

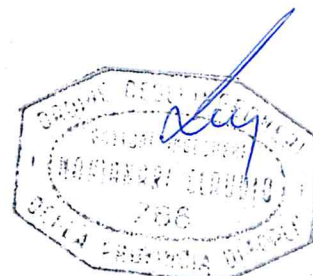
Azienda U.S.L. Città di Bologna



Ospedale Bellaria- Padiglione B

**REALIZZAZIONE DI UN BUNKER PER L'INSTALLAZIONE DI
UN NUOVO ACCELERATORE LINEARE**

RELAZIONE SULLE FONDAZIONI



Maggio 2002

INDICE

INTRODUZIONE.....	3
PORTATA ALLA BASE DEL SINGOLO PALO.....	3
PORTATA LATERALE DEL SINGOLO PALO.....	4
PORTATA DEL SINGOLO PALO E DELLA PALIFICATA	4
VERIFICA DELLE SOLLECITAZIONI SUI PALI.....	5
ANALISI DEI CEDIMENTI.....	11

INTRODUZIONE

A causa della presenza del dado di fondazione della struttura preesistente e della possibile influenza del nuovo bunker con i fabbricati vicini, si opta per un sistema fondale costituito da pali trivellati di grosso diametro collegati alla testa da una trave rigida di c.a. in grado di garantire una uniforme distribuzione degli sforzi sui singoli pali.

I pali si attestano a una profondità media dal piano campagna di -8.00m. La stratigrafia attraversata si può riassumere nel seguente modo: da 0.00 a -1.00m terreno di riporto; da -1.00 a -7.50 (h=7.40m) limi argillosi e ghiaie miste ad argilla; da -7.50m substrato arenaceo sabbioso ad elevato grado di cementazione. A causa della stratigrafia del terreno non è ipotizzabile la presenza di attrito negativo nello strato superiore coerente. Il dimensionamento dei pali viene eseguito sulla base delle sollecitazioni cui è sottoposta la struttura e sulle indicazioni della relazione geologica del Dott. Liverani.

La trave di coronamento della testa dei pali ha altezza $h=90.0\text{cm}$ e larghezza minima 120.0cm .

PORTATA ALLA BASE DEL SINGOLO PALO

La base del palo si attesta nella formazione arenaceo sabbiosa ad elevato grado di cementazione, incoerente, caratterizzata da:

$R_p=180 \text{ daN/cm}^2$	Resistenza alla punta del penetrometro
$\Phi=35.5^\circ$	Angolo di attrito interno
$\gamma=1900 \text{ daN/m}^3$	Peso specifico del terreno

Il carico critico alla base del palo singolo viene calcolato attraverso la seguente relazione (Cestelli-Guidi ed. Hoepli pag.163):

$$P_{\text{bcr}} = \frac{\pi D^2}{4} \gamma L N_{qcr}$$

Dove:

D è il diametro del palo (1.20m);

N_{qcr} è il fattore di portanza del terreno che, secondo Berezantezev, è funzione del rapporto L/D e dell'angolo di attrito interno del terreno $N_{qcr}=20$ (Cestelli-Guidi ed. Hoepli pag.163);

L è la lunghezza del palo $L=8.00\text{m}$

Da cui:

$$P_{\text{bcr}} = \frac{3.14 * 1.2^2}{4} * 1900 * 8.00 * 20 = 388000 \text{ daN}$$

PORTATA LATERALE DEL SINGOLO PALO

Terreno coerente

Il palo. Lungo 8,00m si attesta per circa 7.00m nello strato coerente di limi argillosi.

