

COOPERATIVA ELET-
TROMECCANICA SUD
SOCIETA' COOP. a r.l.
Via S. Gennaro, 205
80037 Nola - Piazzolla (NA)
Tel. 0815115450 Pbx
Telefax 0815115490
E-mail:cems@fastcom.it

SEE



ALL'UFFICIO
DEL GENIO CIVILE
DI TORINO

AEM TORINO SpA
PROT.
001837 17 GEN 02

PRAT. N.

E.P.C. DISTTOAB DEI LAVORI

EGR. P.I. GIANNOTTI
C/O A.E.M.
Via BERTOLA, 48
TORINO

data.....

Vs. rif.....

ns. rif.....

Il sottoscritto Simonetti Renato, residente in Scisciano, in Via Umberto n° 65, avendo appaltato, in qualità di Costruttore, i lavori delle Opere di rifacimento dell'Impianto di Illuminazione dello stadio e degli Impianti Elettrici dei locali di servizio del Complesso sportivo " F. Ruffini "; sito in Torino, alla Via Hughes n° 10; in cui sono previste n° 4 Torri Faro in acciaio con fondazioni in calcestruzzo cementizio armato, si pregia denunciare a codesto Ufficio, ai sensi dell'Art. 4 della legge n. 1086 del 5 Novembre 1971, le opere medesime.

- COMMITTENTE è la Spett. A.E.M. S.p.A. di Torino, residente in Torino, alla Via Bertola n° 48.
- PROGETTISTA DELL'OPERA il P. I. Montaldo Domenico, domiciliato a Torino, alla Via Bertola n° 48.
- PROGETTISTA DELLE STRUTTURE l' Ing. Chiussi Roberto, domiciliato a Crespellano, alla Via Cassoletta n° 20.
- DIRETTORE LAVORI DELLE STRUTTURE il P.I. Giannotti Mario, domiciliato a torino, alla Via Bertola n° 48.
- IMPRESA COSTRUTTRICE è la C.E.M.S. S.C. A R.L., con sede in Nola - (NA), in Via San Gennaro n° 205.

Alla presente si allegano in duplice copia: ! SEE

- Relazione tecnica illustrativa torre.
- Relazione tecnica fondazione.
- TP55427 - Calcolo fondazione normale.
- TC55432 - Disegno fondazione normale.
- TP55387 - Calcolo fondazione speciale.
- TC55388 - Disegno fondazione speciale.
- TP55386 - Calcolo torre.
- TC55424 - Disegno torre.

Giannotti

Cap. Soc. 1.677.100.000
Int. versato al 31/12/97
Part. IVA 01546881218
Cod. Fisc. 80032110639
Trib. Nola n. 1222/75
C.C.I.A.A. n. 297046
A.N.C. 7 7 1 5 3 1 1

Torino, 16/01/02

IL COSTRUTTORE
Coop. Elettrom. Sud
Soc. Coop. a r. l.
IL PRESIDENTE
Renato Simonetti

COOPERATIVA ELET-
TROMECCANICA SUD
SOCIETA' COOP. a r.l.
Via S. Gennaro, 205
80037 Nola - Piazzolla (NA)
Tel. 0815115450 Pbx
Telefax 0815115490
E-mail: cems@fastcom.it

SEE



ALL'UFFICIO
DEL GENIO CIVILE
DI TORINO

AEM TORINO SpA
PROT.
001837 17 GEN 02

PRAT. N.

E.P.C. DIRETTORE DEI LAVORI

CGA. P.I. GIANNOTTI
C/O A.E.M.
Via BERTOLA, 48
TORINO

data

Vs. rif.

ns. rif.

Il sottoscritto Simonetti Renato, residente in Scisciano, in Via Umberto n° 65, avendo appaltato, in qualità di Costruttore, i lavori delle Opere di rifacimento dell'Impianto di Illuminazione dello stadio e degli Impianti Elettrici dei locali di servizio del Complesso sportivo " F. Ruffini "; sito in Torino, alla Via Hughes n° 10; in cui sono previste n° 4 Torri Faro in acciaio con fondazioni in calcestruzzo cementizio armato, si prega denunciare a codesto Ufficio, ai sensi dell'Art. 4 della legge n. 1086 del 5 Novembre 1971, le opere medesime.

COMMITTENTE è la Spett. A.E.M. S.p.A. di Torino, residente in Torino, alla Via Bertola n° 48.

PROGETTISTA DELL'OPERA il P. I. Montaldo Domenico, domiciliato a Torino, alla Via Bertola n° 48.

PROGETTISTA DELLE STRUTTURE l' Ing. Chiussi Roberto, domiciliato a Crespellano, alla Via Cassoletta n° 20.

DIRETTORE LAVORI DELLE STRUTTURE il P.I. Giannotti Mario, domiciliato a Torino, alla Via Bertola n° 48.

IMPRESA COSTRUTTRICE è la C.E.M.S. S.C. A R.L., con sede in Nola - (NA), in Via San Gennaro n° 205.

Alla presente si allegano in duplice copia: ! SEE

- Relazione tecnica illustrativa torre.
- Relazione tecnica fondazione.
- TP55427 - Calcolo fondazione normale.
- TC55432 - Disegno fondazione normale.
- TP55387 - Calcolo fondazione speciale.
- TC55388 - Disegno fondazione speciale.
- TP55386 - Calcolo torre.
- TC55424 - Disegno torre.

Giannotti

Cap. Soc. 1.677.100.000
Int. versato al 31/12/97
Part. IVA 01546881218
Cod. Fisc. 80032110639
Trib. Nola n. 1222/75
C.C.I.A.A. n. 297046
A.N.C. 7715311

Torino, 16/01/02

IL COSTRUTTORE
Coop. Elettrom. Sud
Soc. Coop. a r. l.
IL PRESIDENTE
Renato Simonetti



SIDERPALI S.P.A.



CEMS COOP A R.L.

NOLA PIAZZOLA (NA)

TORRE FARO

SITO DI INSTALLAZIONE:

STADIO RUFFINI

VIA HUGES, 10 - TORINO

**RELAZIONE ILLUSTRATIVA DEI
MATERIALI COSTITUENTI LA TORRE**

5						
4						
3						
2						
1						
0	Emissione	09/01/02	Chiussi	Zanaroli	Franceschini	Celenza
REV.	EDIZIONI	DATA	ESEGUITO	CONTR.TO	APPROVATO	
					DTE	REQ

OPERE A STRUTTURA METALLICA

La torre metallica e la sua componentistica sono costruiti in stabilimento.

Le operazioni in cantiere riguardano l'assemblaggio dei vari componenti e l'innalzamento della torre.

Nella costruzione in stabilimento sono stati impiegati i seguenti materiali:

- * Tronchi del fusto in lamiera : S355 - EN 10025;
- * Componentistica, profilati e piastre della piattaforma, delle scale e degli attacchi : S235 - EN 10025;
- * Bulloneria della piattaforma : Classe 6.8 UNI 3740
- * Tirafondi (se presenti) : S355 - EN 10025
- * Bulloneria dei tirafondi (se presenti) : S355 - EN 10025
(filettatura metrica ISO a profilo triangolare, passo grosso)
- * Piastra di base (se presenti) : S355 - EN 10025
- * Tutte le saldature sono assimilabili alla cat. I : CNR 10011

Prima della spedizione in cantiere tutta la struttura è stata sottoposta al trattamento di zincatura conforme alle norme EN 40 (con metodologie conformi ai materiali impiegati).

