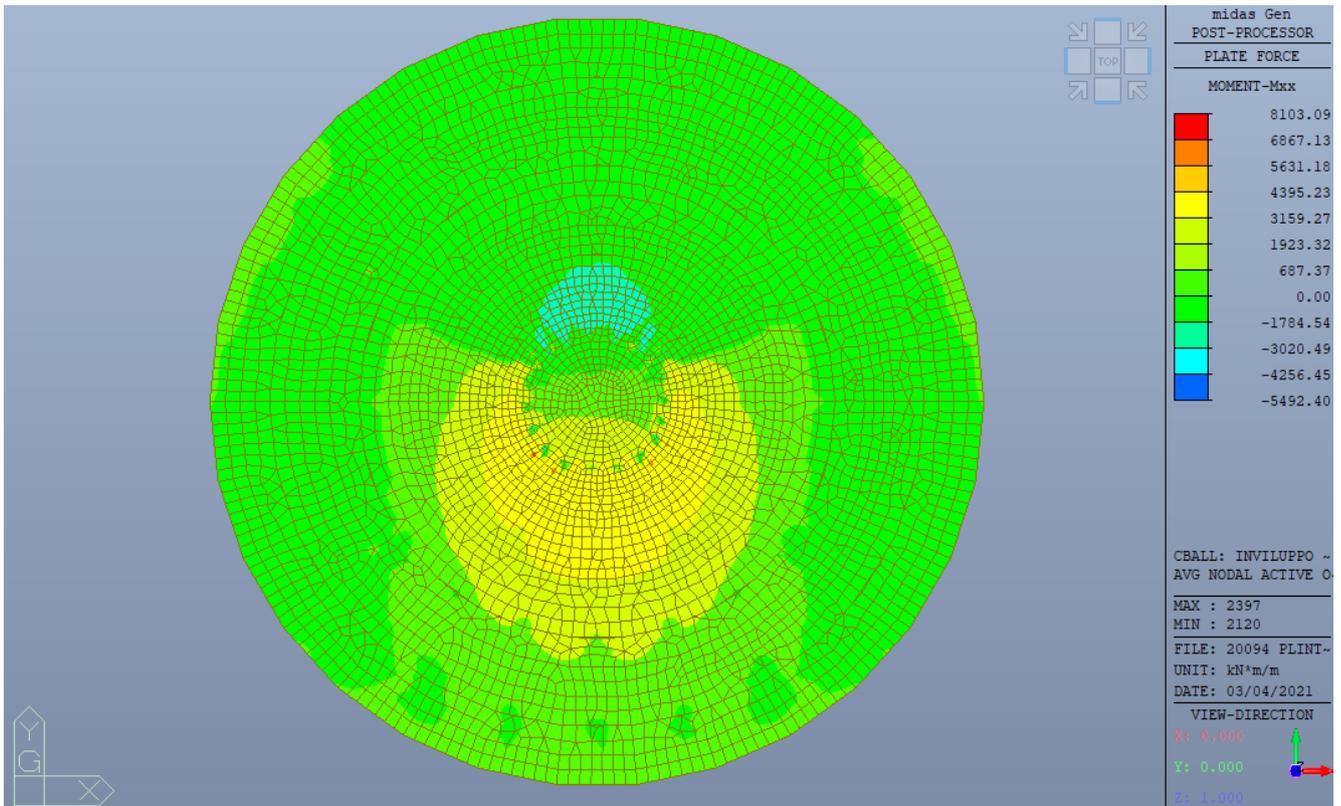
- Char.load : carico caratteristico
- Prob.:1e-2: carico con probabilità di superamento 1e-2
- Prob.:1e-4: carico con probabilità di superamento 1e-4



