



REGIONE SICILIA



PROVINCIA DI TRAPANI



COMUNE DI MAZARA DEL VALLO



COMUNE DI SANTA NINFA



COMUNE DI SALEMI

Proponente	<b>Geremo S.r.l.</b>				
Progettista:	<b>SeaWindPower</b>			Partnered by:	
Progettazione	<b>Ing. Francesco Desiderio Lanzalaco</b> Via A. Ognibene n. 107 92013 - Menfi (AG) seawindpower@pec.it	Studio Botanico Faunistico e Agronomico	<b>Dott. For. Giuseppe D'Angelo</b> Corso Umberto I n. 140 90010 - Gratteri (PA) g.dangelo@conafpec.it		
SIA PMA	<b>Ing. Francesco Desiderio Lanzalaco</b> Via A. Ognibene n. 107 92013 - Menfi (AG) seawindpower@pec.it	V.I. ARCH.	<b>Dott. Sebastiano Muratore</b> Via G. P. Giraldi n. 16 90123 - Palermo (PA) mutatore@pec.paropos.com		
Studio Idraulico	<b>Ing. Dario Tricoli</b> Via Carlo Pisacane n. 25/F 88100 - Catanzaro (CZ) ruwa@pec.ruwa.it	Studio Geologico Geofisico ed Idrogeologico	<b>Dott. Leonardo Mauceri</b> Via Olanda n. 15 92010 - Montevago (AG) geologomauceri@epap.sicurezzapostale.it		
Studio impatto acustico	<b>Ing. Maurizio V. Salvo</b> Via Cavour n. 28 91025 - Marsala (TP) mediacom srl@gigapec.it	Studio preliminare strutture	<b>Ing. Gaspare La Porta</b> Via Rosario n. 44 92015 - Raffadali (AG) gasparesalvo@ingpec.eu		
Opera	<b>Progetto di realizzazione di un impianto eolico e opere connesse nei Comuni di Mazara del Vallo (TP), Salemi (TP) e Santa Ninfa (TP), denominato Anemos</b>				
Oggetto	Codice elaborato interno - Titolo elaborato: ANMPDOR03-00 – RELAZIONE DI CALCOLO PRELIMINARE DELLE STRUTTURE				
00	15/03/2023	Emissione per progetto definitivo	Ing. G. La Porta	Ing. A. Letizia	Geremo s.r.l.
Rev.	Data	Oggetto della revisione	Elaborazione	Verifica	Approvazione

## RELAZIONE DI CALCOLO PRELIMINARE DELLE STRUTTURE

**OGGETTO DEI LAVORI: Progetto di realizzazione di un impianto eolico e opere connesse nei comuni di : Mazara Del Vallo (TP), Salemi (TP), e Santa Ninfa (TP) della potenza di 45 MW denominato “Anemos”.**

PREMESSA .....	3
CARATTERISTICHE GENERALI .....	3
PRESTAZIONI ATTESE E TIPOLOGIA STRUTTURALE .....	4
PROGETTAZIONE GEOTECNICA E STRUTTURALE .....	6
Caratteristiche dei materiali .....	9
CONCLUSIONI.....	9

IL CALCOLISTA DELLE STRUTTURE



## **PREMESSA**

Il sottoscritto **dott. Ing. La Porta Gaspare**, iscritto all'Albo professionale degli ingegneri della provincia di Agrigento al n. 438, libero professionista di Raffadali (AG), con studio in Raffadali nella Via Rosario n. 44, p.i. 0057012 0840 è stato incaricato dalla Società SEA WIND POWER SRLS, con sede nel Comune di Menfi (AG) in Via A. Ognibene n.107, di redigere il presente elaborato facente parte della documentazione progettuale da inoltrare presso la Regione Siciliana secondo le procedure previste per l'Ottenimento dell'Autorizzazione Unica.

## **CARATTERISTICHE GENERALI**

Il lavoro progettuale ha per oggetto i calcoli preliminari per le strutture di fondazione per la realizzazione di un parco eolico della potenza di 45 MW DENOMINATO "Anemos".