Le caratteristiche del substrato dei limi argillosi, come si desume dalla relazione geologica sono le seguenti:

$R_p=60 \text{ daN/cm}^2$ Resistenza media dello strato alla punta del penetrometro

$\Phi=32.5^\circ$ Angolo di attrito interno

$c_u=2.0 \text{ daN/cm}^2$ Coesione non drenata

$\gamma=1900 \text{ daN/m}^3$ Peso specifico del terreno

Il carico critico della portata laterale del palo singolo viene calcolato attraverso la seguente relazione (Cestelli-Guidi ed. Hoepli pag.165):

$$P_{llcr} = \frac{\pi D L^2}{2} \gamma K f$$

Il valore del coefficiente Kf è calcolato in accordo con la formula proposta da Brinch Hansen:

$$Kf = \frac{1}{7} \frac{K_p}{(1 - \tan \delta * K_0)} = 0.62$$

$$K_0 = 1 - \sin \Phi = 1 - \sin 32.5 = 0.46$$

$$K_p = \frac{1 + \sin \Phi}{1 - \sin \Phi} = 3.35$$

$$\delta = 0.8 \Phi = 0.8 * 32.6 = 26.1^\circ$$

da cui:

$$P_{llcr} = \frac{3.14 * 1.20^2 * 7.0^2}{2} 1900 * 0.62 = 108000 \text{ daN}$$

Terreno incoerente

A vantaggio di sicurezza non si tiene conto del contributo alla portata laterale della formazione arenacea sabbiosa entro la quale il palo si attesta di circa 50cm.

PORTATA DEL SINGOLO PALO E DELLA PALIFICATA

Considerando un coefficiente di sicurezza per la portata di base e quella laterale pari a: $F_s=2.5$ il carico ammissibile per ciascun palo è:

$$P = \frac{388000 + 108000}{2.5} = 198400 \text{ daN}$$

A causa della conformazione degli strati del terreno, possiamo ipotizzare, a vantaggio di sicurezza, che i pali lavorino principalmente per carico alla base. La capacità portante dell'intera palificata è data, quindi, dalla somma delle capacità portanti dei singoli pali per cui:

$$P_{\text{tot}} = 15 \cdot 388000 = 5820 \text{ t}$$

Il peso complessivo della struttura, compresi i carichi e sovraccarichi, è di circa 1700 t pertanto il coefficiente di sicurezza dell'intera palificata, è pari a:

$$F_s = \frac{5820}{1700} = 3.4$$

VERIFICA DELLE SOLLECITAZIONI SUI PALI

Le sollecitazioni cui sono sottoposti i pali vengono valutate ipotizzando la presenza di sisma. A tal fine è stata condotta una analisi sismica statica sulla struttura adottando un software di calcolo che utilizza un solutore del tipo Sap2000. La struttura è stata modellata nelle tre dimensioni adottando i carichi di progetto utilizzando elementi "plate" per la modellazione delle pareti e delle piastre; per la trave di fondazione sono stati utilizzati elementi *frame* e in corrispondenza delle teste dei pilastri sono stati ipotizzati dei vincoli del tipo cerniera fissa la reazione verticale e orizzontale sui vincoli corrisponde all'azione normale e tagliante sulla testa del palo. Sulla struttura sono state applicate le forze sismiche equivalenti, oltre ai carichi e sovraccarichi, come indicato della relazione tecnica di calcolo.

La capacità portante dei pali è espressa in termini di tensioni critiche e il coefficiente di sicurezza consigliato dalla normativa di 2.5 permette la valutazione delle tensioni ammissibili sul terreno. Per questo motivo le sollecitazioni sui pali sono valutate non attraverso la combinazione ultima di calcolo delle azioni bensì attraverso la combinazione di calcolo rara che fornisce risultati congruenti con quelli ammissibili per l'interazione palo-terreno.

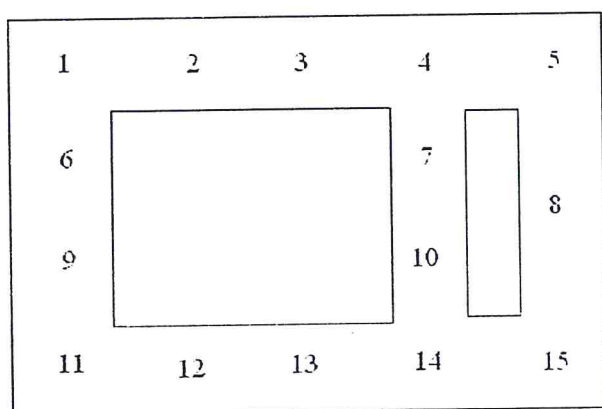


Fig.1- Numerazione dei pali

Nella tabella seguente sono riportati i valori degli sforzi di taglio e dell'azione normale agente alla testa del palo per le seguenti combinazioni di carico: Rara (permanententi + accidentali); Sismx,

