

# STUDIO DI INGEGNERIA



Via XX Settembre, 49  
83059 Vallata (AV)  
Tel.: 0827/93654 - Cell.: 338.4713145  
E-Mail: ing.pavese@alice.it  
Pec: bruno.pavese@ingegneriavellino.it

ING. Bruno PAVESE

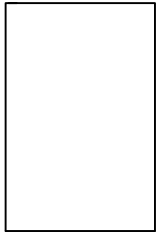
COMUNE di: **SAN MARCO DEI CAVOTI**  
(BENEVENTO)

OGGETTO:

PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI UN IMPIANTO D'ENERGIA  
ELETTRICA DA FONTE EOLICA NELLA LOCALITA'  
"LELARDI, MACCHIONI, MONTAGNA, RICETTO E FRANZESE"

ELABORATI:

 RELAZIONE DI CALCOLO PRELIMINARE FONDAZIONE



Committente: ECOENERGIA srl

**ECOENERGIA S.r.l.**  
Via Cardito, 5  
83012 . CERVINARA (AV)  
P. IVA 02195650649

*Saverio Vitale*

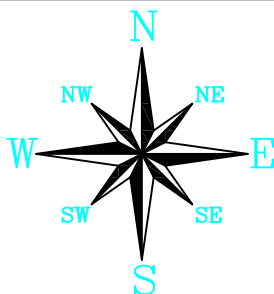


ELAB.

**21**

scala:

data: Marzo 2022



il tecnico

Dott. Ing. Bruno PAVESE



## 1- PREMESSA

La presente si riferisce alle verifiche di stabilità delle opere strutturali di fondazione relative alle torri eoliche, nell'ambito della realizzazione dell'impianto per la produzione di energia elettrica da fonte eolica da 29,4 MW.

L'area su cui insiste l'impianto eolico è situata nel comune di San Marco Dei Cavoti (BN) alle località "Lelardi, Macchioni, Montagna, Ricetto e Franzese"

Per ciascuna torre eolica, in funzione della propria collocazione geografica e dunque delle proprie coordinate Gauss-Boaga di latitudine e longitudine, vengono calcolati i parametri sismici, secondo quanto riportato dal D.M. 17 gennaio 2018 in materia di azione sismica.

Ai fini di tale normativa, le forme spettrali sono definite a partire dai valori dei seguenti parametri:

- ag: accelerazione orizzontale massima al sito;
- Fo: valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro di accelerazione orizzontale;
- T\*c: periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale; per ciascuna delle seguenti probabilità del periodo di riferimento:
  - 81 %: stato limite di operatività;
  - 63%: stato limite di danno;
  - 10%: stato limite di salvaguardia della vita;
  - 5%: stato limite di collasso.

Per le analisi si è poi utilizzato il valore di accelerazione sismica più elevato ottenuto considerando il sito in categoria 1.

Gli altri parametri sismici adottati sono:

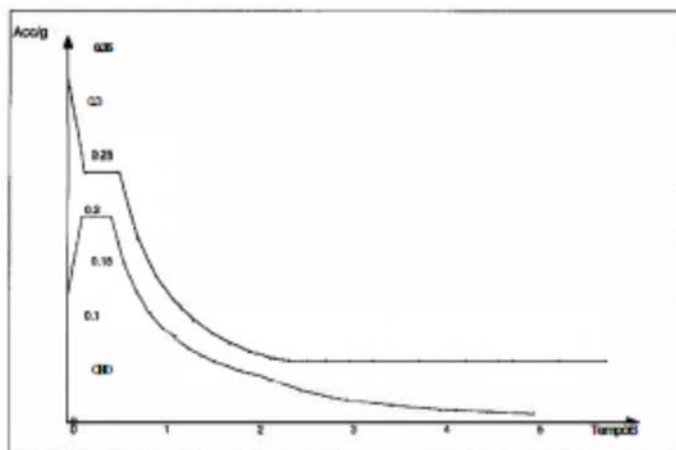
Metodo di analisi	D.M. 17-01-18 (N.T.C.)
Tipo di costruzione	2
Vn	50
Classe d'uso	IV
Vr	100
Tipo di analisi	Lineare statica
Località	Benevento, Molinara
Latitudine (deg) 41,3326°; Longitudine (deg) 14,9043°	
Zona sismica	Zona 1
Categoria del suolo consistenti	B - argille compatte di colore grigio-rossastre

Categoria topografica	T1	
Ss orizzontale SLO	1.2	
Tb orizzontale SLO	0.148	[s]
Te orizzontale SLO	0.444	[s]
Td orizzontale SLO	1.893	[s]
Ss orizzontale SLD	0.75	
Tb orizzontale SLD	0.155	[s]
Te orizzontale SLD	0.464	[s]
Td orizzontale SLD	1.991	[s]
Ss orizzontale SLV	1.12	
Tb orizzontale SLV	0.184	[s]
Te orizzontale SLV	0.552	[s]
Td orizzontale SLV	2.740	[s]
Ss verticale	1	
Tb verticale	0.05	[s]
Te verticale	0.15	[s]
Td verticale	1	[s]
SI	1	[s]
Pw SLO (%)	81	
Tr SLO	60.21	
Agg SLO	0.0733	
Fo SLO	2.517	
Te SLO	0.322	
Pw SLD (%)	81	
Tr SLD	101	
Agg SLD	0.0977	
Fo SLD	2.464	
Te SLD	0.34	
Pw SLV (%)	10	
Tr SLV	949.12	
Agg SLV	0.287	
Fo SLV	2.398	
Te SLV	0.422	