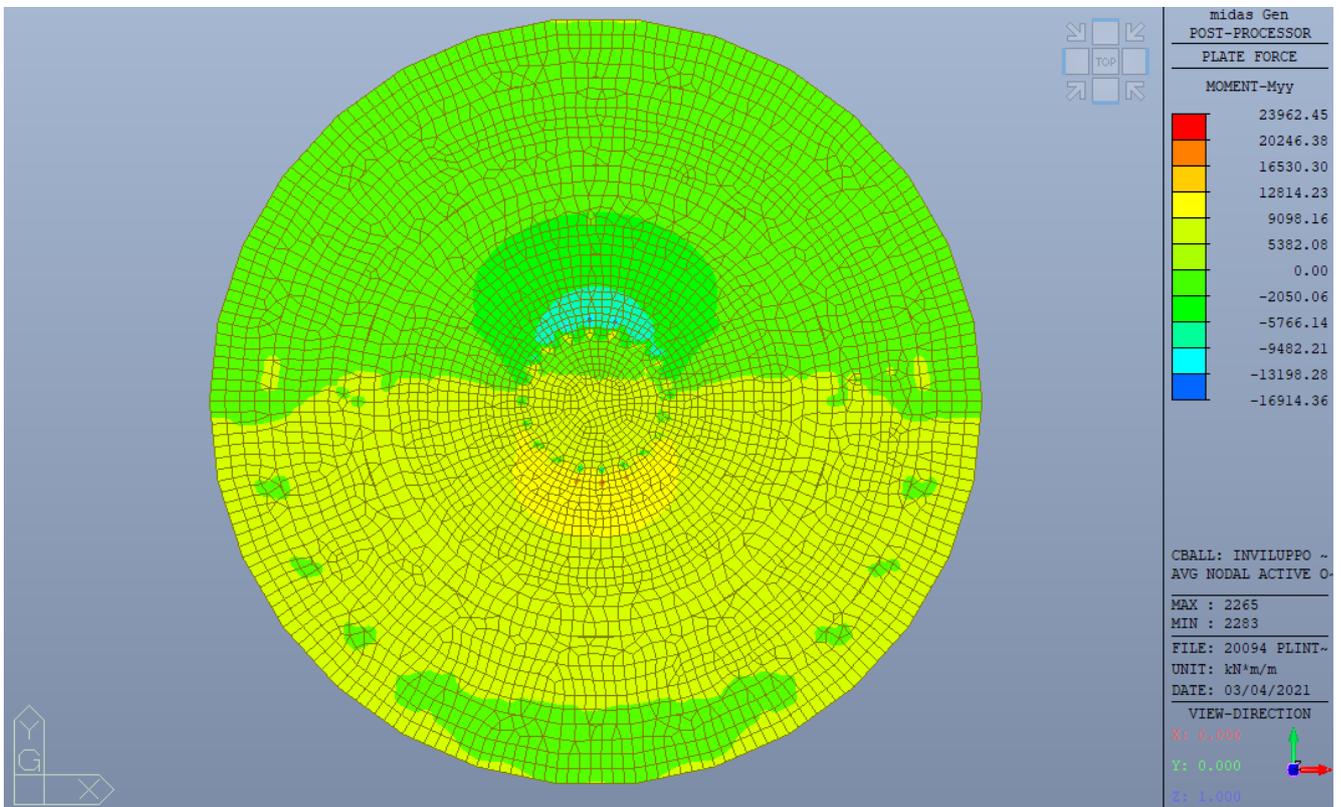
Si evince che non si hanno pali sottoposti a sforzo di trazione.