Il dimensionamento è stato effettuato sulla base dei dati geologici e geotecnici presenti nella relazione geologica redatta dal geologo Leonardo Mauceri. Dal momento che alla data di redazione della presente relazione sono state effettuate solo prove geologiche di tipo indiretto e fermo restando che le considerazioni di sito e le relative verifiche dovranno essere effettuate in sede di redazione del progetto esecutivo a seguito delle prove geologiche dirette in maniera individuale per ognuna delle singole strutture di fondazione, nel presente studio si è scelto di unificare la geometria del plinto e della palificata con le relative armature, e redigere un solo calcolo estendendo i risultati per altri plinti.

Le suddette strutture di fondazione, quindi, sono costituite da plinti su pali, da realizzare in conglomerato cementizio armato gettato in opera.

Si sceglie per il plinto la forma tronco-conica in quanto questa consente l'uniformità delle sollecitazioni trasmesse alla fondazione al variare della direzione del vento e consente l'ottimizzazione dell'area di impronta con conseguente minori quantità di armature e di calcestruzzo da impiegare.

Il plinto si presenta quasi circolare in pianta con diametro pari a 25 metri e altezza variabile da un minimo di 150 cm sul perimetro esterno ad un massimo di 350 cm nella zona centrale.

Per il progetto e la verifica del plinto di fondazione è stato utilizzato un programma di calcolo agli elementi finiti. Il plinto è stato modellato discretizzando il prisma a 14 lati di lunghezza di ml. 5,56. Soprastante il plinto sarà predisposto un dado cilindrico di altezza ml. 1,00, avente un raggio di ml. 5,00.

Per più dettagliate informazioni sull'organismo strutturale si rimanda agli elaborati grafici allegati.

## **PRESTAZIONI ATTESE E TIPOLOGIA STRUTTURALE**

Il prospetto seguente sintetizza i parametri necessari alla classificazione dell'opera nei riguardi del suo esercizio. Tali parametri hanno influenza sulla definizione delle azioni ambientali da applicare all'opera in progetto.

Proprietà della costruzione:

Tipo di costruzione ordinaria

Classe d'uso: IV

Vita nominale  $VN = 50$  anni

Coefficiente d'uso  $CU = 2.0$

Periodo di riferimento  $VR = VN * CU = 100$  anni

La struttura possiede le seguenti caratteristiche:

Struttura in elevazione Materiale: acciaio

Tipologia strutturale: a mensola /pendolo inverso

Regolarità in pianta: no

Regolarità in altezza: no

Struttura di fondazione

Tipologia geotecnica: profondità ml. 28,00

N. pali: 14 lunghezza ml 28,00

Comportamento strutturale: non dissipativo

Tipologia Strutturale: Plinto su pali

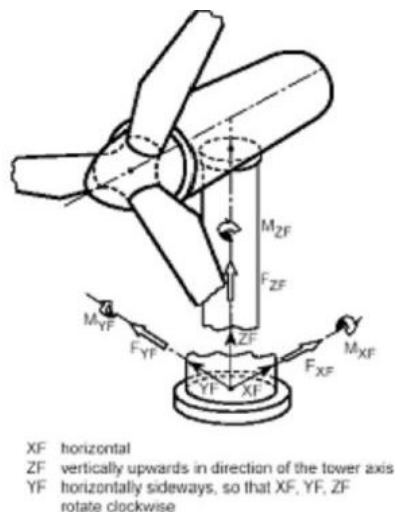
Prof. Piano di posa plinto mt 3,50

Diametro plinto: ml 25,00

Altezza max del plinto mt 3,50

Per più dettagliate informazioni sull'organismo strutturale si rimanda agli elaborati grafici allegati.

Note le forze trasmesse dalla torre alla sommità del plinto, nonché il peso della fondazione e del terreno di riporto, si ricavano le condizioni di carico all'interfaccia plinto-suolo.