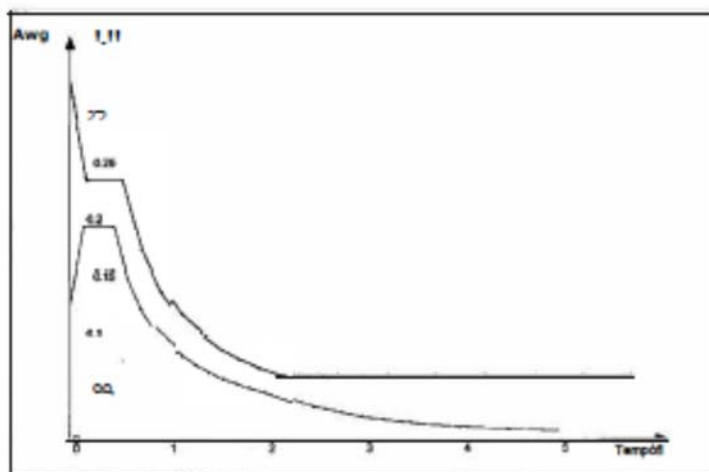
## Spettri NTC 18

### Confronti spettri SLV-SLD

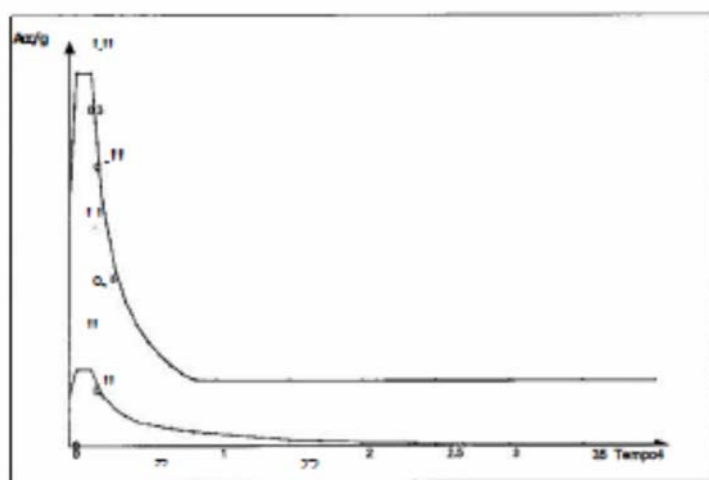
Vengono confrontati lo spettro Spettro di risposta di progetto in accelerazione delle componenti orizzontali SLD § 7.3.7.1 (di colore rosso) e Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente X SLV § 3.2.3.5 (di colore nero).



Vengono confrontati lo spettro Spettro di risposta di progetto in accelerazione delle componenti orizzontali SLD § 7.3.7.1 (colore rosso) e Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente X SLV § 3.2.3.5 (colore nero).



Vengono confrontati lo spettro Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente verticale SLD § 7.3.7.1 (colore rosso) e Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente verticale SLV § 3.2.3.5 (colore nero).



## 2- DESCRIZIONE DELLE OPERE

Basamento della torre eolica

Trattasi di un plinto in cls armato di grandi dimensioni, di forma in pianta a poligono con 16 lati, iscritto in un cerchio di diametro pari a 17,40 mt, con un nocciolo centrale cilindrico pari a 5,50 mt, con altezza complessiva pari a 3,20mt.

Tale fondazione è di tipo indiretto su 16 pali di diametro 800 mm, posizionati su una corona di raggio 7,80 mt e lunghezza pari a 25.00 mt.

La sezione è rastremata a partire dal perimetro esterno, spessore 130 cm, fino al contatto con il nocciolo centrale citato dove lo spessore della sezione è di 245 cm, mentre il nocciolo presenta un spessore ulteriore di 40 cm.

Per l'immorsamento della torre è previsto l'utilizzo di una gonna metallica, come da specifiche Vestas Wind Systems. Per l'appoggio di detta gonna di ancoraggio sul piano del magrone, sarà realizzata una sottostruttura metallica, solo di tipo provvisionale, atta a garantire la stabilità ed ad evitarne movimenti in fase di getto. Detta sottostruttura, annegata nel calcestruzzo, non contribuisce, sotto l'aspetto statico, alla resistenza del plinto.

Le caratteristiche del plinto sono meglio riscontrabili sugli elaborati di progetto.

Detta torre è del tipo Vestas Wind Systems V90 3.0 MW con altezza del fusto pari a circa 105,00 mt.

### **3- NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

I calcoli strutturali sono condotti nel rispetto di tutta la normativa di legge vigente in materia con particolare riferimento a:

- *D.M. 17 gennaio 2008 "Norme tecniche per le costruzioni"*
- *Circ. Ministero Infrastrutture e Trasporti 21 gennaio 2019, n.7; Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17 gennaio 2018;*
- *Legge 5 novembre 1971, n° 1086 "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica"*
- *Circolare 14 febbraio 1974 del Ministero LL.PP., n° 11951 "Istruzioni per l'applicazione della legge 5 novembre 1971, n° 1086"*
- *UNI EN 206-1 "Calcestruzzo: prestazioni, produzione, posa in opera e criteri di conformità"*
- *UNI ENV 197/1 "Cemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità"*
- *CEI EN 61400-1 Ed.3 "Turbine eoliche – Parte 1: Prescrizioni di progettazione"*
- *Eurocodici*

#### **REFERENZE TECNICHE (Cap. 12 D.M. 17.01.2018)**

- UNI ENV 1992-1-1 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN 206-1/2001 - Calcestruzzo. Specificazioni, prestazioni, produzione e conformità.
- UNI EN 1993-1-1 - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN 1998-1 – Azioni sismiche e regole sulle costruzioni
- UNI EN 1998-5 – Fondazioni ed opere di sostegno

### **4-CARATTERISTICHE DEI MATERIALI**

Per le opere oggetto della presente relazione sono prescritti i seguenti materiali:

Calcestruzzo per pali di fondazione

- Classe di esposizione XC2
- Classe di resistenza C25/30

Resist. caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$
Resist. caratteristica a compressione cubica	$R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico	$E_c = 314758 \text{ N/mm}^2$
Resist. di calcolo a compressione	$f_{cd} = 14.17 \text{ N/mm}^2$
Resist. caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 1.80 \text{ N/mm}^2$
Resist. di calcolo a trazione	$f_{ctd} = 1.20 \text{ N/mm}^2$
Resist. caratteristica a trazione per flessione	$f_{cfm} = 3.08 \text{ N/mm}^2$
Resist. di calcolo a trazione per flessione	$f_{cfd} = 1.44 \text{ N/mm}^2$

- Rapporto acqua/cemento max 0,50
- Contenuto cemento min 340 kg/m<sup>3</sup>
- Diametro inerte max 25 mm
- Classe di consistenza S4

#### Calcestruzzo per Plinto di fondazione

- Classe di esposizione XC2
- Classe di resistenza C32/40

Resist. caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = 32 \text{ N/mm}^2$
Resist. caratteristica a compressione cubica	$R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico	$E_c = 33350 \text{ N/mm}^2$
Resist. di calcolo a compressione	$f_{cd} = 18.13 \text{ N/mm}^2$
Resist. caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 2.12 \text{ N/mm}^2$

Resist. di calcolo a trazione  $f_{ctd} = 1.41 \text{ N/mm}^2$

Resist. media caratteristica a trazione per flessione  $f_{cfm} = 3.63 \text{ N/mm}^2$

Resist. di calcolo a trazione per flessione  $f_{cfd} = 1.68 \text{ N/mm}^2$

- Rapporto acqua/cemento max 0,50
- Contenuto cemento min 340 kg/m<sup>3</sup>
- Diametro inerte max 25 mm
- Classe di consistenza S4

Acciaio per armature Calcestruzzo per opere di fondazione

- Acciaio per armatura tipo B450C

Tensione caratteristica di snervamento  $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$

Tensione caratteristica di rottura  $f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$

Modulo elastico  $E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$

## 5 -METODO DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

I calcoli di progetto e verifica della struttura in calcestruzzo armato, oggetto della presente, sono eseguiti secondo il metodo degli stati limite.

La verifica di resistenza è eseguita in accordo con il D.M. 17/01/2018.