IL PROGETTISTA

Dott. Ing. CHIUSI ROBERTO
Ordine degli Ingegneri di Reggio Emilia n. 1150
Tel. 051/96.40.41 Fax 051/96.05.30
Studio presso SIDERPALI S.p.A.
Via Cassoletta n. 11 - Crespellano (BO)

IL DIRETTORE DI STABILIMENTO

SIDERPALI S.p.A.
DIRETTORE DI PRODUZIONE
M. S. Barbato

LA DIREZIONE LAVORI

09/01/02



SIDERPALI S.P.A.



CEMS COOP A R.L.

NOLA PIAZZOLA (NA)

TORRE FARO

SITO DI INSTALLAZIONE:

STADIO RUFFINI

VIA HUGES, 10 - TORINO

RELAZIONE SUI MATERIALI COSTITUENTI

LE FONDAZIONI

5						
4						
3						
2						
1						
0	Emissione	09/01/02	CHIUSSE	Zanaroli	Franceschini	Celenza
REV.	EDIZIONI	DATA	ESEGUITO	CONTR.TO	APPROVATO	
					DTE	REQ
						/1

OPERE DI FONDAZIONE

Le opere di fondazione sono costituite da blocchi in calcestruzzo armato gettato in opera con casseforme.

Nella esecuzione delle opere in epigrafe è previsto l'impiego dei seguenti materiali:

Conglomerato cementizio con resistenza caratteristica a compressione

Rck \geq 250 kg/cmq

La miscela dovrà essere prodotta in stabilimenti qualificati,

Il dosaggio dei componenti e la loro composizione chimica dovranno essere idonei al conseguimento della resistenza minima prevista in sede di progetto.

Il blocco di fondazione deve essere armato come da progetto allegato con barre ad aderenza migliorata aventi le seguenti caratteristiche:

ferro di armatura : FeB 44 K

Circa le altre prescrizioni esecutive si richiamano le disposizioni di cui alle norme tecniche vigenti emanate dal Ministero dei Lavori Pubblici.

IL PROGETTISTA

Dott. Ing.  ROBERTO
Ordine degli Ingegneri di Reggio Emilia n. 1150
Tel. 051/96.40.40 Fax 051/96.05.30
Studio presso SIDERPALI S.p.A.
Via Cassolella 270 - Spello (BO)

LA DIREZIONE LAVORI

09/01/02

CEMS COOP.A R.L. - NOLA PIAZZOLA - NA

TORRE FARO CON PIATTAFORMA FISSA IDONEA PER N.32

PROIETTORI TIPO RA 2000 W - FIVEP - DISPOSTI

SU UN UNICO FRONTE.

RELAZIONE DI CALCOLO

TIPOLOGIA TORRE

- Apparecchiature installate su SUPPORTO FISSO
- Accesso con scala protetta con guardiacorpo
- Tronco inclinato di 15.00 gradi sessadecimali
- Altezza fuori terra fusto verticale: H = 28.00 m
- Lunghezza tronco flangiato: L = 2.70 m
- Altezza centro luci Hr= 30.00 m

- Attacco in fondazione : su piastra e tirafondi

- Numero tronchi = 4

Dott. Ing. CHIUSI ROBERTO
Ordine degli Ingegneri di Reggio Emilia n. 1150
Tel. 051/96.40.41 FAX 051/96.05.30
Studio presso SIDERPALI S.p.A.
Via Cassoleta n. 29 Castelnau (BO)

Page 1

04-01-2002

NTF 2947/10

TP 55386

SIMBOLOGIA ADOTTATA

In questa pagina:

NT = numero tronco : Dt/Db = diametri di testa e base tronco
L = lunghezza : S = spessore : Fe = tipo di acciaio
Innesto = sovrapposizione fra i due tronchi

Alla pagina 6:

Ogni tronco viene verificato in sezioni ottenute dividendo la lunghezza decurtata dell'innesto, in cinque parti uguali.
D = diametro della sezione : W = modulo di resistenza
A = area : sam/stot = sollecitazioni ammissibili e totali
Y = progressiva dalla sommita` della torre

NORME TECNICHE DI PROGETTAZIONE

- Legge n.1086 del 5/11/1971
- D.M. del 09/01/1996: Norme tecniche e per le strutture metalliche.
- UNI EN 10025 : Prodotti laminati a caldo ..
- C.N.R.10011/88 : Costruzioni di acciaio: istruzioni per il calcolo l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione.
- C.N.R.10022 del 22/11/1984: Costruzioni di profilati di acciaio formati a freddo
- Circolare N.156AA.GG/STC del 04/07/96 Min.LL.PP.: Istruzioni relative ai carichi ecc....
- D.M. del 16/01/1996: Criteri generali di verifica carichi ... sovraccarichi ...
- Legge n.64 del 2/2/1974 (Norme Sismiche).
- D.M. del 16/01/1996 (Norme Sismiche).

GEOMETRIA TORRE

Sezione trasversale : POLIGONO REGOLARE DI 16 LATI
NT = 0 : TRONCO DI TESTA

NT	L	Dt	Db	S	Innesto	Fe	peso
	mm	mm	mm	mm	mm		kg
0	2700.	238.	311.	5.0	0.	510	89.
1	7600.	311.	516.	5.0	870.	510	380.
2	11600.	480.	793.	6.0	1320.	510	1076.
3	10990.	744.	1040.	6.0	0.	510	1431.

Page 2

04-01-2002

NTf 2947/10

TP 55386

NOTE GENERALI

DESCRIZIONE

Torri di tipo autoportante a stelo unico, forma conica costante, ottenuti da lamiera piegata a freddo e saldata nel senso longitudinale. La sezione trasversale forma un poligono regolare di 16 lati, uniti da raccordi circolari realizzati in fase di presso-piegatura.

L'incastro nel blocco di fondazione è realizzato mediante piastra e tirafondi.

Le torri sono costituite da vari tronchi da unire sul luogo di installazione con il metodo di "sovrapposizione ad incastro".

QUALITA' DEI MATERIALI E MODALITA' COSTRUTTIVE

Lamiera acciaio tipo FE 510 UNI EN 10025 avente le seguenti caratteristiche meccaniche:

DESCRIZIONE	MATERIALE	ROTTURA N/mm ²	SNERV. N/mm ²	ALLUNGAM. %
Torre	Acciaio Fe510	≥ 510	$f_y \geq 355$	≥ 21
Piastra base	Acciaio Fe510	≥ 510	$f_y \geq 355$	≥ 22
Tirafondi	Acciaio Fe510	≥ 510	$f_y \geq 355$	≥ 22

La pressopiegatura della lamiera avviene nel rispetto dei raggi di curvatura prescritti dalle norme UNI EN 10025.

CAMPO DI APPLICAZIONE

La presente relazione di calcolo contempla esclusivamente le componenti strutturali espressamente analizzate, tutti gli accessori ed i dispositivi di movimentazione non sono esaminati nel presente documento.