I carichi relativi alle sollecitazioni sono stati forniti dal produttore. Essi vanno intesi come carichi di progetto, in quanto già moltiplicati per i coefficienti moltiplicativi gaeoe gmasse previsti dalla normativa IEC 61400-1

$F_x$ (t)	$F_y$ (t)	$F_z$ (t)	$M_x$ (tm)	$M_y$ (tm)	$M_z$ (tm)
48.32	-0.63	-682.62	476.16	5792.7	13.62
$F_x$ (KN)	$F_y$ (KN)	$F_z$ (KN)	$M_x$ (KNm)	$M_y$ (KNm)	$M_z$ (KNm)
473.93	-6.23	-6694.21	4669.6	56807.04	133.54

Di seguito la simbologia utilizzata per l'individuazione dei carichi:

$F_x$ : Carico orizzontale lungo la direzione x;

$F_y$ : Carico orizzontale lungo la direzione y;

$F_z$ : Carico verticale in direzione Z

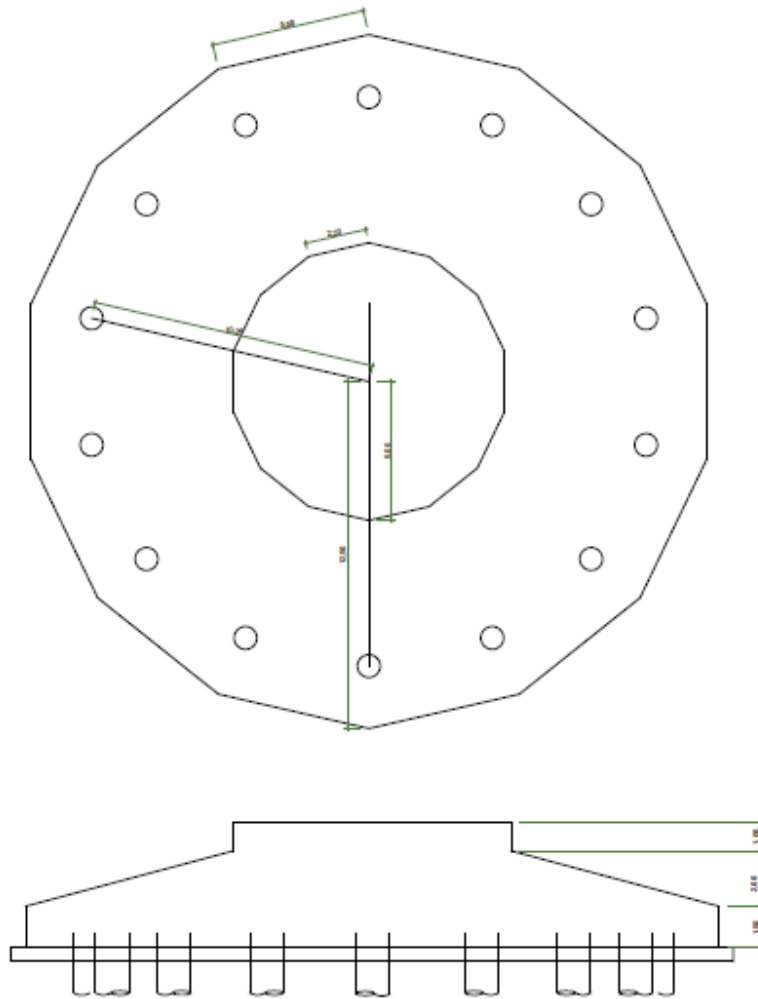
La sicurezza a ribaltamento dell'intero sistema struttura-fondazione è garantita da un diametro sufficientemente grande del plinto di fondazione e dalla presenza dei pali di fondazione in corrispondenza delle zone ove occorre un maggiore supporto a sforzo normale verticale.

Il diametro, il numero e la profondità dei pali sono tali che le sollecitazioni trasmesse alla testa dei medesimi non comportino la rottura del terreno, la crisi della sezione del palo ed il punzonamento della platea di fondazione.

## PROGETTAZIONE GEOTECNICA E STRUTTURALE

Per le fondazioni di queste torri si effettua la scelta di utilizzare pali ad una profondità di ml 28,00.