(permanenti + accidentali + azioni statiche equivalenti agenti in direzione x); Sismy (permanenti + accidentali + azioni statiche equivalenti agenti in direzione y); Negx, (permanenti + accidentali + azioni statiche equivalenti agenti in direzione -x); Negy, (permanenti + accidentali + azioni statiche equivalenti agenti in direzione -y). Nell'ultima colonna sono riportati i coefficienti di sicurezza di ciascun palo nei confronti del carico critico; per la valutazione di quest'ultimo parametro si è tenuto conto della presenza del peso proprio del palo.

		Tx (daN)	Ty (daN)	N (daN)	Fs
Palo 1	RARA	13547	-4985	97676	4.1
Palo 1	SISMX	7510	-4128	81597	4.7
Palo 1	SISMY	13177	-12218	114988	3.6
Palo 1	NEGY	13906	2166	80389	4.8
Palo 1	NEGX	19920	-5682	114160	3.6
Palo 2	RARA	8587	-650	131391	3.2
Palo 2	SISMX	-2204	-783	125055	3.4
Palo 2	SISMY	7171	-1562	141031	3.0
Palo 2	NEGY	9982	258	121747	3.4
Palo 2	NEGX	20013	-494	137901	3.1
Palo 3	RARA	-4564	-768	139179	3.1
Palo 3	SISMX	-15499	-768	139631	3.0
Palo 3	SISMY	-3689	-1069	145312	2.9
Palo 3	NEGY	-5458	-468	133042	3.2
Palo 3	NEGX	7070	-759	138741	3.1
Palo 4	RARA	-11017	-1087	161681	2.7
Palo 4	SISMX	-20639	-1436	171265	2.6
Palo 4	SISMY	-9037	-6994	179424	2.5
Palo 4	NEGY	-13017	4837	143919	3.0
Palo 4	NEGX	-710	-823	151989	2.8
Palo 5	RARA	-11717	-4597	93936	4.2
Palo 5	SISMX	-16946	-6316	109522	3.7
Palo 5	SISMY	-11443	-12750	105068	3.9
Palo 5	NEGY	-12000	3657	82789	4.7
Palo 5	NEGX	-6148	-3071	77861	4.9
Palo 6	RARA	1449	3165	84674	4.6
Palo 6	SISMX	1111	4112	79419	4.8
Palo 6	SISMY	1369	-9340	85711	4.6
Palo 6	NEGY	1530	15576	83630	4.7
Palo 6	NEGX	1752	2460	90137	4.4
Palo 7	RARA	-2506	-145	87353	4.5
Palo 7	SISMX	-2869	-266	86975	4.5
Palo 7	SISMY	-2406	-9503	76023	5.0
Palo 7	NEGY	-2605	9233	98709	4.1
Palo 7	NEGX	-2142	-128	87573	4.5
Palo 8	RARA	1541	-3165	84619	4.6