CARICO UNITARIO DI VENTO

Velocità del vento $V = 25.0$ m/sec
 Variabile con l'altezza della torre.

Pressione di riferimento q.rif. = 39.06 daN/mq
 Categoria di esposizione = 2
 Coeff. di esposizione (=ce) come da D.M. del 16/01/96.
 Coefficiente di topografia cp = 1.000
 Coeff. di forma (=cf) come da D.M. del 16/01/96.
 Coeff. dinamico (=cd) come da D.M. del 12/02/82.

CARICHI CONCENTRATI

LIV. di car.	CAR. carico daN	ORIZZ. VAR. ecc. m	CAR.ORIZZ. carico daN	COST. ecc. m	CAR.VERTICALI carico daN	ecc. m
1	574. (185.)	-.20			400.	.00
2	568. (185.)	-1.70			400.	.00
3	607. (200.)	-3.00			620.	-.50

CARICHI VERTICALI DISTRIBUITI

Torre = 2976. kg
 Accessori continui (scale, vassoi ..) = 368. kg

CARICHI DI VENTO DISTRIBUITI LUNGO IL FUSTO

Il carico orizzontale di vento viene determinato, per ogni sezione considerata, in base alla relazione:

$$Q = (D \cdot C_{ft} + A_s \cdot C_{fs}) q_{rif} \cdot C_p \cdot C_e \cdot C_d \quad : \text{ daN/m}$$

ove, oltre i simboli già indicati:

D; C_{ft} : diam. esterno e coeff. forma fusto

A_s ; C_{fs} : area parti piene e coeff. forma accessori

$$A_s = 0.14 \text{ mq/m} \quad - \quad C_{fs} = 1.4$$

NOTA: L'eccentricità dei carichi orizzontali è nulla alla sommità del tronco inclinato; è positiva o negativa, rispettivamente al di sopra o al di sotto della sommità e misurata lungo l'asse della torre e/o del tronco inclinato. L'eccentricità dei carichi verticali è riferita all'asse della torre e/o del tronco inclinato

Testa = sommità del tronco inclinato - Base = base fusto verticale.
 I carichi tra parentesi sono relativi alla pressione q_{rif} .

METODO DI CALCOLO

Il calcolo delle sollecitazioni viene eseguito considerando i carichi statici specificati ai punti precedenti e gli effetti del II ordine, impostando l'equilibrio nella configurazione deformata e risolvendo il sistema mediante la matrice di rigidezza globale della struttura (KE + KG).

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI AMPLIFICAZIONE DINAMICO -CDN- DEI CARICHI DI VENTO:

Il coefficiente dinamico viene determinato sulla base delle norme tecniche sui carichi... di cui al D.M. 12-2-82, mediante la determinazione del periodo proprio T del primo modo di vibrare della struttura.

Il periodo T è determinato attraverso il metodo di RAYLEIGH suddividendo ogni tronco della torre in vari elementi finiti, caricando i nodi di vari elementi con il peso proprio degli stessi e con il carico verticale ad essi relativo; si determina così la deformata e le frecce corrispondenti ad ogni singolo nodo.

Detta Y_i la freccia generica del nodo i -esimo e P_i il carico applicato, si ha:

$$T = 2 \times 3.14 \left(\frac{\sum P_i X_i Y_i^2}{g \sum P_i X_i Y_i} \right)^{1/2} = 1.59 \text{ sec}$$

$$g = 9.81 \text{ m/sec}^2 \text{ accelerazione di gravità}$$
$$\text{SUM} = \text{sommatoria}$$

Ora sulla base delle Istruzioni per l'applicazione delle norme tecniche... di cui al D.M. 12-2-1982 si ottiene:

$$\text{CDN} = 1.000$$

tale valore va a moltiplicare le sollecitazioni T ed M come pure le deformazioni elastiche. Queste ultime in cima alla torre valgono :

$$\text{Freccia} = 1.043 \text{ m}$$

$$\text{Rotazione} = 4^\circ.22 \text{ sessadecimali}$$

Nel valore del momento M dei singoli tronchi è compreso anche il contributo generato dal peso proprio che si trova sbandato rispetto alla verticale. Il valore max di questo contributo (in base) vale:

$$\text{MP} = 553.99 \text{ daNm}$$

Il valore della sollecitazione max Stot viene determinato mediante la relazione :

$$\text{Stot} = M/W + N/A$$

VERIFICA DEI VARI TRONCHI

NT	Y m	D mm	S mm	W cmc	A cmq	N daN	T daN	M daNm	sam daN/cmq	stot daN/cmq
0	.0	238.	5.0	202.	36.	0.	0.	0.	2416.	0.
0	.5	253.	5.0	228.	39.	422.	597.	240.	2365.	116.
0	1.1	267.	5.0	256.	41.	444.	619.	632.	2315.	258.
0	1.6	282.	5.0	286.	43.	468.	642.	1039.	2270.	374.
0	2.2	296.	5.0	317.	45.	892.	1234.	1773.	2230.	579.
0	2.7	311.	5.0	350.	48.	920.	1258.	2577.	2193.	756.
1	2.7	311.	5.0	350.	48.	920.	1258.	2577.	2193.	756.
1	4.0	347.	5.0	438.	53.	1610.	1932.	4773.	2115.	1119.
1	5.4	383.	5.0	537.	59.	1685.	2001.	7559.	2052.	1436.
1	6.7	420.	5.0	646.	65.	1767.	2073.	10435.	2000.	1643.
1	8.1	456.	5.0	765.	70.	1855.	2148.	13403.	1956.	1779.
1	9.4	492.	5.0	894.	76.	2001.	2225.	16468.	1918.	1869.
2	9.4	480.	6.0	1013.	89.	2001.	2225.	16468.	2026.	1648.
2	11.5	536.	6.0	1266.	99.	2178.	2345.	21341.	1966.	1708.
2	13.5	591.	6.0	1546.	110.	2371.	2470.	26455.	1918.	1732.
2	15.6	647.	6.0	1855.	120.	2581.	2599.	31818.	1877.	1737.
2	17.7	702.	6.0	2192.	130.	2807.	2729.	37432.	1843.	1730.
2	19.7	758.	6.0	2556.	141.	3200.	2860.	43302.	1815.	1717.
3	19.7	744.	6.0	2462.	138.	3200.	2860.	43302.	1821.	1782.
3	21.9	803.	6.0	2875.	149.	3474.	2995.	49851.	1794.	1757.
3	24.1	862.	6.0	3320.	160.	3768.	3123.	56670.	1770.	1730.
3	26.3	921.	6.0	3798.	171.	4080.	3250.	63742.	1749.	1702.
3	28.5	981.	6.0	4308.	183.	4412.	3383.	71075.	1731.	1674.
3	30.7	1040.	6.0	4849.	194.	4763.	3523.	78679.	1715.	1647.