## 6- CARICHI E SOVRACCARICHI

Si assumono, per il calcolo della fondazione, i seguenti valori di carichi e sovraccarichi.

### 6,1- SOLLECITAZIONI INDOTTE ALLA BASE DELLA TORRE

sollecitazioni massime (extreme loads):

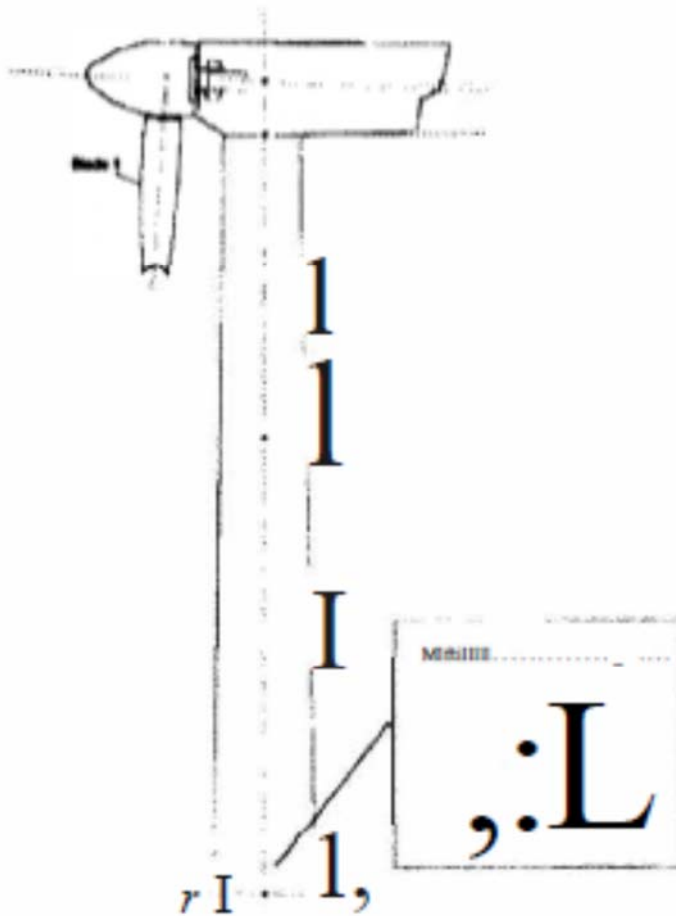
$F_z = -2659.90 \text{ kN}$  sforzo normale

$F_x = 824.92 \text{ kN}$  sforzo di taglio dir.x

$F_y = -48.46 \text{ kN}$                       sforzo di taglio dir.y  
 $M_x = 6400.93 \text{ kNm}$                     momento flettente su x  
 $M_y = -59040 \text{ kNm}$                     momento flettente su y  
 $M_z = -2572.77 \text{ kNm}$                    momento flettente su z

calcolate per con un coefficiente di sicurezza = 1.00.

Tali carichi possono agire in ogni direzione.



**Figura 1**

Tali sollecitazioni sono calcolate in accordo con la normativa italiana D.M. 17/01/2018, sia per quanto riguarda l'azione della neve, sia per quanto riguarda l'azione del vento.

## **6.2 -PESI PROPRI**

### **6.2.1-PESO DELLA FONDAZIONE**



Si considera il peso proprio della fondazione, con peso specifico del calcestruzzo armato pari a 25 kN/mc, come segue:

$$P = 437.57 \text{ mc (voi plinto)} \times 25 \text{ (kN/mc)} = 10939.3 \text{ kN}$$

## 7 -SOLLECITAZIONI DI CALCOLO DELLA FONDAZIONE

Il dimensionamento delle fondazioni viene effettuato pertanto sulla base dei dati di sollecitazione, all'intradosso della base della torre, sopra citati ed indicati da Vestas Wind Systems, ai quali vengono sommati i contributi di sollecitazione indotti dal peso proprio della fondazione, come calcolati precedentemente.

In definitiva la fondazione viene verificata per le seguenti sollecitazioni massime, allo stato limite di esercizio e allo stato limite ultimo:

Caso 01 - stato limite di esercizio (SLE)

Coeff. di sicurezza = 1.00

Sforzo normale complessivo derivante da:

$$F_z = 2659.90 \text{ kN} + \text{ sforzo normale fornito da Vestas Wind Systems}$$

$$P = \underline{10758.00 \text{ kN}} \quad \text{peso proprio della fondazione}$$

$$N = 13417.90 \text{ kN} \quad \text{sforzo normale complessivo al piano di imposta della fondazione}$$

Momento flettente in direzione y complessivo derivante da:

$$M_{y1} = 59040 \text{ kNm} +$$

$$M_{y2} = F_x \times h_{\text{fond}} = 824.52 \times 2.85 = 2350 \text{ kNm}$$

$$M_y = 61390 \text{ kNm} \quad \text{momento flettente}$$

$$F = 824.52 \text{ kN} \quad \text{sforzo di taglio}$$

Momento flettente in direzione x complessivo derivante da:

$$M_{xi} = 6400 \text{ kNm} +$$

$$M_x = F_y \times h_{\text{fond}} = 48.46 \times 2.85 = 138 \text{ kNm}$$

$$M_x = 6538 \text{ kNm} \quad \text{momento flettente}$$

$$F_y = 48.46 \text{ kN} \quad \text{sforzo di taglio}$$

Caso 02 - stato limite di esercizio (SLU)

Coeff. di sicurezza = 1,35

Sforzo normale derivante da:

$$x = 2659.90 \text{ kN} +$$

$$P = 10758.00 \text{ kN}$$

$$N = 13417.90 \text{ kN} \quad \text{sforzo normale complessivo al piano di imposta della fondazione (SLE)}$$

$$\times 1,35$$

$$N = 18114,20 \text{ kN} \quad \text{sforzo normale complessivo al piano di imposta della fondazione (SLU)}$$

Momento flettente in direzione y complessivo derivante da:

$$M_{..} = 59040 \text{ kNm} +$$

$$M_{y2} = F_x \times h_{foad} = 824.52 \times 2.85 = 2350 \text{ kNm}$$

$$M. = 61390 \text{ kNm} \quad \text{momento flettente (SLE)}$$

$$\times 1.35$$

$$M. = 82876 \text{ kNm} \quad \text{momento flettente (SLU)}$$

$$F_x = 824.52 \text{ kN} \quad \text{sforzo di taglio (SLE)}$$

$$\times 1.35$$

$$F_x = 1113,10 \text{ kN} \quad \text{sforzo di taglio (SLU)}$$

Momento flettente in direzione x complessivo derivante da:

$$M_{..} = 6400 \text{ kNm} +$$

$$M_2 = F, \times h_{foad} = 48.46 \times 2.85 = 138 \text{ kNm}$$

$$M. = 6538 \text{ kNm} \quad \text{momento flettente (SLE)}$$

$$\times 1.35$$

$$M. = 8826.30 \text{ kNm} \quad \text{momento flettente (SLU)}$$

$$F. = 48.46 \text{ kN} \quad \text{sforzo di taglio (SLE)}$$

$$\times 1,35$$

$$F_x = 65.42 \text{ kN} \quad \text{sforzo di taglio (SLU)}$$

## 9 - CALCOLO DEI CARICHI SUI PALI

Il programma di calcolo effettua il calcolo delle seguenti combinazioni delle azioni agenti:

<u>Combinazione n° 1 - S.L.U.</u>	
Peso proprio	C = 1.35
Condizione 1	C = 1.35
<u>Combinazione n° 2 - S.L.U. r SigmaX+ SigmaY+ J</u>	
Peso proprio	C = 1.00
Condizione 1	C = 1.00
<u>Combinazione n° 3 - S.L.U. r SigmaX+ SigmaY- 1</u>	
Peso proprio	C = 1.00
Condizione 1	C = 1.00
<u>Combinazione n° 4 - S.L.U. r SigmaX- SigmaY+ 1</u>	
Peso proprio	C = 1.00
Condizione 1	C = 1.00
<u>Combinazione n° 5 - S.L.U. r SigmaX- SigmaY- 1</u>	
Peso proprio	C = 1.00
Condizione 1	C = 1.00
<u>Combinazione n° 6 - S.L.E</u>	
Peso proprio	C = 1.00
Condizione 1	C = 1.00

### Caso 01 - stato limite di esercizio

(SLE) Coeff. di sicurezza = 1.00

$F_n = 13417.90 \text{ kN}$	sforzo normale
$M_x = 61390 \text{ kNm}$	momento flettente x
$M_y = 61390 \text{ kNm}$	momento flettente y
$F_x = 824.52 \text{ kN}$	sforzo di taglio x
$F_y = 824.52 \text{ kN}$	sforzo di taglio y

Ripartizione pali

#### Simbologia adottata

$N_p$	Identificativo del palo
$D$	diametro espresso in [cm]
$L$	lunghezza espressa in [m]
$N$	sforzo normale espresso in [kg]
$T_x, T_y$	taglio in fase di esercizio (direzione X ed Y) espresso in [kg]
$T$	risultante taglio espresso in [kg]
$T -$	Taglio ultimo espresso in [kg]
$M_x, M_y$	momento in fase di esercizio (direzione X ed Y) espresso in [kgm]

MN	Momento ultimo espresso in [kgm]
Mmax	Momento ultimo della sezione espresso in [kgm]
A	Area di armatura espressa in [cmq]
N <sub>1</sub> , N <sub>2</sub>	fattori di capacità portante
N <sub>1</sub> , N <sub>2</sub>	fattori di capacità portante corretti
P <sub>1</sub>	potenza per attrito e aderenza laterale in [kg]
P <sub>u</sub>	potenza di punta in [kg]
P <sub>t</sub>	potenza totale in [kg]
P <sub>a</sub>	potenza ammissibile in [kg]
u	spostamento orizzontale in esercizio espresso in [cm]
u <sub>r</sub>	spostamento orizzontale limite espresso in [cm]
p	pressione in esercizio espressa in [kg/cmq]
p <sub>r</sub>	pressione limite espressa in [kg/cmq]
w	cedimento in testa espresso in [cm]

**Spostamenti in CMU ai pali combinazione 6**

Np	D	L	N	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	T <sub>x</sub>	T <sub>y</sub>
1	80.00	22.00	72479.11	-11331.19	-667.39	5149.53	-308.10
2	80.00	22.00	112271.97	-11334.40	-668.33	5150.98	-299.18
3	80.00	22.00	148795.40	-11343.25	-668.54	5155.01	-297.01
4	80.00	22.00	171443.79	-11354.02	-665.58	5159.90	-297.98
5	80.00	22.00	181285.26	-11360.79	-665.65	5162.98	-302.51
6	80.00	22.00	175564.50	-11355.05	-676.18	5160.37	-307.29
7	80.00	22.00	164022.50	-11344.76	-679.27	5155.69	-308.70
8	80.00	22.00	131714.92	-11335.61	-675.72	5151.53	-307.09
9	80.00	22.00	93296.34	-11331.19	-667.39	5149.53	-308.30
10	80.00	22.00	54975.25	-11334.40	-668.33	5150.98	-299.18
11	80.00	22.00	20193.57	-11343.25	-668.54	5155.01	-297.01
12	80.00	22.00	-4196.57	-11354.02	-665.58	5159.90	-297.98
13	80.00	22.00	-15509.80	-11360.79	-665.65	5162.98	-302.51
14	80.00	22.00	-12317.28	-11355.05	-676.18	5160.37	-307.29
15	80.00	22.00	4966.41	-11344.76	-679.27	5155.69	-308.70
16	80.00	22.00	35532.30	-11335.61	-675.72	5151.53	-307.09

Nota: peso proprio del palo =  $0,90 \times 22 \times 25 = 275$  kN carico massimo sul palo =  $1812+275= 2087$  kN carico minimo sul palo =  $155+275=120$  kN

Caso 02 • stato limite ultimo (SLU) Coeff. di

sicurezza = 1,35

R<sub>z</sub> = 18114,20 kN sforzo normale complessivo al piano di imposta della fondazione  
M<sub>x</sub> = 8826,30 kNm momento flettente x  
M<sub>y</sub> = 82876 kNm momento flettente y  
F<sub>x</sub> = 1113,10 kN sforzo di taglio x  
F<sub>y</sub> = 65,42 kN sforzo di taglio y

## Ripartizione pali

### Simbologia adottata

Np	Identificativo del palo
D	diametro espresso in [cm]
L	lunghezza espressa in [m]
N	sforzo normale espresso in [kg]
T <sub>x</sub> , T <sub>y</sub>	taglio in fase di esercizio (direzione X ed Y) espresso in [kg]
T	risultante taglio espresso in [kg]
T <sub>N</sub>	Taglio ultimo espresso in [kg]
M <sub>x</sub> , M <sub>y</sub>	momento in fase di esercizio (direzione X ed Y) espresso in [kgm]
M <sub>N</sub>	Momento ultimo espresso in [kgm]
M <sub>sez</sub>	Momento ultimo della sezione espresso in [kgm]
A <sub>N</sub>	Area di armatura espressa in [cmq]
N <sub>i</sub> , N <sub>j</sub>	fattori di capacità portante
N <sub>si</sub> , N <sub>sj</sub>	fattori di capacità portante corretti
P <sub>l</sub>	portanza per attrito e aderenza laterale in [kg]
P <sub>u</sub>	portanza di punta in [kg]
P	portanza totale in [kg]
P <sub>b</sub>	portanza ammissibile in [kg]
u	spostamento orizzontale in esercizio espresso in [cm]
u <sub>l</sub>	spostamento orizzontale limite espresso in [an]
p	pressione in esercizio espressa in [kg/cmq]
p <sub>l</sub>	pressione limite espressa in [kg/cmq]
w	cedimento in testa espresso in [an]