Palo 8	SISMX	1321	-4906	89384	4.4
Palo 8	SISMY	1568	-11263	83204	4.7
Palo 8	NEGY	1513	5059	86032	4.5
Palo 8	NEGX	1815	-1582	79717	4.8
Palo 9	RARA	1495	2246	109312	3.7
Palo 9	SISMX	1133	5012	103941	3.9
Palo 9	SISMY	1579	-10050	104756	3.9
Palo 9	NEGY	1409	14437	113879	3.6
Palo 9	NEGX	1814	-381	114819	3.6
Palo 10	RARA	-564	539	12802	13.9
Palo 10	SISMX	-659	507	12732	13.9
Palo 10	SISMY	-555	-202	10712	14.7
Palo 10	NEGY	-574	1282	14894	13.1
Palo 10	NEGX	-471	558	12850	13.8
Palo 11	RARA	9164	11664	135635	3.1
Palo 11	SISMX	3725	12904	125785	3.3
Palo 11	SISMY	9601	4544	118156	3.5
Palo 11	NEGY	8739	18718	153087	2.8
Palo 11	NEGX	14614	10491	145711	2.9
Palo 12	RARA	2573	-4120	120078	3.5
Palo 12	SISMX	-7230	-3850	118015	3.5
Palo 12	SISMY	3873	-4449	113613	3.6
Palo 12	NEGY	1293	-3793	126544	3.3
Palo 12	NEGX	12413	-4389	122217	3.4
Palo 13	RARA	-272	-5631	115271	3.6
Palo 13	SISMX	-10330	-5691	115842	3.6
Palo 13	SISMY	-817	-5927	112604	3.7
Palo 13	NEGY	292	-5335	117937	3.5
Palo 13	NEGX	9878	-5570	114677	3.6
Palo 14	RARA	301	-5428	125637	3.3
Palo 14	SISMX	-8448	-5916	129797	3.2
Palo 14	SISMY	-1697	-6322	119703	3.5
Palo 14	NEGY	2318	-4530	131569	3.2
Palo 14	NEGX	9165	-4929	121407	3.4
Palo 15	RARA	-7017	12962	118290	3.5
Palo 15	SISMX	-11628	11525	128573	3.3
Palo 15	SISMY	-7696	4454	107227	3.8
Palo 15	NEGY	-6328	21555	129366	3.3
Palo 15	NEGX	-2331	14299	107773	3.8

La verifica viene condotta sui pali caratterizzati dal massimo sforzo verticale e dal massimo sforzo di taglio alla base del palo che sono rispettivamente il palo 1- negx ($T_x=19920$ daN; $T_y=-5682$ daN; $N=114160$ daN) e il palo 4- sismy ($T_x=-9037$ daN; $T_y=-6994$ daN; $N=179424$ daN).

Il momento massimo agente sul palo è funzione dello sforzo orizzontale e della lunghezza caratteristica λ del palo data da:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{4EJ}{k_h D}} = 4.96 \text{ m}$$

$$k_h \cong \frac{E_t}{D(1-\nu^2)} \sqrt[12]{\frac{E_t D}{EJ}} = 1.4 \text{ daN/cm}^2$$

dove:

E_t è il modulo elastico del terreno $E_t=800 \text{ daN/cm}^2$ (vedi Bowles)

E è il modulo elastico del calcestruzzo $E=250000 \text{ daN/cm}^2$

J è il modulo d'inerzia del palo $J = \frac{\pi D^4}{64} = 0.1017 \text{ m}^4$

D è il diametro del palo $D=120 \text{ cm}$

ν è il coefficiente di Poisson del terreno $\nu=0.4$

Il momento massimo agente sul palo, nell'ipotesi che questo non possa ruotare alla testa, è dato da:

$$M_{\max 1} = \frac{H\lambda}{2} = \frac{11460 * 4.96}{2} = 28650 \text{ daNm}$$

$$M_{\max 3} = \frac{H\lambda}{2} = \frac{17900 * 4.96}{2} = 44700 \text{ daNm}$$

Le sollecitazioni massime sono, dunque:

Palo 1: $H_1=20700$; $M_{\max 1} = 28650 \text{ daNm}$; $N_{\max 1} = 114600 \text{ daN}$

Palo 3: $H_3=11430$; $M_{\max 3} = 44700 \text{ daNm}$; $N_{\max 1} = 179000 \text{ daN}$

La verifica della sezione circolare soggetta a presso flessione viene condotta con il software Sezione3.4 della Ingegneria &Soft.

```

+----- Software IngegneriaSoft -----+
|          SEZIONE: PALO1                |
+----- www.ingegneriasoft.com -----+

```

MATERIALI:

Resistenza caratteristica cubica cls: $R_{ck} = 250.00 \text{ Kg/cm}^2$
 Tipo acciaio: Fe B 44 k
 Coefficiente di omogeneizzazione E_a/E_c : $n = 15.00$
 Tensione ammissibile cls: $\sigma_{c \text{ amm.}} = 97.50 \text{ Kg/cm}^2$
 Tens. amm. per compres. semplice: $\sigma_{c \text{ rid}} = 68.25 \text{ "}$
 Tensione ammissibile acciaio: $\sigma_{f \text{ amm.}} = 2600.00 \text{ "}$
 Tensione amm. acciaio staffe: $\sigma_{fs \text{ amm.}} = 2600.00 \text{ "}$
 Dimensione trasversale minima.....: $s = 25.00 \text{ cm}$
 Tensione limite per torsione: $\tau = 3.00 \text{ Kg/cm}^2$

ELEMENTO COSTR.: pilastro; POSIZIONE SEZ.: estremità; CARICO CONC.: no.

FORMA DELLA SEZIONE: CIRCOLARE

Raggio: $R = 60.00 \text{ cm}$
 Area totale sezione cls: $A_t = 11249.08 \text{ cm}^2$
 Area totale acciaio: $A_f = 35.63 \text{ "}$
 Copriferro: $c = 3.00 \text{ cm}$
 Diametro staffe: $ds = 10.00 \text{ mm}$

COMBINAZIONI DI CARICO:

Azione normale (positiva se di compressione).
Azioni rispetto agli assi x e y (unita' Kg, Kg*m).

Combinazioni:

comb.	N	Mx	Tx	My	Ty	Tor
1	114600.00	28650.00	0.00	0.00	20700.00	0.00

VERIFICA PRESSO-TENSO-FLESSIONE (comb. di carico N.ro 1):
Baricentro sezione cls. Bcls: Xg = 0.00 cm; Yg = 0.00 cm
Area sezione reagente: Ar = 9685.69 cmq
Mom. statici della sez. reagente (cm³) : Sx = 89695.02, Sy = 0.00
Mom. d'inerzia sezione reagente (cm⁴)...: Jx=6954037.37, Jy=9725357.42
: Jxy= 0.00
Baricentro sezione reagente Br: Xgr = 0.00 cm; Ygr = 9.26 cm
Eccentricita' rispetto a Bcls: Ecc = 25.00 "
Equaz. asse neutro ax+bx+c=0 : a=0.000000; b=0.294564; c=9.104050

Tensioni (segno positivo se di compressione). Sezione parzializzata
Tensione massima cls: sigma_c = 26.78 Kg/cm²
Tensione minima acciaio: sigma_f = -111.32 "
Tensione massima acciaio: sigma_f = 384.44 "
Valori tutti inferiori a quelli ammissibili: VERIFICA POSITIVA

VERIFICA TENSIONE MEDIA (sigma_c rid=68.25 Kg/cm²)
Comb. n.ro: 1; sigma_m=9.73 Kg/cm² < sigma_c rid VERIFICA POSITIVA

VERIFICA QUANTITA' ARMATURA LONGIT. (Acls=11249.08 cm², Nmax=114600.00 Kg)
Acls*0.003=33.75 cm²; Acls*0.06=674.95 cm²; 0.008*Nmax/sigma_c rid=13.43 cm²
VERIFICHE POSITIVE

VERIFICHE TAGLIO

Comb. N.ro: 1; Taglio=20700.00 Kg; TauMax=2.96 Kg/cm²; corda=117.25 cm
Jb=6123410.49 cm⁴; Sn=103039.37 cm³; h*=Jb/Sn=59.43 cm; b*=65.10 cm
Comb. N.ro: 1; Scorr=9401.94 Kg/m; corda=119.41 cm; tgFi=0.303
TauMax < TauC1=16.86 Kg/cm²; VERIFICA POSITIVA

Area staffe minima e passo staffe max (bracci: Nb=2, Als=0.7854 cm²)