### PIANTA E SEZIONE DEL PLINTO



STRATIGRAFIA PLINTI																	
Plin N.ro	Q.t.v. (m)	Q.t.d. (m)	Q.falda (m)	Incl Grd	Kw kg/cm <sup>2</sup>	Num Str	Sp.str. (m)	Peso Sp kg/m <sup>3</sup>	F <sub>i</sub> ' (Grd)	C' kg/cm <sup>2</sup>	Cu kg/cm <sup>2</sup>	Mod El. kg/cm <sup>2</sup>	Poisson	Coeff. Lambe	Gr.Sovr (%)	Mod Ed. kg/cm <sup>2</sup>	
						2		2020	26,45	0,10	0,81	500,00	0,20	0,00	1	124,19	
11	-3,00	0,00		0		1	0,80	1700	19,04	0,10	0,25	500,00	0,20	0,00	1	43,00	
						2		2020	26,45	0,10	0,81	500,00	0,20	0,00	1	124,19	
12	-3,00	0,00		0		1	0,80	1700	19,04	0,10	0,25	500,00	0,20	0,00	1	43,00	
						2		2020	26,45	0,10	0,81	500,00	0,20	0,00	1	124,19	
13	-3,00	0,00		0		1	0,80	1700	19,04	0,10	0,25	500,00	0,20	0,00	1	43,00	
						2		2020	26,45	0,10	0,81	500,00	0,20	0,00	1	124,19	

Infatti sottostante il plinto verranno realizzati n. 14 pali, con diametro di cm. 120 ed una profondità di ml. 28,00, soprastante al palo verranno realizzati dei plinti delle dimensioni di cm. 150x150x150. I pali saranno armati con n. 18 Ø 20.

L'interasse tra i pali è stato tenuto a ml. 5,56 per contenere e distribuire le sollecitazioni, affinché l'influenza reciproca dei pali vicini non riduca la capacità portante dei pali stessi.

Quindi Risulta che nei micropali:

- il carico massimo di compressione è pari a  $N_{max} = 6694.21\text{kN}$ ;
- il carico massimo di trazione è pari a  $T_{max} = - 42 \text{ kN}$ .

## **DIMENSIONAMENTO GEOTECNICO DEI PALI**

Il dimensionamento dei pali è stato eseguito facendo riferimento alla normativa vigente e precisamente al D.M. 17/01/2018 - NTC 2018 (6.4.3. FONDAZIONI SU PALI), imponendo la sussistenza del coefficiente di sicurezza di 2,5 nei riguardi dei carichi limite verticale e orizzontale.

### *a. verifica al carico limite verticale di compressione*

Come è noto, il carico limite verticale di pali immersi in terreni omogenei dipende in maggiore misura dalla resistenza allo scorrimento che si mobilia lungo il fusto; la resistenza teorica alla punta è, infatti, penalizzata per il fatto che essa si mobilita solo a seguito di cedimenti elevati, dell'ordine del 10% del diametro del palo.

Nella nota citata innanzi si rileva che i parametri di resistenza considerati sono significativi per i meccanismi che regolano la stabilità dei pendii; essi lo sono, altresì in presenza di sollecitazioni orizzontali come quelle che si mobilitano sotto l'azione dei carichi trasmessi da pali sollecitati in direzione normale all'asse.

Si hanno, invece, valutazioni per difetto se si sviluppano calcoli la valutazione del carico limite a compressione dei pali come è dimostrato dall'analisi ed elaborazione delle due prove di carico citate.

I risultati dalle prove di carico citate sono stati interpretati con il noto metodo di Chin o della "tecnica di interpolazione iperbolica", che consiste nell'interpolare in una iperbole la curva carichi cedimenti con l'espressione (v. Viggiani – Fondazioni – Hevelius Edizioni - Napoli):

$$Q = w (m + n \times w)$$

che può scriversi nella forma:

$$w / Q = m + n \times w$$

dove Q è il carico e w il cedimento corrispondente.