### Scalchi in testa ai pali - combinazione 1

Np	D	L	N	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	T <sub>x</sub>	T <sub>y</sub>
1	80.00	22.00	97846.74	-15567.26	-916.84	6952.60	-409.48
2	80.00	22.00	151599.97	-15571.54	-904.64	6954.42	-404.02
3	80.00	22.00	200926.14	-15583.34	-898.19	6959.38	-401.12
4	80.00	22.00	231506.08	-15597.69	-900.92	6965.40	-402.32
5	80.00	22.00	244794.54	-15606.69	-914.48	6969.16	-408.36
6	80.00	22.00	242467.92	-15599.03	-928.64	6965.92	-414.70
7	80.00	22.00	221479.39	-15585.33	-932.82	6960.16	-416.58
8	80.00	22.00	177858.87	-15573.14	-928.05	6955.05	-414.47
9	80.00	22.00	125960.54	-15567.26	-916.84	6952.60	-409.48
10	80.00	22.00	74195.42	-15571.54	-904.64	6954.42	-404.02
11	80.00	22.00	27214.08	-15583.34	-898.19	6959.38	-401.12
12	80.00	22.00	-5730.90	-15597.69	-900.92	6965.40	-402.32
13	80.00	22.00	-21011.32	-15606.69	-914.48	6969.16	-408.36
14	80.00	22.00	-16697.52	-15599.03	-928.64	6965.92	-414.70
15	80.00	22.00	6650.69	-15585.33	-932.82	6960.16	-416.58
16	80.00	22.00	47938.29	-15573.14	-928.05	6955.05	-414.47

Nota: peso proprio del palo =  $0.5 \times 22 \times 25 = 275$  kN carico massimo sul palo =  $2448+275=2723$  kN carico minimo sul palo =  $-210+275=65$  kN

caso 03 - stato limite ultimo (SLU) [ SismaX+ SismaY+ ] Scarichi in testa ai

pil - combinazione 2

Np	D	L	N	M	M <sub>y</sub>	T <sub>x</sub>	T <sub>y</sub>
1	80.00	22.00	85395.78	-62495.79	49716.83	26554.78	21124.93
2	80.00	22.00	129253.85	-62526.50	49735.77	26567.67	21132.86
3	80.00	22.00	167142.07	-62559.19	49726.87	26581.49	21129.01
4	80.00	22.00	188539.57	-62583.45	49700.88	26591.78	21117.96
5	80.00	22.00	194411.73	-62580.15	49663.36	26590.49	21102.10
6	80.00	22.00	186731.21	-62548.64	49642.14	26577.25	21093.21
7	80.00	22.00	164175.04	-62509.16	49649.88	26560.58	21096.58
8	80.00	22.00	124829.69	-62489.34	49682.74	26552.14	21110.53
9	80.00	22.00	80380.41	-62495.79	49716.83	26554.78	21124.93
10	80.00	22.00	37994.33	-62526.50	49735.77	26567.67	21132.86
11	80.00	22.00	1848.45	-62559.19	49726.87	26581.49	21129.01
12	80.00	22.00	-21293.43	-62583.45	49700.88	26591.78	21117.96
13	80.00	22.00	-28640.72	-62580.15	49663.36	26590.49	21102.10
14	80.00	22.00	-19484.05	-62548.64	49642.14	26577.25	21093.21
15	80.00	22.00	4815.35	-62509.16	49649.88	26560.58	21096.58
16	80.00	22.00	42418.43	-62489.34	49682.74	26552.14	21110.53

Caso 04 - stato limite ultimo (SLU) [ SismaX+ SismaY+ ] Scarichi in

testa ai pil - combinazione 3

Np	D	L	N	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	T <sub>x</sub>	T <sub>y</sub>
1	80.00	22.00	59537.42	-62504.49	-51151.40	26554.77	-21731.46
2	80.00	22.00	105363.79	-62496.84	-51116.58	26551.63	-21716.76
3	80.00	22.00	148931.37	-62516.36	-51082.50	26559.95	-21702.30
4	80.00	22.00	178605.06	-62556.33	-51073.72	26576.83	-21698.49
5	80.00	22.00	194414.58	-62588.85	-51094.50	26590.49	-21707.19
6	80.00	22.00	196668.08	-62593.15	-51132.46	26592.21	-21723.22
7	80.00	22.00	182389.69	-62569.38	-51159.49	26582.12	-21734.71
8	80.00	22.00	148721.91	-62536.39	-51169.61	26568.18	-21739.07
9	80.00	22.00	106238.96	-62504.49	-51151.40	26554.77	-21731.46
10	80.00	22.00	61884.36	-62496.84	-51116.58	26551.63	-21716.76
11	80.00	22.00	20058.99	-62516.36	-51082.50	26559.95	-21702.30
12	80.00	22.00	-11355.57	-62556.33	-51073.72	26576.83	-21698.49
13	80.00	22.00	-28643.03	-62588.85	-51094.50	26590.49	-21707.19
14	80.00	22.00	-29426.17	-62593.15	-51132.46	26592.21	-21723.22
15	80.00	22.00	-13398.41	-62569.38	-51159.49	26582.12	-21734.71
16	80.00	22.00	18526.71	-62536.39	-51169.61	26568.18	-21739.07

caso 05 - stato limite ultimo (SLU) [ SismaX- SismaY+ ] Scarichi in testa ai pali - combinazione 4

Np	D	L	N	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	T <sub>x</sub>	T <sub>y</sub>
1	80.00	22.00	85351.61	38123.59	49546.18-16254.63		21124.84
2	80.00	22.00	119286.18	38109.59	49529.29-16248.75		21117.75
3	80.00	22.00	148922.49	38111.63	49504.69-16249.69		21107.36
4	80.00	22.00	164665.65	38130.34	49491.91-16257.66		21101.90
5	80.00	22.00	168593.19	38149.53	49492.78-16265.80		21102.21
6	80.00	22.00	162889.93	38165.20	49509.93-16272.38		21109.40
7	80.00	22.00	146017.27	38161.75	49530.83-16270.85		21118.23
8	80.00	22.00	114943.01	38146.81	49547.94-16264.46		21125.50
9	80.00	22.00	80423.85	38123.59	49546.18-16254.63		21124.84
10	80.00	22.00	47961.04	38109.59	49529.29-16248.75		21117.75
11	80.00	22.00	20066.48	38111.63	49504.69-16249.69		21107.36
12	80.00	22.00	2581.57	38130.34	49491.91-16257.66		21101.90
13	80.00	22.00	-2817.74	38149.53	49492.78-16265.80		21102.21
14	80.00	22.00	4357.29	38165.20	49509.93-16272.38		21109.40
15	80.00	22.00	22971.71	38161.75	49530.83-16270.85		21118.23
16	80.00	22.00	52304.21	38146.81	49547.94-16264.46		21125.50

Caso 06 - stato limite ultimo (SLU) [ SismaX- SismaY- ] Scarichi in testa ai pali - combinazione 5