Per il calcolo della fondazione, i carichi a livello del terreno valgono:

sforzo normale N = 4763. daN
 taglio T = 3523. daN
 momento M = 78679. daNm

VERIFICA SISMICA

Legge 2 Febbraio 1974 n.64
D.M. 16.1.96

Essendo:

$S=12$ il coefficiente di intensità sismica per le zone di I[^] categoria
 $C=(S-2)/100=0.1$ il relativo grado di sismicità
 $R=1.00$ il coefficiente di risposta
 $I=1.4$ il coefficiente di protezione sismica
 $W= 4763. \text{ kg}$ il peso delle masse strutturali del carico di esercizio e della neve
 $H=28.00 \text{ m}$ l'altezza della struttura

La risultante della forza orizzontale :

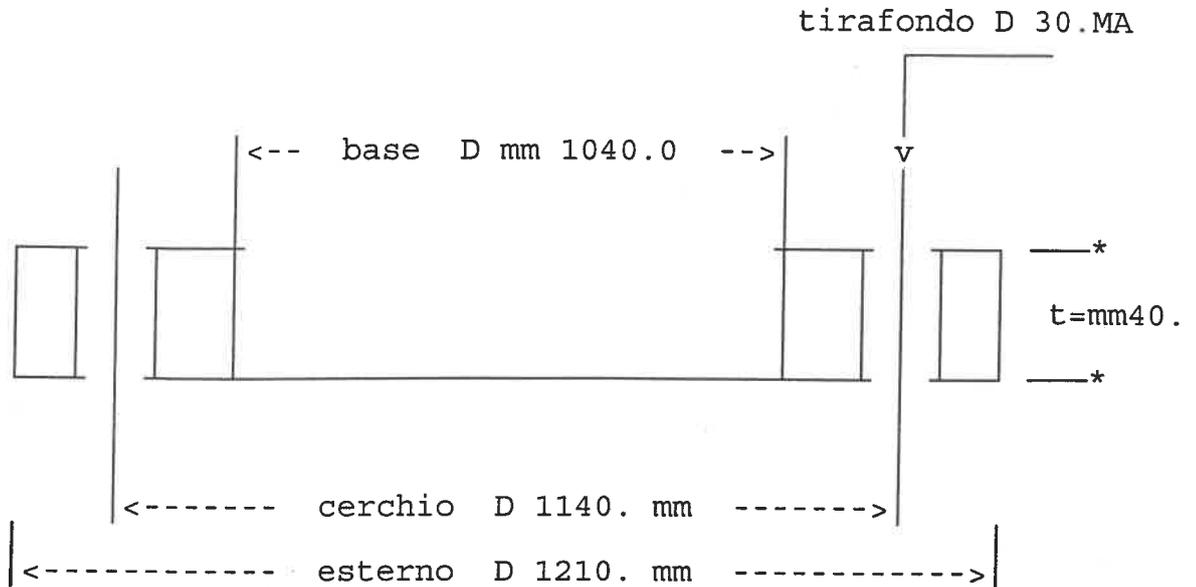
$$F=C*R*I*W= 666.8 \text{ daN}$$

Per semplicità e ad evidente vantaggio della sicurezza, si considera la forza F applicata alla quota H .
Risulta il momento flettente alla base:

$M=F*H= 18671. \text{ daNm}$ inferiore al valore di $78679. \text{ daNm}$
che il tabulato indica per la sezione di base.

VERIFICA FISSAGGIO ALLA BASE:

momento - M = 78679. daNm
 sforzo normale - N = 4763. daN
 tirafondi Fe 510 - sadm = 2400.daN/cm²
 piastra FE 510 - sadm = 2400. daN/cm²



TIRAFONDI n. 28 d=30.MA - area netta cm² 5.61/cad
 secondo UNI 4535-64.

Viene considerato il modulo di resistenza della sezione
 costituita dall'area netta dei tirafondi distribuiti
 lungo il cerchio di foratura.

Si ottiene $W = 4477. \text{ cmc}$ e quindi :

$$\text{stot} = M/W + N/(n.TIR * A.TIR) = 1788. \text{ daN/cm}^2 < 2400 \text{ daN/cm}^2$$

PIASTRA DI BASE - spessore t = 40. mm

Si considera una lastra circolare incastrata avente una
 zona centrale infinitamente rigida.

Si ottiene $W = 9760. \text{ cmc}$ e quindi :

$$\text{stot} = 100 \times 78679. / 9760. = 806. \text{ daN/cm}^2 < 2400. \text{ daN/cm}^2$$

Dott. Ing. CHIUSSE ROBERTO
 Ordine degli Ingegneri di Reggio Emilia n. 1150
 Tel. 051/96.40.41 Fax 051/96.05.30
 Studio presso SIDERPALI S.p.A.
 Via Cassoleto

VERIFICA STABILITA' FONDAZIONE

STRUTTURA : C.S.RUFFINI - TO - TORRE FARO H=30m
RIFERIMENTO CALCOLO TORRE TP 55386

NORME E ISTRUZIONI DI CALCOLO

- 1) Legge 5/11/1971 N°1086 "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica."
- 2) Legge 2/2/1974 N°64 (Norme sismiche)
- 3) D.M.LL.PP. N° 47 del 11/3/1988 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e le prescrizioni per la progettazione e l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione."
- 4) D.M.LL.PP. N° 28 del 21/3/1988 Norme CEI 11/4:
Esecuzione delle linee elettriche aeree esterne.
Sez. 5 : Fondazioni
- 5) D.M.LL.PP. 9/1/96 " Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale, precompresso e per le strutture metalliche
- 6) D.M.LL.PP. 16/1/96 " Norme tecniche per la costruzione in zona sismica. "
- 7) D.M.LL.PP. 16/1/96 " ..Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi."

PARAMETRI DI PROGETTO E CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Terreno:

pressione max ammissibile Sam = 1.50 daN/cm²
peso specifico Pst = 1600. daN/mc

Conglomerato :

peso specifico Psc = 2200. daN/mc
Classe: Rck >= 25 N/mm²

Ferro di armatura: tipo FeB 44 K

CARICHI AL PIANO DI CAMPAGNA :

peso strutture N = 4763. daN
taglio T = 3523. daN
momento M = 78679. daNm

Dott. Ing. CHIUSI ROBERTO
Ordine degli Ingegneri di Reggio Emilia n. 1150
Tel. 051/96.40.41 Fax 051/96.05.30
Studio presso SIDERPALI S.p.A.
Via Cassoletta n. 20 Crespellano (BO)

08-01-2002

NFF 975/10 - NTF 2947/10

TP 55427

CALCOLO DELLE PRESSIONI SUL TERRENO

MOMENTO RIBALTANTE (a fondo scavo)

$$M_r = M + T_x H_{tot} = 86429.9 \text{ daNm}$$

VOLUME BLOCCO FONDAZIONE : $V_{tot} = 25.0 \text{ mc}$

VOLUME TERRENO COLLABORANTE : $V_{ter} = 21.6 \text{ mc}$

PESO RESISTENTE : $Q = V_{tot} \times P_{sc} + V_{ter} \times P_{st} + N = 94241. \text{ daN}$

STABILITA' :

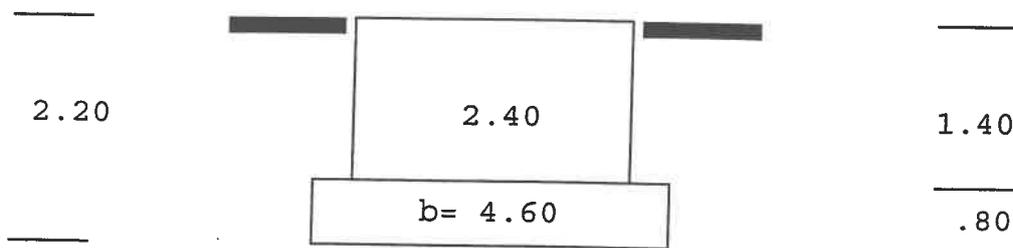
$$\text{peso} \quad 0.85 \times Q \times b/2 = 184242.0 \text{ daNm}$$

$$\text{momento stabilizzante } M_s = 184242.0 \text{ daNm} > M_r$$

Eccentricità $e = M_r/Q = .917 \text{ m}$

Pressione $St = 2 \times Q/3b(b/2 - e) = .99 \text{ daN/cm}^2 < S_{am}$

N.B. Le quote del disegno sono in m.