Per determinare i valori di  $m$  e di  $n$  si riportano i dati sperimentali su un diagramma  $w$ ,  $w/Q$ . Se l'andamento della curva carichi cedimenti è regolare, i punti si dispongono su una retta avente intercetta  $m$  sull'asse  $w/Q$  e di tangente  $n$ .

Il carico limite è il limite di  $Q$  per  $w$  tendente ad infinito che è, quindi, pari a:

$$Q_{lim} = 0,9 / n$$

Premesso quanto innanzi, si osserva che i terreni sui quali si realizzeranno le torri in oggetto sono costituiti da una matrice calcarea.

Pertanto, può adottarsi per i pali in argomento i citati valori del prodotto  $k \times \mu = 1,0$ .

Per la verifica dei pali nei riguardi del carico limite orizzontale, si è fatto riferimento al noto metodo proposto da Broms, per pali incastrati in testa.

Il calcolo è stato eseguito facendo riferimento ai parametri relativi alle condizioni “drenate” in quanto, come è noto, nelle calcarenite si ha una rapida dissipazione delle sovrappressioni interstiziali e non si verificano le cosiddette “condizioni non drenate”.

Per pali “lunghi” come quelli in argomento, il valore del carico limite orizzontale dipende solo dalle caratteristiche meccaniche del terreno e dal valore del momento di plasticizzazione della sezione retta del palo (Viggiani – Fondazioni, citato).

Nel caso in oggetto, il calcolo è stato eseguito in condizioni cautelative assegnando alle calcarenite un valore di  $\theta = 26,45^\circ$  che, come esposto innanzi è significativo per il meccanismo di rottura considerato ed assumendo, per il calcolo del coefficiente di spinta passiva un angolo di resistenza mobilitato  $\delta = 2/3 \theta$ ; inoltre, si è considerata la falda a p.c..

Dal calcolo si ha:

$$M_y = 50 \text{ kN} \times \text{m}$$

$$H_{lim} = 67 \text{ kN}$$

$$H_{es} = H_{lim} / 2,5 = 27 \text{ kN}$$

maggiore del carico agente su palo singolo  $H_1 = 16 \text{ kN}$ .



## VERIFICHE STRUTTURALI

### Caratteristiche dei materiali

Per lo sviluppo dei calcoli si è fatto riferimento alle le caratteristiche dei materiali appresso elencate.

*Calcestruzzo per c.a Rck 37 N/mm<sup>2</sup>*

*Acciaio in barre per c.a. B450C*

Le tensioni ammissibili valgono rispettivamente:

*Calcestruzzo Rck 37 N/mm<sup>2</sup>*

*Compressione  $\sigma_{c amm} = 97,5 \text{ daN/cm}^2$*

*Taglio senza armatura  $\tau_{co} = 6,00 \text{ daN/cm}^2$*

*Taglio con armatura  $\tau_{c1} = 18,28 \text{ daN/cm}^2$*

*Acciaio in tondo per c.a.*

*Trazione e compressione  $\sigma_{f amm} = 2600 \text{ daN/cm}^2$*

*Trazione e compressione  $\sigma_{f amm} = 1900 \text{ daN/cm}^2$*

## CONCLUSIONI

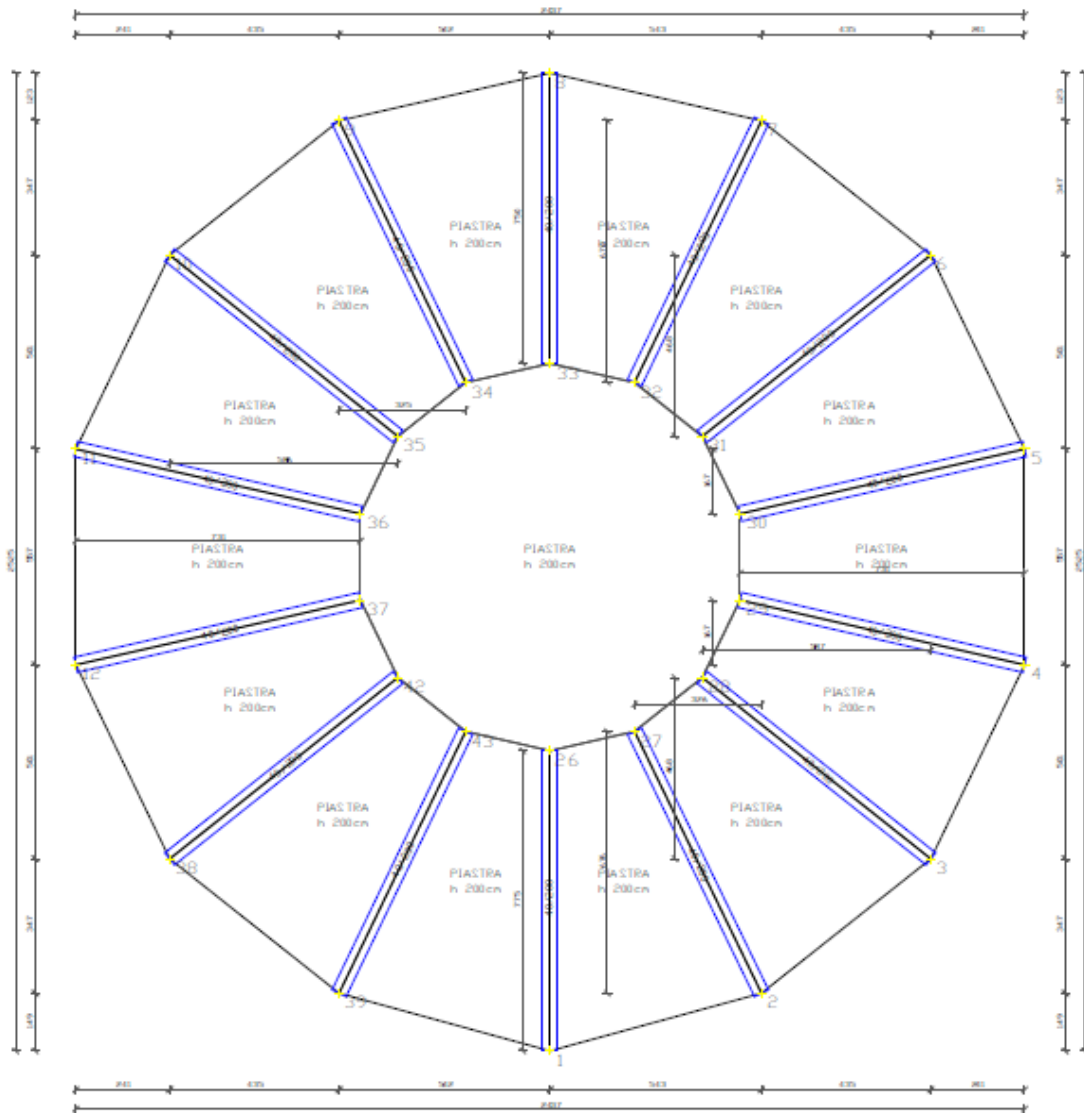
Le verifiche geotecniche dei pali nei riguardi dei carichi verticali sono state eseguite tenendo conto di risultati di prove di carico su pali eseguiti in terreni che hanno le stesse caratteristiche di quelli presenti nel sito in argomento. Tali risultati si riportano per doverosa documentazione.

Le verifiche geotecniche di pali nei riguardi dei carichi orizzontali sono state, a loro volta, eseguite con criteri ampiamente cautelativi.