Np	D	L	N	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	T <sub>x</sub>	T <sub>y</sub>
1	80.00	22.00	59580.37	38134.47-50983.28-16254.62			-21731.36
2	80.00	22.00	95474.73	38158.88-50984.31-16264.97			-21731.72
3	80.00	22.00	130769.71	38174.12-50965.97-16271.48			-21723.93
4	80.00	22.00	154756.55	38177.09-50944.03-16272.81			-21714.67
5	80.00	22.00	168590.40	38160.41-50926.44-16265.80			-21707.29
6	80.00	22.00	172793.87	38140.21-50926.01-16257.24			-21707.18
7	80.00	22.00	164166.11	38121.01-50939.84-16249.06			-21713.07
8	80.00	22.00	138752.31	38119.27-50965.66-16248.24			-21723.98
9	80.00	22.00	106195.09	38134.47-50983.28-16254.62			-21731.36
10	80.00	22.00	71772.49	38158.88-50984.31-16264.97			-21731.72
11	80.00	22.00	38219.26	38174.12-50965.97-16271.48			-21723.93
12	80.00	22.00	12490.67	38177.09-50944.03-16272.81			-21714.67
13	80.00	22.00	-2814.95	38160.41-50926.44-16265.80			-21707.29
14	80.00	22.00	-5546.65	38140.21-50926.01-16257.24			-21707.18
15	80.00	22.00	4822.86	38121.01-50939.84-16249.06			-21713.07
16	80.00	22.00	28494.91	38119.27-50965.66-16248.24			-21723.98

Da tali risultati si evince che gli scarichi maggiori sui pali si hanno per la combinazione di carico allo SLU senza azione del sisma, con le azioni amplificate del coefficiente di sicurezza  $\gamma = 1.35$ .

Per questo motivo le verifiche vengono effettuate per il CASO 01 - stato limite di esercizio e CASO 02 - stato limite ultimo,  $\gamma = 1.35$  senza sisma).

## 10 - CALCOLO DELLA PORTANZA DEI PALI

Caso 01 - stato limite di esercizio (SLE) Verifica portanza verticale pali

Verifica della portanza assiale - combinazione 1

Np	Ne	Nq	N'c	N'q
1-16	16.88	7.82	35.36	9.60

Np	Pl	Pp	Pt	Pa
1-16	48365	24363	72728	26326

Portanza trasversale pali

Verifica portanza trasversale pali (direzione principale) Verifica della portanza trasversale -  
combinazione 6

a.l.	T	u	T	fA	l
1-16	77417.07	198800.53	5158.45	11350.83	15.0

Caso 02 - stato limite di esercizio (SLU) Verifica portanza verticale pali

Verifica della portanza assiale - combinazione 1

Np	Ne	Nq	N'c	N'q
1-16	16.88	7.82	35.36	9.60

Np	Pl	Pp	Pt	Pa
1-16	48365	24363	72728	26326

Portanza trasversale pali

Verifica portanza trasversale pali (direzione principale) Verifica della portanza trasversale -  
combinazione 1

Np	Tu	Mu	T	M	'l
1-16	77417.07	198800.53	6964.65	15594.24	11.12



## 11 - VERIFICA DELLA SEZIONE DEL PALO

### Descrizione armature pali

I pali sono armati con un'armatura verticale di 14 D24 e una staffatura a spirale D12/15 in acciaio Feb44K o B450C e sono gettati in cls con  $R_{ck}=35 \text{ N/mm}^2$ .

Le verifiche vengono riportate per il palo maggiormente sollecitato, ossia il palo n.5.

### Caso 01 - stato limite di esercizio (SLE)

#### Sollecitazioni pali

##### Simbologia adottata

Nr.	identificativo sezione
Y	ordinata della sezione a partire dalla testa positiva verso il basso (in [m])
N	sfuerzo normale espresso in [kg]
T	taglio espresso in [kg]
M	momento espresso in [kgm]

#### Combinazione n° 6 - Palo n° 5

Nr.	y	M	T	N
1	11.111	11 'IRO.)	S171.R	1RDRS.
21	4.40	-	919.70	178715.
41	8.80	-	-	166300.
61	13.2	-568.08	-	144041.
81	17.6	-13.74	-32.85	111938.
101	22.0	0.00	1.30	69989.9

#### Verifiche sezioni pali

##### Simbologia adottata

Y	ordinata della sezione a partire dalla testa positiva verso il basso (in [m])
es	coefficiente di sicurezza
Mu	momento ultimo espresso in [kgm]
Nu	sfuerzo normale espresso in [kg]
Tu	taglio ultimo espresso in [kg]

#### Inviluppo - Palo n° 5

y	Ar	M	N	T	es
0.00	212.37	7917	484313	41820	2.49
4.40	212.37	1047	131674	41820	5.68
8.80	212.37	1612	119298	41820	6.13
13.20	212.37	5378	135618	41820	7.13
17.60	212.37	168	136455	41820	9.24
22.00	212.37	0	136482	41820	14.9

### Caso 02 - stato limite ultimo

#### (SLU) Sollecitazioni pali

**Simbologia adottata**

Nr.	identificativo sezione
Y	ordinata della sezione a partire dalla testa positiva verso il basso (in [m])
N	sforzo normale espresso in [kg]
T	taglio espresso in [kg]
M	momento espresso in [kgm]

**Combinazione n° 1 - Palo n° 5**

Nr.	y	M	T	N
1	0.00	15361.4	6981.1	244794.5
21	4.40	-	1241.4	239762.7
41	8.80	-	-	221893.8
61	13.2	-766.81	-	191187.9
81	17.6	-18.55	-44.34	147644.9
101	22.0	0.00	1.76	91264.9

**Verifiche sezioni pali****Simbologia adottata**

y	ordinata della sezione a partire dalla testa positiva verso il basso (in [m])
es	coefficiente di sicurezza
Mu	momento ultimo espresso in [kgm]
Nu	sforzo normale ultimo espresso in [kg]
Tu	taglio ultimo espresso in [kg]

**Inviluppo - Palo n° 5**

y	Ar	M	N	T <sub>r</sub>	es
mm	o J 7	7017	48411	418;10	40
4.40	212.37	1047	131674	41820	5.68
8.80	212.37	1612	119298	41820	6.13
13.20	212.37	5378	135618	41820	7.13
17.60	212.37	168	136455	41820	9.24
22.00	212.37	0	136482	41820	14.9

## 12 · CALCOLO DEL PLINTO

Il plinto è modellato con elementi guscio-piastra, secondo la discretizzazione visibile in allegato (n. elementi), atti a trattare stati flessionali, secondo elementi a tre e quattro nodi.

Sono assegnati ai vari elementi:

- il modulo di elasticità del materiale = 300000 Kg/cm<sup>2</sup>;
- coefficiente di Poisson = 0,3;
- spessore = variabile

La fondazione viene considerata connessa ai pali di fondazione tramite vincolo a incastro.