9.7. Verifiche strutturali plinto

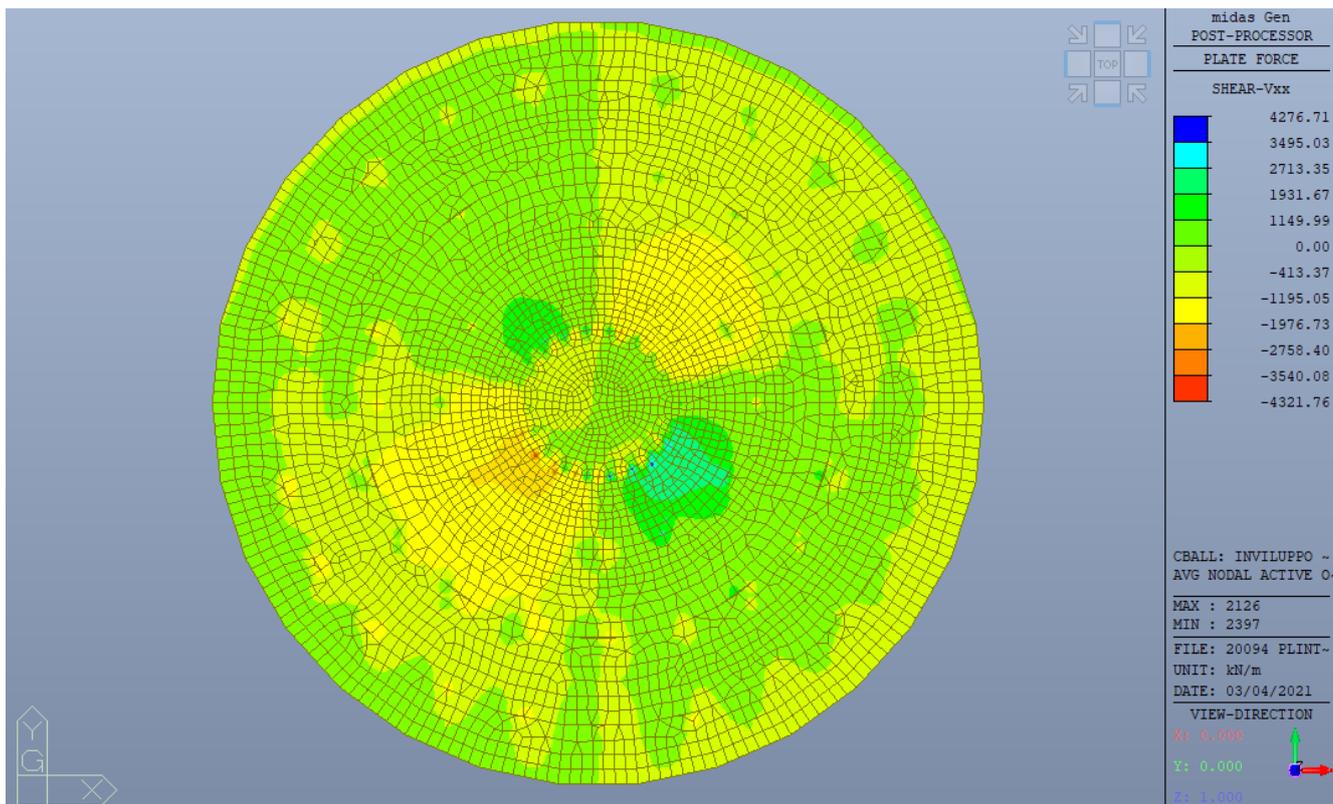
9.7.1. Sollecitazioni



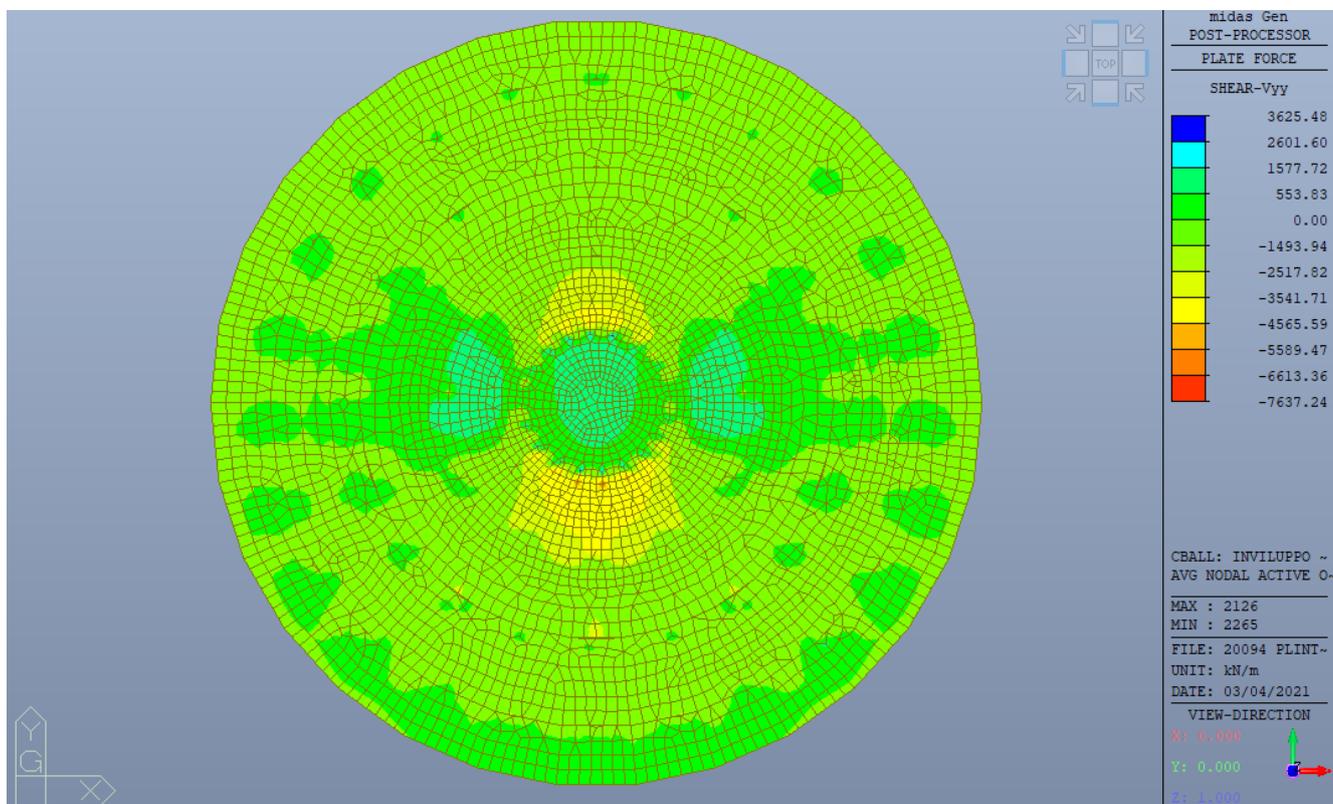