SEZIONI MINIME DI ARMATURA

PLATEA INFERIORE :

armatura incrociata nei piani superiore ed inferiore
pari a: $10 \text{ cm}^2/\text{ml}$

BLOCCO SUPERIORE :

armatura verticale sulle 4 facce: $10 \text{ cm}^2/\text{ml}$

STAFFATURA ORIZZONTALE: $10 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Dott. Ing. **CHIUSSI ROBERTO**
Ordine degli Ingegneri in Emilia n. 1150
Tel. 051/964111 - Fax 051/96.05.30
Studio presso **SIDERPALI S.p.A.**
Via Cassolella n. 20 - Crespellano (BO)

08-01-2002

Nff 975/10 - NTF 2947/10

TP 55427

Pag. 2/2



SIDERPALI S.P.A.



CAMPO SPORTIVO "RUFFINI"

TORINO

TORRE FARO CON PIATTAFORMA FISSA H = 30 m

CON N. 32 PROIETTORI RA 2000W - FIVEP

PROGETTO DI FONDAZIONE A PLINTO

Dott. Ing. CHIUSI ROBERTO
Ordine degli Ingegneri di Reggio Emilia n. 1150
 Tel. 051/96.40.41 Fax. 051/96.05.30
 Studio presso SIDERPALI S.p.A.
 Via Cassolotta n. 20 - Cresnellano (BO)

5							
4							
3							
2							
1							
0	Emissione		04/01/02	<i>[Signature]</i>			
REV.	EDIZIONI	DATA	ESEGUITO	CONTR.TO	APPROVATO		
					DTE	REQ.	
					TP 55387	1	

INDICE

1. Introduzione e descrizione della struttura.

1.1. Note alla progettazione.

1.2. Carichi esterni agenti.

2. Norme ed Istruzioni di calcolo.

2.1. Documentazione di riferimento.

3. Materiali utilizzati

3.1. Conglomerato cementizio.

3.2. Acciaio da cemento armato

4. Criteri di progetto delle fondazioni.

5. Verifica al ribaltamento e determinazione della pressione massima ammissibile.

5.1. Verifica al ribaltamento.

5.2. Determinazione della pressione massima ammissibile.

6. Progetto e verifica sezioni in cemento armato.

6.1. Riseghe della fondazione.

6.2. Parte superiore.

ALLEGATO A: VERIFICA DEL PILASTRINO SUPERIORE

ALLEGATO B: DETERMINAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO.

AII. B. DETERMINAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE DEL TERRENO.

Formula generale di Brinch - Hansen

$$q_{LIM} = \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} + c N_c s_c d_c i_c + q N_q s_q i_q d_q$$

Si fanno le seguenti ipotesi di base:

- 1) L'inclinazione del piano di campagna è nulla
- 2) L'inclinazione del piano della fondazione è nulla
- 3) Si è considerato il **momento flettente parallelo ad un lato della fondazione.**

Caratteristiche del terreno:

Peso specifico:	$\gamma =$	800	Kg/m ³
Angolo di attrito interno:	$\phi =$	30	
Coesione:	$c =$	0	Kg/cm ²

Caratteristiche della fondazione:

Larghezza della fondazione:	$B_r =$	5,00	m (direzione del momento)
Lunghezza della fondazione:	$L =$	5,00	m
Profondità della fondazione:	$H =$	5,00	m

Sollecitazioni al piano di imposta della fondazione.

N	T	M	Ecc. e	B	m
Kg	Kg	Kgm	m	m	
241663	3523	96294	0,398	4,20	1,54

Coefficienti di calcolo:

		Fattore di forma	Piano di posa	Inclinazione carico
Scorrimento:	$N_{\gamma} =$ 22,4	$s_{\gamma} =$ 0,66		$i_{\gamma} =$ 0,963
Coesione:	$N_c =$ 30,14	$s_c =$ 1,51	$d_c =$ 1,31	$i_c =$ 0,976
Sovraccarico:	$N_q =$ 18,4	$s_q =$ 1,49	$d_q =$ 1,25	$i_q =$ 0,978

Calcolo della capacità portante:

	Scorrimento Kg/cm ²	Coesione Kg/cm ²	Sovracc. Kg/cm ²	Totale Kg/cm ²	
q _{LIM}	2,50	0,00	10,93	13,43	
q _{LIM}	2,50	0,00	14,09	16,59	con coeff. d
q _{LIM}	2,41	0,00	10,69	13,10	con coeff. i
q _{LIM}	2,41	0,00	13,77	16,18	con coeff. i e d

Fattore di sicurezza: 3

Portata ammissibile del piano di posa della fondazione:

$\sigma_{adm} =$	4,48	Kg/cm²	
$\sigma_{adm} =$	5,53	Kg/cm²	con coeff. d
$\sigma_{adm} =$	4,37	Kg/cm²	con coeff. i
$\sigma_{adm} =$	5,39	Kg/cm²	con coeff. i e d

Dott. Ing. CHIUSI ROBERTO
Ordine degli Ingegneri di Reggio Emilia n. 1150
Tel. 051/96.40.41 - Fax 051/96.05.30
Studio presso SIDERPALI S.p.A.
Via Cassoletta n. 20 - Crespellano (BO)

CAP.1. INTRODUZIONE E DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA.

La presente relazione riguarda il dimensionamento e la verifica strutturale della fondazione a plinto per torre poligonale adibita a sostegno n. 32 proiettori tipo Ra 2000 W – FIVEP.

La torre ha altezza:

H = 30 m.

Tale torre e relativa fondazione verranno collocate all'interno del campo sportivo "RUFFINI" di Torino.

La struttura in elevazione è collegata alla fondazione attraverso una flangia saldata alla base della torre e ai rispettivi tirafondi annegati nel calcestruzzo.

Il plinto è formato da un blocco con le seguenti dimensioni principali:

- altezza complessiva m. 5.00;
- altezza della risega alla base m. 1.00,
- soletta di fondo con area di impronta pari a 5.00 x 5.00 m.