- 1 -

N.B. I bracci considerati sono quelli delle staffe dell'anima aventi l'angolo,
con l'asse ort. all'asse neutro, inferiore a 45 gradi
Poiche' tauMax < tauC0=5.33 Kg/cm² si utilizza solo l'armatura minima.
p<= 25 cm
p<= 15*Flmin= 27.00 cm
p<= 12*Flmin= 21.60 cm

Armatura staffe adottata: As=7.27 cm²/m -> 1 fi 10 a 2 bracci ogni 21.6 cm

oooooooooooooooooooo LE VERIFICHE SONO TUTTE POSITIVE ooooooooooooooooooooo

ARMATURA SEZIONE:

Nf	X (cm)	Y (cm)	diametro(mm)	sigma_f (Kg/cm ²)
1	0.00	56.10	18.00	384.44
2	24.34	50.54	18.00	359.89
3	43.86	34.98	18.00	291.11
4	54.69	12.48	18.00	191.72
5	54.69	-12.48	18.00	81.40
6	43.86	-34.98	18.00	-17.99
7	24.34	-50.54	18.00	-86.77
8	0.00	-56.10	18.00	-111.32
9	-24.34	-50.54	18.00	-86.77
10	-43.86	-34.98	18.00	-17.99
11	-54.69	-12.48	18.00	81.40
12	-54.69	12.48	18.00	191.72
13	-43.86	34.98	18.00	291.11
14	-24.34	50.54	18.00	359.89

INTERSEZIONI TRA ASSE NEUTRO E PROFILO DELLA SEZIONE :

Ni	X (cm)	Y (cm)
1	-51.23	-30.91
2	51.23	-30.91

----- Software IngegneriaSoft -----
 | SEZIONE: PALO2 |
 ----- www.ingegneriasoft.com -----

MATERIALI:

Resistenza caratteristica cubica cls: $R_{ck} = 250.00 \text{ Kg/cm}^2$
 Tipo acciaio: Fe B 44 k
 Coefficiente di omogeneizzazione E_a/E_c : $n = 15.00$
 Tensione ammissibile cls: $\sigma_{c \text{ amm.}} = 97.50 \text{ Kg/cm}^2$
 Tens. amm. per compres. semplice: $\sigma_{c \text{ rid}} = 68.25 \text{ "}$
 Tensione ammissibile acciaio: $\sigma_{f \text{ amm.}} = 2600.00 \text{ "}$
 Tensione amm. acciaio staffe: $\sigma_{fs \text{ amm.}} = 2600.00 \text{ "}$
 Dimensione trasversale minima: $s = 25.00 \text{ cm}$
 Tensione limite per torsione: $\tau = 3.00 \text{ Kg/cm}^2$

ELEMENTO COSTR.: pilastro; POSIZIONE SEZ.: estremità; CARICO CONC.: no.

FORMA DELLA SEZIONE: CIRCOLARE

Raggio: $R = 60.00 \text{ cm}$
 Area totale sezione cls: $A_t = 11249.08 \text{ cm}^2$
 Area totale acciaio: $A_f = 35.63 \text{ "}$
 Copriferro: $c = 3.00 \text{ cm}$
 Diametro staffe: $d_s = 10.00 \text{ mm}$

COMBINAZIONI DI CARICO:

Azione normale (positiva se di compressione).
 Azioni rispetto agli assi x e y (unità Kg, Kg*m).

Combinazioni:

comb.	N	Mx	Tx	My	Ty	Tor
1	179000.00	44900.00	0.00	0.00	11430.00	0.00

VERIFICA PRESSO-TENSO-FLESSIONE (comb. di carico N.ro 1):

Baricentro sezione cls. Bcls: $X_g = 0.00 \text{ cm}$; $Y_g = 0.00 \text{ cm}$
 Area sezione reagente: $A_r = 9663.79 \text{ cm}^2$
 Mom. statici della sez. reagente (cm^3) : $S_x = 90369.78$, $S_y = 0.00$
 Mom. d'inerzia sezione reagente (cm^4)...: $J_x = 6933254.90$, $J_y = 706149.00$
 : $J_{xy} = 0.00$
 Baricentro sezione reagente Br: $X_{gr} = 0.00 \text{ cm}$; $Y_{gr} = 9.35 \text{ cm}$
 Eccentricità rispetto a Bcls: $E_{cc} = 25.08 \text{ "}$
 Equaz. asse neutro $ax+bx+c=0$: $a=0.000000$; $b=0.462553$; $c=14.197251$