Inviluppo SLU/SLV Momento Flettente M_{xx}



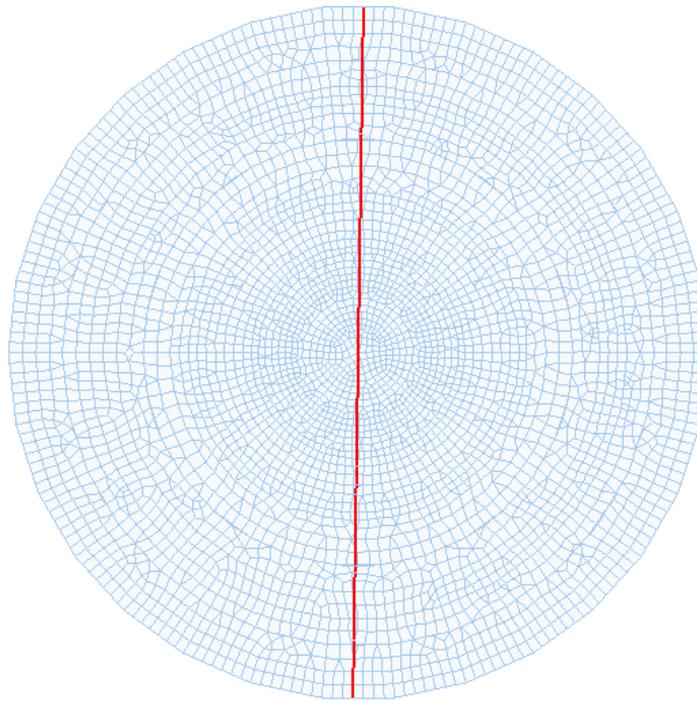
Inviluppo SLU/SLV Momento Flettente M_{yy}