La relazione di calcolo si sviluppa nei seguenti punti:

- a) verifica di stabilità;
- b) verifica che la pressione massima sul terreno sia minore o uguale alla pressione massima ammissibile;
- c) dimensionamento e verifica delle sezioni in cemento armato costituenti la risega e il blocco superiore di fondazione.

La pressione ammissibile sul terreno, con adeguato coefficiente di sicurezza, ed in aderenza alla /7/ risulta pari a:

Carico lungo la normale: $p_{\max, adm} \leq 5.00 \text{ daN/cm}^2$

Carico lungo la diagonale: $p_{\max, adm} \leq 5.00 \text{ daN/cm}^2$

1.1. Note alla progettazione.

NOTA1: il piano di imposta della fondazione viene posto ad una profondità di 5.00 m dal piano di campagna, come richiesto dal Cliente, al fine di non interagire con le strutture vicine, anche di futura esecuzione.

NOTA2: il calcolo della portata del terreno è stata eseguita sulla base delle considerazioni stratigrafiche fornite in /7/, tenendo conto inoltre di una eventuale presenza di falda.

NOTA3: la condizione provvisoria citate in /7/ relativamente alla mancanza di terreno superiormente alla soletta del plinto è stata considerata e porta a pressioni sul terreno minori di quelle presenti in questa relazione mentre la verifica a stabilità è comunque soddisfatta.

NOTA4: L'eventualità di una spinta sul plinto per uno scavo eseguito solo su un lato dello stesso, deve essere considerata con prudenza e la DD.LL. dovrà prendere gli adeguati provvedimenti di carattere provvisorio per la stabilità del plinto, soprattutto in funzione di eventuali rotazioni non controllabili in fase di calcolo.

1.2. Carichi esterni agenti

Le sollecitazioni utilizzate per dimensionare e verificare la fondazione sono ricavate dal calcolo della struttura in elevazione /8/:

I carichi agenti all'estradosso del plinto, risultano:

N =	4763	daN
T =	3523	daN
M =	78679	daNm

agenti in qualunque direzione.

CAP. 2. NORME ED ISTRUZIONI DI CALCOLO.

/1/ Legge 5.11.1971 N° 1086 " Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato e precompresso ed a struttura metallica".

/2/ D.M.LL.PP. 09.01.1996 " Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale, precompresso e per le strutture metalliche."

/3/ D.M.LL.PP. 16.01.1996 " Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche ".

/4/ D.M.LL.PP. 16.01.1996. " Norme tecniche relative ai " Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi"".

/5/ CNR-UNI 10011/88 "Costruzioni in acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione il collaudo e la manutenzione".

/6/ D.M.LL.PP.11/03/88 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione."

2.1. Documentazione di riferimento.

/7/ Relazione geotecnica a cura della Società I.G. Ingegneria Geotecnica, doc. R20639/002 – PEI/FER/BON/mf del 18/12/01.

/8/ Relazione di calcolo struttura in elevazione; documento
SIDERPALI TP55386

/9/ Disegno di progetto della fondazione; documento
SIDERPALI n. TP 55388

3. MATERIALI UTILIZZATI.

3.1. Conglomerato cementizio.

Lo studio della miscela dovrà essere condotto in fase operativa concordamente con la Direzione Lavori tenendo conto della qualità e reperibilità dei singoli componenti nonché delle modalità di posa in opera e condizioni di maturazione.

La classe del calcestruzzo adottata nella progettazione esecutiva sarà:

$$R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$$

3.2. Acciaio da cemento armato.

Si useranno barre ad aderenza migliorata del tipo Fe B 44 K controllato un stabilimento avente le seguenti caratteristiche meccaniche:

tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} \geq 430 \text{ N/mm}^2$

tensione caratteristica di rottura: $f_{yt} \geq 540 \text{ N/mm}^2$

allungamento percentuale $A \% \geq 12$

4. CRITERI DI PROGETTO DELLA FONDAZIONE.

Per il dimensionamento e la verifica della fondazione vengono assunti i seguenti criteri:

⇒ I momenti sono riferiti al piano di imposta della fondazione.

⇒ Per "portanza del terreno", ovvero "pressione ammissibile sul terreno" si intende la effettiva capacità portante al piano di imposta della fondazione (fondo scavo) se non diversamente indicato nella relazione geologico/geotecnica.

⇒ La verifica di stabilità è eseguita considerando, oltre al peso del blocco, il peso di terreno direttamente sovrastante la platea.

⇒ Le azioni di carattere flessionale sono considerate sia parallele che diagonali ad un lato della fondazione.

Valori numerici materiali:

Peso terreno: senza falda: $\gamma_t = 1600 \text{ daN/m}^3$

Peso calcestruzzo: senza falda: $\gamma_c = 2500 \text{ daN/m}^3$

5. VERIFICA DI STABILITA' E DETERMINAZIONE DELLA PRESSIONE

MASSIMA DI CONTATTO.

5.1. Verifica al ribaltamento.

Caratteristiche delle sollecitazioni massime ad estradosso plinto:

Sforzo normale:	N =	4763	daN
Taglio:	T =	3523	daN
Momento flettente:	M =	78679	daNm

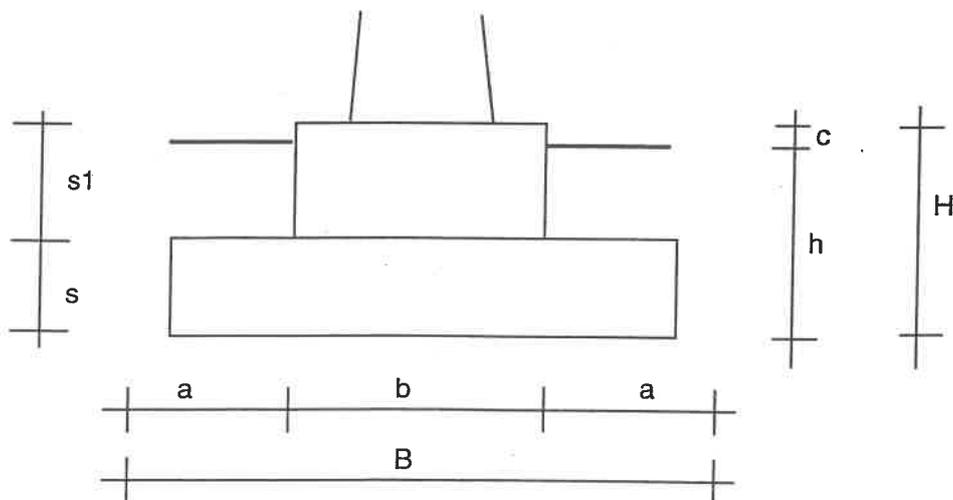
Pressione massima ammissibile:

Carico lungo la normale del plinto:	$\sigma_{adm, n} =$	5.00	daN/cm ²
Carico lungo la diagonale del plinto:	$\sigma_{adm, d} =$	5.00	daN/cm ²

Dimensioni plinto (base quadrata):

Largh.soletta di base:	B =	5.00	m
Altezza soletta:	s =	1.00	m
Altezza pilastrino	s1 =	4.00	m
Larghezza pilastrino	b =	2.00	m
Altezza totale:	H =	5.00	m
Altezza terreno sup.:	c =	0.00	m
Altezza fondaz. nel terr.:	h =	5.00	m
Sbalzo risega:	a =	1.50	m