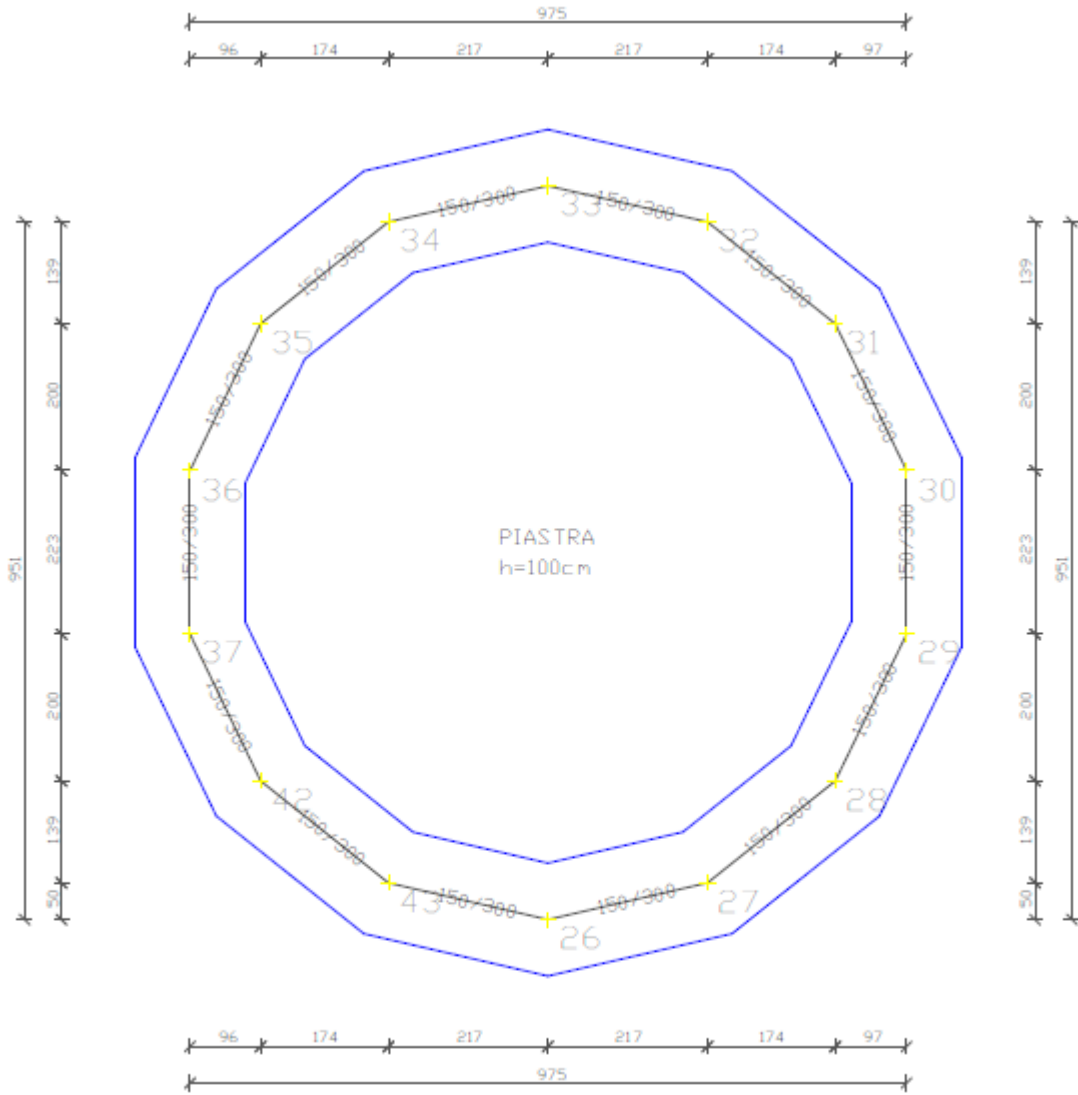
Per quanto riguarda l'esecuzione dei pali si rileva che per assicurare un sicuro collegamento fra il palo ed il terreno si prevede:

- la finestratura dei dieci metri inferiori della armatura, la formazione della camicia e una iniezione di intasamento, prima che sia avvenuto l'indurimento del getto della camicia;
- l'impiego di un additivo antiritiro.

Si suggerisce, infine di eseguire due prove di carico su pali delle stesse dimensioni di quelli in argomento, nelle stesse aree di impronta di altrettante fondazioni o in aree limitrofe.



PIANTA IMPALCATO QUOTA m: 2.00



PIANTA IMPALCATO QUOTA m: 3.00