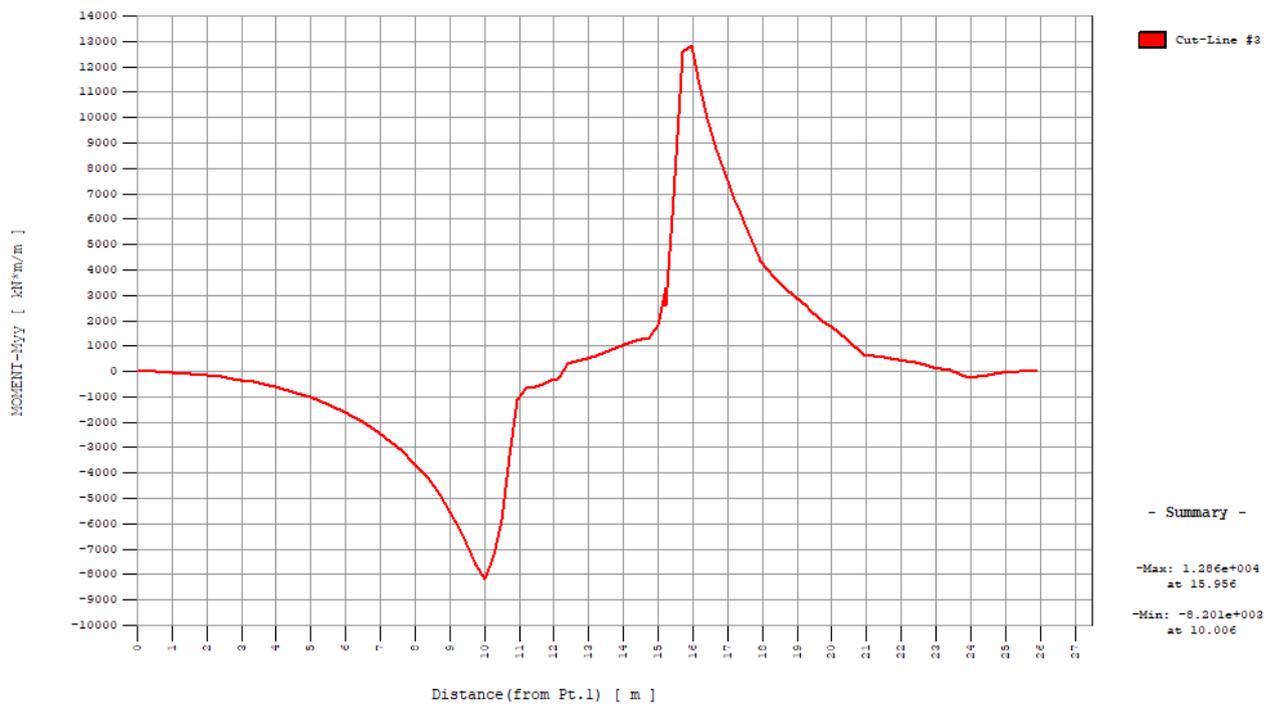
Inviluppo SLU/SLV Taglio Vxx



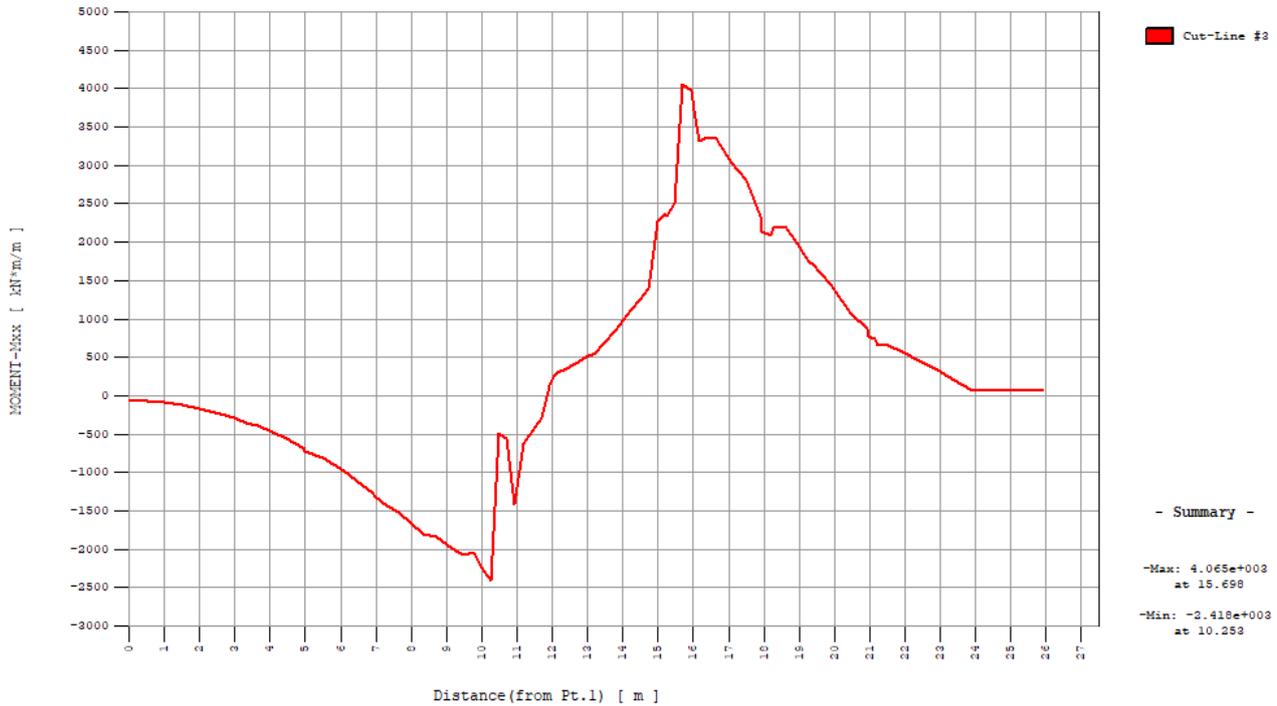
Inviluppo SLU/SLV Taglio Vyy



Cut-Line #3



Cut-Line #3



9.7.2. Verifiche Sezione h = 230 cm radiale

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA NON DISSIPATIVA IN C.A. NOME SEZIONE: H230 radiale

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze in campo sostanzialmente elastico
Tipologia sezione:	Sezione generica di Trave (solette, nervature solai) senza staffe
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Tipo di sollecitazione:	Retta (asse neutro sempre parallelo all'asse X)
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.810 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33642.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.100 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30 MPa

Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Poligonale
 Classe Conglomerato: C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	230.0
3	50.0	230.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-44.0	6.0	26
2	-44.0	224.0	26
3	44.0	224.0	26
4	44.0	6.0	26
5	-44.0	12.0	24
6	44.0	12.0	24
7	-44.0	18.0	24
8	44.0	18.0	24
9	-44.0	218.0	24
10	44.0	218.0	24
11	-44.0	24.0	24
12	44.0	24.0	24
13	-44.0	212.0	24
14	44.0	212.0	24

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
 N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
 N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
 N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
 Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	26
2	2	3	8	26
3	5	6	8	24
4	7	8	8	24
5	9	10	8	24
6	11	12	8	24
7	13	14	4	24

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse X di riferimento delle coordinate con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
 Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse Y di riferimento delle coordinate

N°Comb. N Mx Vy

1	0.00	13000.00	0.00
2	0.00	-8500.00	0.00
3	0.00	13000.00	0.00
4	0.00	-8500.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione)