Schema (non in scala):



Caratteristiche meccaniche materiale:

Calcestruzzo:	$\gamma_c =$	2500	daN/m ³
Terreno:	$\gamma_t =$	1600	daN/m ³
Coeff. di reazione later.:	$\lambda_t =$	0	daN/m ³
Volume calcestruzzo:	$V_{cls} =$	41.00	m ³
Volume terreno:	$V_{terr} =$	84.00	m ³

Momento ribaltante:

$$Mr = M + TH$$

Risulta: $Mr = 96294$ daNm

Peso resistente:

$$Q = V_{cls} \times \gamma_c + V_{terr.} \times \gamma_t + N = 241663 \text{ daN}$$

Momenti stabilizzanti:

Peso:	$Ms_1 = Q \times B / 2 =$	604158	daNm
Reazione laterale:	$Ms_2 =$	0	daNm
	Ms, totale	604158	daNm

Coefficiente di sicurezza al ribaltamento:

$$v = Ms / Mr = 6.27 > 1,50$$

5.2. Determinazione della pressione sul terreno:

Carico lungo un lato della fondazione:

$$M = Mr - Ms_2 = 96294 \text{ daNm}$$

$$\text{Eccentricità (cm)} = 39.8 < B/6 \text{ (cm)} = 83.3$$

sezione completamente reagente

$$\text{Larghezza zona compressa (cm)} = 500$$

Pressione massima:

$$\sigma_{\max} = 1.43 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{\text{ammiss}}$$

Carico lungo la diagonale della fondazione:

Si esegue la verifica con metodo di calcolo automatico f.e.m. Preflex del programma STRAND della Soc En.Ex.SyS di Casalecchio di Reno (BO).

La pressione massima che si ricava in uno spigolo della fondazione, in campo elastico lineare, risulta:

$$\sigma_{\max} = 1.80 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{\text{ammiss}}$$

Sui 2 vertici adiacenti a quello con pressione massima si riscontra una tensione pari a:

$$0.60 \text{ daN/cm}^2$$

Con il metodo manuale di Schulze si ritrova analogo risultato.

$$D = B \times 2^{0.5} = 7.07 \text{ m}$$

$$ed = (M / N) / 2^{0.5} = 0.28 \text{ m}$$

$$n = B/2 - ed = 2.22 \text{ m}$$

$$n/B = 0.44 \text{ m} \quad \text{da cui } z = 1.50$$

$$\sigma_{\max} = z \times N / (2 \times n)^2 = 1.84 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{\text{ammiss}}$$

6. PROGETTO E VERIFICA SEZIONI IN CEMENTO ARMATO.

6.1. Riseghe della fondazione.

Si considerano le pressioni calcolate nella verifica con carico normale all'asse in quanto le pressioni medie sono maggiori rispetto a quelle della verifica delle pressioni lungo la diagonale.

Tensione minima al lato "A" della soletta:

$$\sigma_{\min} = 0.50 \text{ daN/cm}^2$$

Pressione sul terreno all'attacco con il pilastro (punto D):

$$\sigma'_{\text{sol}} = 1.15 \text{ daN/cm}^2$$

Pressioni di verifica sezioni in c.a. prima soletta ottenute decurtando il valore di pressione fornito dal plinto e dal terreno sovrastante:

$$\text{Estremità plinto: } 0.539 \text{ daN/cm}^2 \qquad \text{Attacco pilastro: } 0.262 \text{ daN/cm}^2$$

Calcolo momento flettente totale all'incastro tra soletta inferiore e superiore considerando tutto il carico che grava su 1/4 di soletta:

Sulla soletta centrale: 10044 daNm

Sugli sbalzi (daNm) = $5282 \times 2 = \underline{10564}$ daNm

$$M_{\text{tot}} = 20609 \text{ daNm}$$

Momento di verifica (daNm/m):

$$M_v = M_{\text{tot}} / B = 10304 \text{ daNm/m}$$

Sezione di verifica:

Base (cm) = 100 Altezz. (cm) = 100 G ferri (cm) = 8.0

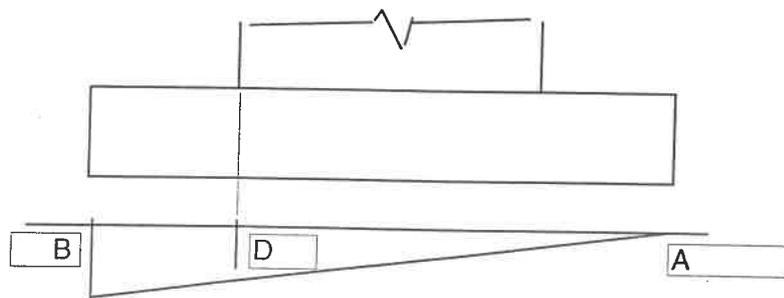
Armatura:

			passo (cm)			
As =	1 ϕ	20	23	pari a	13.66	cm ² /ml
A's =	1 ϕ	14	23	pari a	6.69	cm ² /ml

Risulta:

$$\sigma_{C_{\max}} = 13 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{C_{\text{adm}}}$$

$$\sigma_{S_{\max}} = 878 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{S_{\text{adm}}}$$



6.2. Parte superiore.

Dado superiore:

Armatura: 1 ϕ 20 per spigolo 7 ϕ 20 per lato

Sezione di testa:

Carico normale alla fondazione, risulta:

$$\begin{aligned} N \text{ (daN)} &= 4763 & M \text{ (daNm)} &= 78679 \\ \sigma_{C_{\max}} &= 14 & \text{ daN/cm}^2 & < \sigma_{C,adm} \\ \sigma_{S_{\max}} &= 1008 & \text{ daN/cm}^2 & < \sigma_{S,adm} \end{aligned}$$

Carico diagonale alla fondazione, risulta:

$$\begin{aligned} N \text{ (daN)} &= 4763 & M_x \text{ (daNm)} &= 55634 & M_x \text{ (daNm)} &= 55634 \\ \sigma_{C_{\max}} &= 26 & \text{ daN/cm}^2 & < \sigma_{C,adm} \\ \sigma_{S_{\max}} &= 1114 & \text{ daN/cm}^2 & < \sigma_{S,adm} \end{aligned}$$

Sezione di base:

Carico normale alla fondazione, risulta:

$$\begin{aligned} N \text{ (Kg)} &= 44763 & M \text{ (daNm)} &= 92771 \\ \sigma_{C_{\max}} &= 16 & \text{ daN/cm}^2 & < \sigma_{C,adm} \\ \sigma_{S_{\max}} &= 772 & \text{ daN/cm}^2 & < \sigma_{S,adm} \end{aligned}$$