I carichi indotti alla fondazione sono quelli più gravosi (con coefficiente di amplificazione 1,35), come calcolati in precedenza.

Gli sforzi calcolati dal codice di calcolo sono momenti flettenti nel riferimento locale dell'elemento (X-Y in pianta - Z verticale) rispettivamente M<sub>x</sub> (rotazione intorno all'asse x), M<sub>y</sub> (rotazione intorno all'asse Y) ed M<sub>z</sub> (rotazione intorno all'asse z).

I momenti agli estremi dei conci, sono indicati per unità di lunghezza in Kgcm x cm e sono positivi se tendono le fibre superiori dell'elemento e cioè quelle dal quale esce il semi-asse positivo locale z, inteso nel caso verticale sul piano x-y.

### Caso 01 - stato limite di esercizio (SLE)

Dall'esame del tabulato di calcolo, con riferimento alla numerazione elementi, si riscontra che le sollecitazioni massime sono:

#### PER LA PARTE DI FONDAZIONE AL BORDO DEL NOCCIOLO DI RAGGIO 2.75 MT

##### Elementi 95, nodo 33

M<sub>x</sub> = 166333 Kgcm x cm      M<sub>x</sub> = 16633300 Kgcm      M<sub>y</sub> = 1663.33 kNm

##### Elementi 94-95, nodo 18

M<sub>x</sub> = 182009 Kgcm x cm      M<sub>x</sub> = 18200900 Kgcm      M<sub>y</sub> = 1820.09 kNm

##### Elementi 94, nodo 19

M<sub>x</sub> = 152460 Kgcm x cm      M<sub>x</sub> = 15246000 Kgcm      M<sub>x</sub> = 1524.60 kNm

B=100cm H

= 245 cm

#### Verifica al momento M<sub>x</sub> = 18200900 Kgcm

Arm.inf =  $1d24/12$  cm +  $1d20/24$  cm =  $100/12 \times 4,52 + 100/24 \times 3,14 = 50,75$  cm<sup>2</sup>

Arm.sup =  $1d20/8$  cm =  $100/8 \times 3,14 = 39,25$  cm<sup>2</sup>

#### Calcolo delle tensioni in esercizio

$x = 49.00 \text{ cm}$   
 $= 2.70 \text{ N/mm}^2 = 27.00 \text{ Kg/cm}^2$   
 $= 158.9 \text{ N/mm}^2 = 1589 \text{ Kg/cm}^2$

posizione dell'asse neutro dall'estremo della sezione  
 massima tensione del calcestruzzo  
 massima tensione dell'acciaio teso  $< 3080 \text{ Kg/cm}^2 = 0.7 \times 4400$

Verifica al momento medio  $M_x$  sull'elemento  
 94 Nodi 18-19-34-38

$$M_x \text{ medio} = (100154 + 181675 + 176827 + 107374) / 4 = 14150800 \text{ Kgcm}$$

$g = 100 \text{ cm}$   
 $H = 200 \text{ cm}$  (prudenziale)

$$\text{Arm. inf} = 1d24/12 \text{ cm} + 1d20/24 \text{ cm} = 100/12 \times 4.52 + 100/24 \times 3.14 = 50.75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Arm. sup} = 1d20/8 \text{ cm} = 100/8 \times 3.14 = 39.25 \text{ cm}^2$$

Calcolo delle tensioni in esercizio

$x = 43 \text{ cm}$   
 $= 2.9 \text{ N/mm}^2 = 29.00 \text{ Kg/cm}^2$   
 $= 152.8 \text{ N/mm}^2 = 1528 \text{ Kg/cm}^2$

posizione dell'asse neutro dall'estremo della sezione  
 massima tensione del calcestruzzo  
 massima tensione dell'acciaio teso  $< 3080 \text{ Kg/cm}^2$

PER LA PARTE DI FONDAZIONE DEL NOCCIOLO DI RAGGIO 2.75 MT

Elementi 16, nodo 18  
 $M_x = 275103 \text{ Kgcm} \times \text{cm}$        $M_x = 27510300 \text{ Kgcm}$        $M_x = 2751.03 \text{ kNm}$

Elementi 16, nodo 19  
 $M_x = 290130 \text{ Kgcm} \times \text{cm}$        $M_x = 29013000 \text{ Kgcm}$        $M_x = 2901.30 \text{ kNm}$

Elementi 16, nodo 1  
 $M_x = 776208 \text{ Kgcm} \times \text{cm}$        $M_x = 7762.08 \text{ Kgcm}$        $M_x = 7762.08 \text{ kNm}$

L'andamento del momento in prossimità del centro diventa molto ripido, come si può vedere dai grafici in allegato, e la sua interpretazione non è del tutto corretta da un punto di vista reale, per cui si considera nella media del momento sull'elemento in oggetto, tale momento con coefficiente riduttivo di 2/3.

$B = 100 \text{ cm}$      $H$   
 $= 285 \text{ cm}$

$$M_y \text{ medio} = (275103 + 290130 + (776208 \times 2/3)) / 2 = 35956800$$

Kgcm Verifica al momento  $M_y$  medio = 35956800 K9cm

$$\text{Arm. inf} = 1d24/12 \text{ cm} + 1d20/24 \text{ cm} = 100/12 \times 4.52 + 100/24 \times 3.14 = 50.75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Arm. sup} = 1d16/15 \text{ cm} = 100/15 \times 2.01 = 13.40 \text{ cm}^2$$

Calcolo delle tensioni in esercizio

$x = 57 \text{ cm}$   
 $= 4.6 \text{ N/mm}^2 = 46.00 \text{ Kg/cm}^2$   
 $= 270.40 \text{ N/mm}^2 = 2704 \text{ Kg/cm}^2$

posizione dell'asse neutro dall'estremo della sezione  
 massima tensione del calcestruzzo  
 massima tensione dell'acciaio teso  $< 3080 \text{ Kg/cm}^2 = 0.7 \times 4400$

Caso 02 - stato limite ultimo (5LU)

Dall'esame del tabulato di calcolo, con riferimento alla numerazione elementi, si riscontra che le sollecitazioni massime sono:

PER LA PARTE DI FONDAZIONE AL BORDO DEL NOCCIOLO DI RAGGIO 3.10 MT

Elementi 95, nodo 33  
 $M_x = 166333 \text{ Kgcm x cm}$        $M_x = 16633300 \text{ Kgcm}$        $M_y = 1663.33 \text{ kNm}$

Elementi 94-95, nodo 18  
 $M_x = 182009 \text{ Kgcm x cm}$        $M_x = 18200900 \text{ Kgcm}$        $M_y = 1820.09 \text{ kNm}$

Elementi 94, nodo 19  
 $M_x = 152460 \text{ Kgcm x cm}$        $M_x = 15246000 \text{ Kgcm}$        $M_x = 1524.60 \text{ kNm}$