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	9000.00	0.00
2	0.00	-2500.00	0.00

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 4.7 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 3.5 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
 Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
 Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
 Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
 As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	N Res	Mx Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	13000.00	0.00	13599.89	1.05	188.8(40.1)
2	S	0.00	-8500.00	0.00	-9658.27	1.14	125.5(40.1)
3	S	0.00	13000.00	0.00	13599.89	1.05	188.8(40.1)
4	S	0.00	-8500.00	0.00	-9658.27	1.14	125.5(40.1)

METODO AGLI STATI LIMITE IN CAMPO SOSTANZIALMENTE ELASTICO - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
 x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
 Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
 Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
 Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00090	0.315	-50.0	230.0	0.00082	-44.0	224.0	-0.00196	-44.0	6.0
2	0.00064	0.247	-50.0	0.0	0.00057	-44.0	6.0	-0.00196	-44.0	224.0
3	0.00090	0.315	-50.0	230.0	0.00082	-44.0	224.0	-0.00196	-44.0	6.0
4	0.00064	0.247	-50.0	0.0	0.00057	-44.0	6.0	-0.00196	-44.0	224.0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro aX+bY+c=0 nel rif. X,Y,O gen.
 x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
--------	---	---	---	-----	--------

1	0.000000000	0.000012744	-0.002032967	0.315	0.833
2	0.000000000	-0.000011602	0.000642308	0.247	0.749
3	0.000000000	0.000012744	-0.002032967	0.315	0.833
4	0.000000000	-0.000011602	0.000642308	0.247	0.749

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm ²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	8.63	-50.0	230.0	-259.2	-34.2	6.0	3650	188.8
2	S	2.43	-50.0	0.0	-101.5	34.2	224.0	2700	125.5

9.7.3. Verifiche Sezione h = 230 cm circonferenziale

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA NON DISSIPATIVA IN C.A.