Tensioni (segno positivo se di compressione). Sezione parzializzata

Tensione massima cls: $\sigma_c = 41.95 \text{ Kg/cm}^2$
 Tensione minima acciaio: $\sigma_f = -176.28 \text{ "}$
 Tensione massima acciaio: $\sigma_{fs} = 602.20 \text{ "}$
 Valori tutti inferiori a quelli ammissibili: VERIFICA POSITIVA

VERIFICA TENSIONE MEDIA ($\sigma_{c \text{ rid}}=68.25 \text{ Kg/cm}^2$)

Comb. n.ro: 1; $\sigma_m=15.19 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{c \text{ rid}}$ VERIFICA POSITIVA

VERIFICA QUANTITA' ARMATURA LONGIT. ($A_{cls}=11249.08 \text{ cm}^2$, $N_{max}=179000.00 \text{ Kg}$)

$A_{cls} \cdot 0.003 = 33.75 \text{ cm}^2$; $A_{cls} \cdot 0.06 = 674.95 \text{ cm}^2$; $0.008 \cdot N_{max} / \sigma_{c \text{ rid}} = 20.98 \text{ cm}^2$
 VERIFICHE POSITIVE

VERIFICHE TAGLIO

Comb. N.ro: 1; Taglio= 11430.00 Kg ; $\tau_{max}=1.64 \text{ Kg/cm}^2$; corda= 117.25 cm
 $J_b=6088172.38 \text{ cm}^4$; $S_n=102609.06 \text{ cm}^3$; $h^*=J_b/S_n=59.33 \text{ cm}$; $b^*=36.01 \text{ cm}$
 Comb. N.ro: 1; Scorr= 2059.09 Kg/m ; corda= 101.73 cm ; $tg\phi=1.000$
 $\tau_{max} < \tau_{c1}=16.86 \text{ Kg/cm}^2$: VERIFICA POSITIVA

Area staffe minima e passo staffe max (bracci: $N_b=2$, $A_{ls}=0.7854 \text{ cm}^2$)

- 1 -

N.B. I bracci considerati sono quelli delle staffe dell'anima aventi l'angolo, con l'asse ort. all'asse neutro, inferiore a 45 gradi
Poiche' $\tau_{\text{Max}} < \tau_{\text{acc}} = 5.33 \text{ Kg/cm}^2$ si utilizza solo l'armatura minima.

$p \leq 25 \text{ cm}$

$p \leq 15 \cdot F_{\text{min}} = 27.00 \text{ cm}$

$p \leq 12 \cdot F_{\text{min}} = 21.60 \text{ cm}$

Armatura staffe adottata: $A_s = 7.27 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow 1 \text{ fi } 10 \text{ a } 2 \text{ bracci ogni } 21.6 \text{ cm}$

oooooooooooooooooooo LE VERIFICHE SONO TUTTE POSITIVE ooooooooooooooooooooo

ARMATURA SEZIONE:

Nf	X (cm)	Y (cm)	diametro(mm)	σ_f (Kg/cm ²)
1	0.00	56.10	18.00	602.20
2	24.34	50.54	18.00	563.65
3	43.86	34.98	18.00	455.64
4	54.69	12.48	18.00	299.57
5	54.69	-12.48	18.00	126.35
6	43.86	-34.98	18.00	-29.73
7	24.34	-50.54	18.00	-137.73
8	0.00	-56.10	18.00	-176.28
9	-24.34	-50.54	18.00	-137.73
10	-43.86	-34.98	18.00	-29.73
11	-54.69	-12.48	18.00	126.35
12	-54.69	12.48	18.00	299.57
13	-43.86	34.98	18.00	455.64
14	-24.34	50.54	18.00	563.65