$B=100\text{cm}$  H  
 $= 245 \text{ cm}$

Verifica al momento  $M_x = 18200900 \text{ Kgcm x } 1.35 = 24571200$

Kgcm Calcolo del momento ultimo

$M_{r,x} = 4660.25 \text{ kNm}$       momento flettente resistente >  $M_{s,x} = 2457.12 \text{ kNm}$   
 $x = 13.47 \text{ cm}$       posizione dell'asse neutro dall'estremo della sezione  
 $= -0.0006$       massima deformazione del calcestruzzo  
 $= +0.01$       massima deformazione dell'acciaio teso  
 $= -0.0004$       massima deformazione dell'acciaio compresso

Verifica al momento medio  $M_x$  sull'elemento 94  
Nodi 18-19-34-38

$M_x \text{ medio} = (100154+181675+176827+107374)/4 = 141508000 \text{ Kgcm x } 1.35 = 19102500 \text{ Kgcm}$

$b=100 \text{ cm}$   
 $H=200 \text{ cm}$  (prudenziale)

$Arm_{inf} = I_d24/12 \text{ cm} + I_d20/24 \text{ cm} = 100/12 \times 4,52 + 100/24 \times 3,14 = 50,75$   
 $arm_{sup} = I_d20/16 \text{ cm} + I_d22/16 \text{ cm} = 100/16 \times (3,14+3,80) = 43,37 \text{ cmq}$

Calcolo del momento ultimo

$M_{r,x} = 4660.02 \text{ kNm}$       momento flettente resistente >  $M_{s,x} = 1910.25 \text{ kNm}$   
 $x = 13.47 \text{ cm}$       posizione dell'asse neutro dall'estremo della sezione  
 $= -0.0006$       massima deformazione del calcestruzzo  
 $= +0.01$       massima deformazione dell'acciaio teso  
 $= -0.0004$       massima deformazione dell'acciaio compresso

PER LA PARTE DI FONDAZIONE DEL NOCCIOLO DI RAGGIO 3.10 MT

Elementi 16, nodo 18

$M_k = 275108 \text{ Kgcm} \times \text{cm}$   $M_k = 27510300 \text{ Kgcm}$   $M_k = 2751.03 \text{ kNm}$

Elementi 16, nodo 19

$M_k = 290130 \text{ Kgcm} \times \text{cm}$   $M_k = 29013000 \text{ Kgcm}$   $M_k = 2901.30 \text{ kNm}$

Elementi 16, nodo 1

$M_k = 776208 \text{ Kgcm} \times \text{cm}$   $M_k = 7762.08 \text{ Kgcm}$   $M_k = 7762.08 \text{ kNm}$

L'andamento del momento in prossimità del centro diventa molto ripido, come si può vedere dai grafici in

allegato, e la sua interpretazione non è del tutto corretta da un punto di vista reale, per cui si considera nella

media del momento sull'elemento in oggetto, tale momento con coefficiente riduttivo di  $2/3$ .

$B = 100 \text{ cm}$

$H = 285 \text{ cm}$

$M_y \text{ medio} = (275103 + 290130 + (776208 \times 2/3)) / 2 = 35956800 \text{ Kgcm} \times 1.35 = 48541700 \text{ Kgcm}$

Calcolo del momento ultimo

$M_{Rd} = 5441.67 \text{ kNm}$  momento flettente resistente >  $M_{Ed} = 4854.17 \text{ kNm}$

$x = 15.09 \text{ cm}$  posizione dell'asse neutro dall'estremo della sezione

$\epsilon_c = -0.0004$  massima deformazione del calcestruzzo

$\epsilon_s = +0.01$  massima deformazione dell'acciaio teso

$\epsilon'_s = -0.0004$  massima deformazione dell'acciaio compresso

### 13 - VERIFICA A PUNZONAMENTO

Massima sollecitazione sul palo per caso 2 (stato limite ultimo - SLU) =  $244.794 \text{ Kg}$

Punzonamento, superficie laterale del bulbo di pressione con scarico prudenziale a  $30^\circ$ , assumendo:

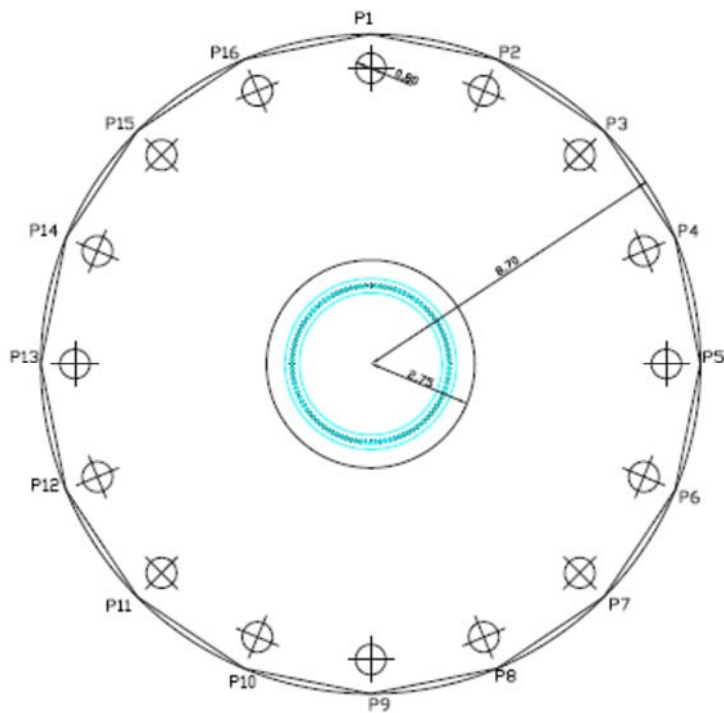
-  $d_1 = 80 \text{ cm}$

-  $d_2 = 150 \text{ cm}$  (estradosso plinto)

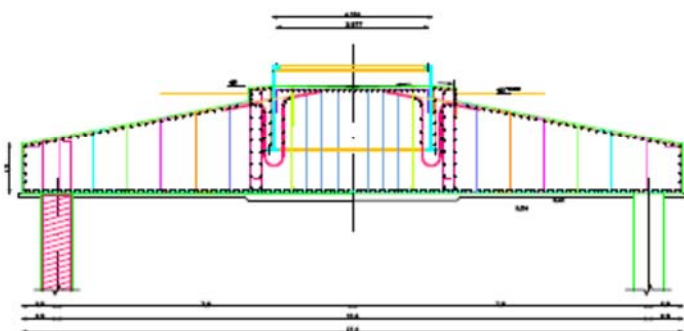
-  $L = 140 \text{ cm}$  (con altezza bulbo  $80 \text{ cm}$ )

-  $S =$  superficie laterale del bulbo =  $(\pi \times 150 / 2) \times 140 = 65973 \text{ cm}^2$

-  $t =$  tensione tangenziale =  $244794 / 65973 = 4.13 < t_{amm}$



PIANTA



SEZIONE

**IL TECNICO**

- Ing. Bruno PAVESE -