NOME SEZIONE: H230 circonf

(Percorso File: L:\da 20001\20094 Eolico Latiano\20094 Mat di Lavi\20094 Bozze MB\H230 circonf.sez)

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze in campo sostanzialmente elastico
Tipologia sezione:	Sezione generica di Trave (solette, nervature solai) senza staffe
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Tipo di sollecitazione:	Retta (asse neutro sempre parallelo all'asse X)
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.810 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33642.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.100 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	ACCIAIO -	Tipo:
Resist. caratt. snervam. fyk:		450.00 MPa
Resist. caratt. rottura ftk:		450.00 MPa
Resist. snerv. di progetto fyd:		391.30 MPa
Resist. ultima di progetto ftd:		391.30 MPa
Deform. ultima di progetto Epu:		0.068
Modulo Elastico Ef		2000000 daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	

Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$: 1.00
 Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$: 0.50
 Sf limite S.L.E. Comb. Rare: 360.00 MPa

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Poligonale
 Classe Conglomerato: C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	230.0
3	50.0	230.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-44.0	6.0	20
2	-44.0	224.0	20
3	44.0	224.0	20
4	44.0	6.0	20
5	-44.0	12.0	16
6	44.0	12.0	16
7	-44.0	218.0	16
8	44.0	218.0	16
9	-44.0	18.0	16
10	44.0	18.0	16

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
 N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
 N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
 N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
 Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	20
2	2	3	8	20
3	5	6	5	16
4	7	8	5	16
5	9	10	5	16

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse X di riferimento delle coordinate
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
 Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse Y di riferimento delle coordinate

N°Comb.	N	Mx	Vy
1	0.00	4500.00	0.00
2	0.00	-2500.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione)
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	3000.00	0.00
2	0.00	-1500.00	0.00

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	5.0 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	4.2 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	N Res	Mx Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	4500.00	0.00	4683.05	1.04	59.6(40.1)
2	S	0.00	-2500.00	0.00	-3696.30	1.48	45.5(40.1)

METODO AGLI STATI LIMITE IN CAMPO SOSTANZIALMENTE ELASTICO - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00049	0.201	-50.0	230.0	0.00043	-44.0	224.0	-0.00196	-44.0	6.0
2	0.00041	0.174	-50.0	0.0	0.00035	-44.0	6.0	-0.00196	-44.0	224.0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000010927	-0.002022063	0.201	0.700
2	0.000000000	-0.000010570	0.000411206	0.174	0.700

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	4.78	-50.0	230.0	-251.8	34.2	6.0	2550	59.6
2	S	2.53	-50.0	0.0	-159.4	34.2	224.0	1950	45.5

9.8. Verifica a punzonamento

Il torrino va verificato nei confronti del punzonamento prodotto da una forza concentrata. La verifica a punzonamento è necessaria per la presenza di forze concentrate su un'area di impronta piccola. La resistenza a punzonamento si ricava da una relazione simile a quella fornita per la resistenza a taglio; il fenomeno del punzonamento non è però monodimensionale ma bidimensionale; infatti intervengono le armature in entrambi le direzioni ortogonali alla maglia di armature. La relazione per la valutazione della resistenza al punzonamento è la seguente (*EC2 – elementi non armati a taglio*):

$$\tau_{p,Rd} = \frac{0.18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.1 \cdot \sigma_{cp} \geq v_{min} + 0.1 \cdot \sigma_{cp}$$

con:

- f_{ck} resistenza caratteristica a compressione della soletta espressa in MPa;
- $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$ con d in mm;
- $v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$;
- γ_c risulta il coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo pari a 1,5;
- ρ_l è il rapporto geometrico di armatura valutato come $\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lz}} \leq 0.02$

con ρ_{ly} e ρ_{lz} calcolati in funzione di una larghezza pari al diametro dell'area di carico D più tre volte d su ciascun lato. In particolare b risulterà pari a $b = D + 2(3 \cdot d)$.