INTERSEZIONI TRA ASSE NEUTRO E PROFILO DELLA SEZIONE :

Ni	X (cm)	Y (cm)
1	-51.34	-30.69
2	51.34	-30.69

ANALISI DEI CEDIMENTI

I cedimenti della struttura vengono valutati, cautelativamente, considerando la fondazione indiretta su pali come una fondazione diretta su plinti circolari aventi diametro 1.20m. Nell'adozione delle formule la fondazione circolare viene considerata equivalente a una quadrata di lato 1.05m.

I cedimenti immediati si valutano con la formula basata sulla teoria dell'elasticità proposta da Bowles (Vedi Fondazioni di J.E. Bowles Ed. McGraw Hill- pag.268).

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1 - \mu^2}{E_s} \left(I_1 + \frac{1 - 2\mu}{1 - \mu} I_2 \right) I_F$$

I coefficienti d'influenza, I_1 , I_2 , I_F si calcolano attraverso le relazioni di Steinbrenner $\mu = 0.3 - 0.4$ è il coefficiente di Poisson del terreno, E_s è il modulo di elasticità del terreno. Il valore del cedimento è fortemente influenzato dalla stima di E_s . Pertanto si considerano un intervallo di valori possibili: $E_s = 800 - 2500 \text{ daN/cm}^2$.

L'altezza dello spessore omogeneo del terreno viene assunta pari a $z = 5B$.

L=	1.05	Lato maggiore della platea (m)
B=	1.05	lato minore (m)
Q0=	14.10	Pressione di contatto della platea (daN/cm ²)
Es=	2500.00	Modulo di elasticità in condizioni statiche (pag. 101 Bowles)
μ =	0.40	Coefficiente di Poisson (pag. 102 Bowles)
H=	5.25	Altezza dello spessore omogeneo di terreno
D=	8.00	Profondità dello scavo dal piano campagna
L/B=	1.00	
H/B'=	10.00	
D/B=	8.57	
I1=	0.50	Coefficiente d'influenza (pag.270)

I2=	0.02	Coefficiente d'influenza (pag.270)
F3=	0.53	Fattore di profondità (pag.269)
Is=	0.50	
ΔH=	0.27	Cedimento (cm)

L=	1.05	Lato maggiore della platea (m)
B=	1.05	lato minore (m)
Q0=	14.10	Pressione di contatto della platea (daN/cm ²)
Es=	800.00	Modulo di elasticità in condizioni statiche (pag. 101 Bowles)
μ=	0.40	Coefficiente di Poisson (pag. 102 Bowles)
H=	5.25	Altezza dello spessore omogeneo di terreno
D=	8.00	Profondità dello scavo dal piano campagna
L/B=	1.00	
H/B'=	10.00	
D/B=	8.57	
I1=	0.50	Coefficiente d'influenza (pag.270)
I2=	0.02	Coefficiente d'influenza (pag.270)
F3=	0.53	Fattore di profondità (pag.269)
Is=	0.50	
ΔH=	0.83	Cedimento (cm)

Al cedimento immediato deve essere aggiunto lo schiacciamento del palo dovuto al carico gravante su esso:

$$\Delta H_p = \frac{NL}{EA} = \frac{181681 \cdot 850}{250000 \cdot 11304} = 0.05 \text{ cm}$$

A causa della natura quasi lapidea e non coesiva dello strato di base dei pali non sono da attendersi cedimenti di consolidazione dipendenti dal tempo. Pertanto il cedimento massimo ipotizzabile è di 0.83cm. Inoltre l'omogeneità delle tensioni di contatto alla base dei pali fa sì che non siano prevedibili cedimenti differenziali della struttura.

PER QUANTO NON INDICATO NELLA PRESENTE RELAZIONE DI CALCOLO SI FACCIA RIFERIMENTO ALLE TAVOLE ALLEGATE.

IL PROGETTISTA
Ing. Claudio Montanari