I rapporti geometrici di armatura longitudinale e trasversale saranno rispettivamente pari a:

$$\rho_{ly} = \frac{A_{sly}}{b \cdot d}$$

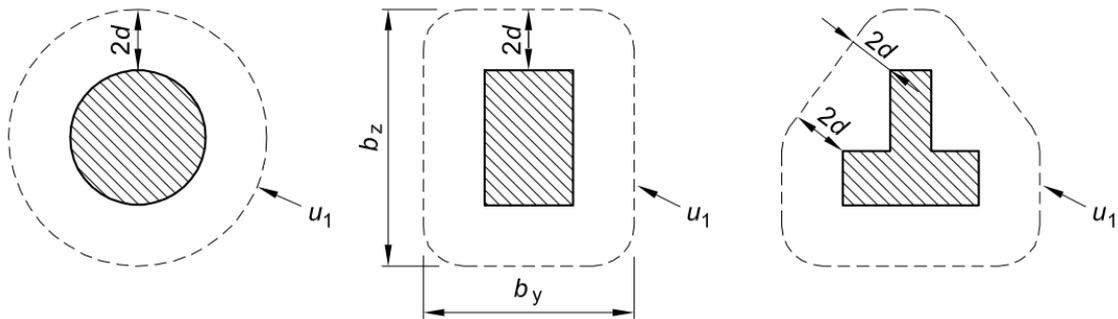
$$\rho_{lz} = \frac{A_{slx}}{b \cdot d}$$

La tensione media di compressione vale:

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{ed}}{A_c} \leq 0.2 f_{cd}$$

La resistenza a punzonamento deve essere verificata lungo un perimetro di verifica distante $2d$ dal contorno dell'area di carico.

Perimetri di verifica di base tipici intorno ad aree caricate



in particolare tale perimetro risulterà pari a:

$$u = 2\pi (r + 2d)$$

in cui:

- r è il raggio dell'aria di carico, pari a $D/2$;
- d è l'altezza utile del torrino.

Il valore della resistenza a scorrimento si ottiene moltiplicando la tensione tangenziale così calcolata con il perimetro critico e l'altezza utile della sezione:

$$V_{p,Rd} = \tau_{p,Rd} \cdot u \cdot d$$

La verifica risulta soddisfatta se:

$$V_{p,Rd} < F_{pd}$$

SLU: PUNZONAMENTO		
f_{ck}	32.0	[MPa]
γ_c	1.5	[-]
F_{pd}	2080.0	[kN]
ϕ_{sly}	16	[mm]
s_{sly}	150	[mm]
A_{sly}	1340.4	[mm ²]
ϕ_{slz}	16	[mm]
s_{slz}	150	[mm]
A_{slz}	1340.4	[mm ²]
d	880.00	[mm]
b	1000.00	[mm]
ρ_{ly}	0.0015	[-]
ρ_{lz}	0.0015	[-]
ρ_l	0.0015	[-]

Resistenza a compressione del calcestruzzo

Coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo

Forza a punzonamento di progetto

Diametro barre di armatura lungo y

Passo barre di armatura lungo y

Area armatura lungo y

Diametro barre di armatura lungo z

Passo barre di armatura lungo z

Area armatura lungo z

Altezza utile della sezione

Larghezza utile della sezione

Rapporto geometrico di armatura longitudinale lungo y

Rapporto geometrico di armatura longitudinale lungo z

Rapporto geometrico di armatura

N_{ed}	0.0	[kN]
A_c	880000.0	[mm ²]
σ_{cp}	0.0	[N/mm ²]
k	1.5	[mm]
u_{min}	0.4	[-]
$\tau_{p,Rd}$	0.36	[N/mm ²]

Sforzo normale sollecitante
 Area resistente a compressione
 Tensione media di compressione
 Coefficiente "k"
 u_{min}
 Resistenza a scorrimento

AREA DI CARICO		
D	4000.00	[mm]
u	18840.00	[mm]

raggio area di carico
 Perimetro critico u

VERIFICA		
$V_{p,Rd}$	5890.59	[kN]
Verifica	VERIFICATO	
η	0.35	

Resistenza a punzonamento