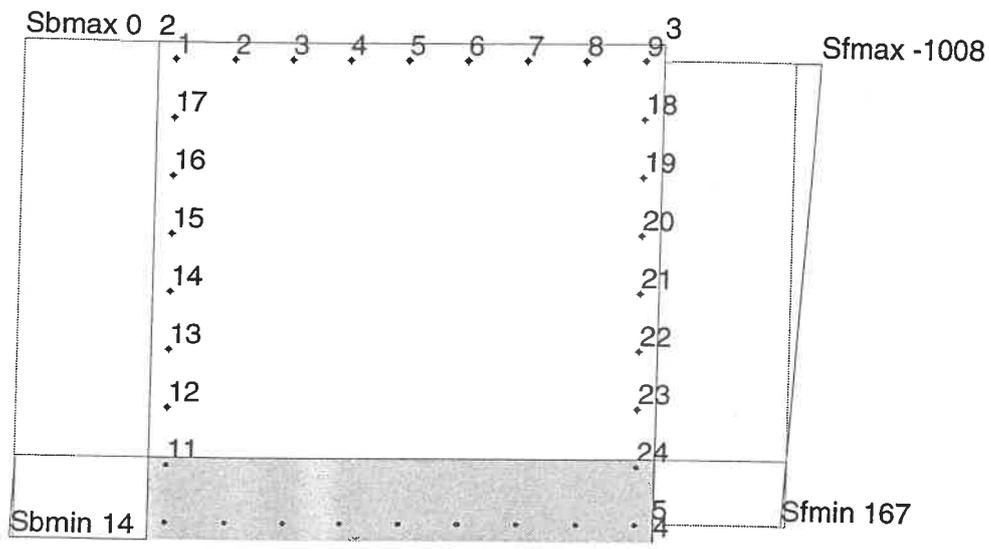
Carico diagonale alla fondazione, risulta:

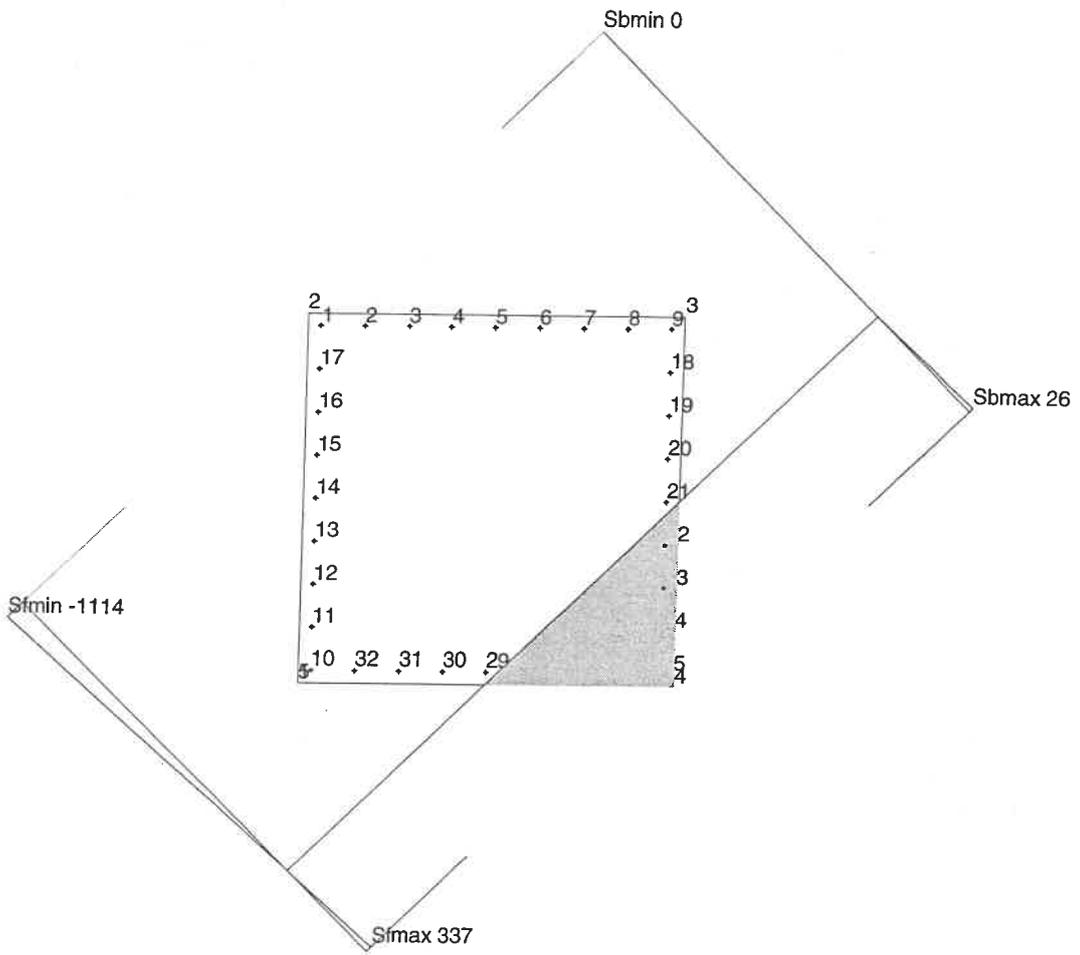
$$\begin{aligned} N \text{ (daN)} &= 44763 & M_x \text{ (daNm)} &= 65599 & M_x \text{ (daNm)} &= 65599 \\ \sigma_{C_{\max}} &= 26 & \text{ daN/cm}^2 & < \sigma_{C,adm} \\ \sigma_{S_{\max}} &= 824 & \text{ daN/cm}^2 & < \sigma_{S,adm} \end{aligned}$$

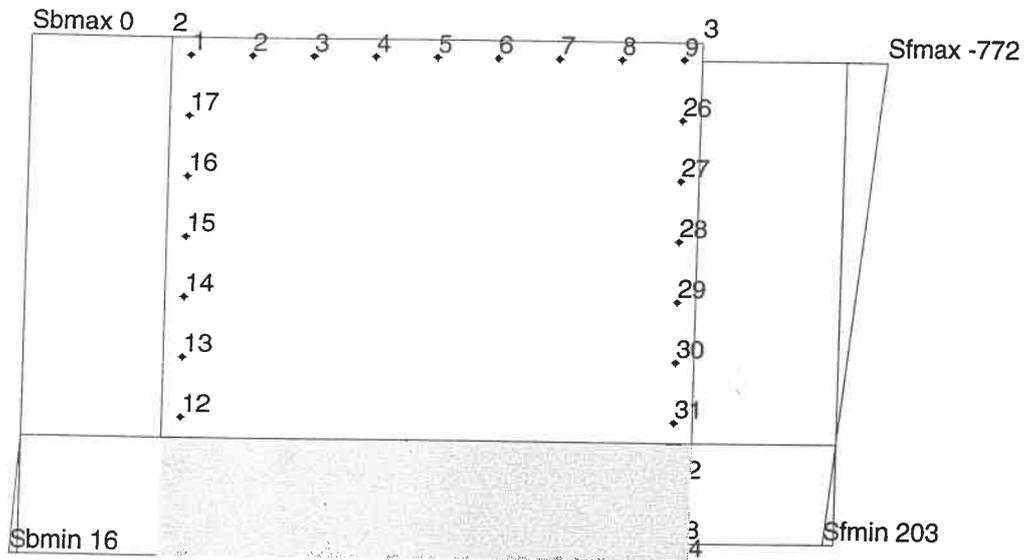
Verifica di aderenza:

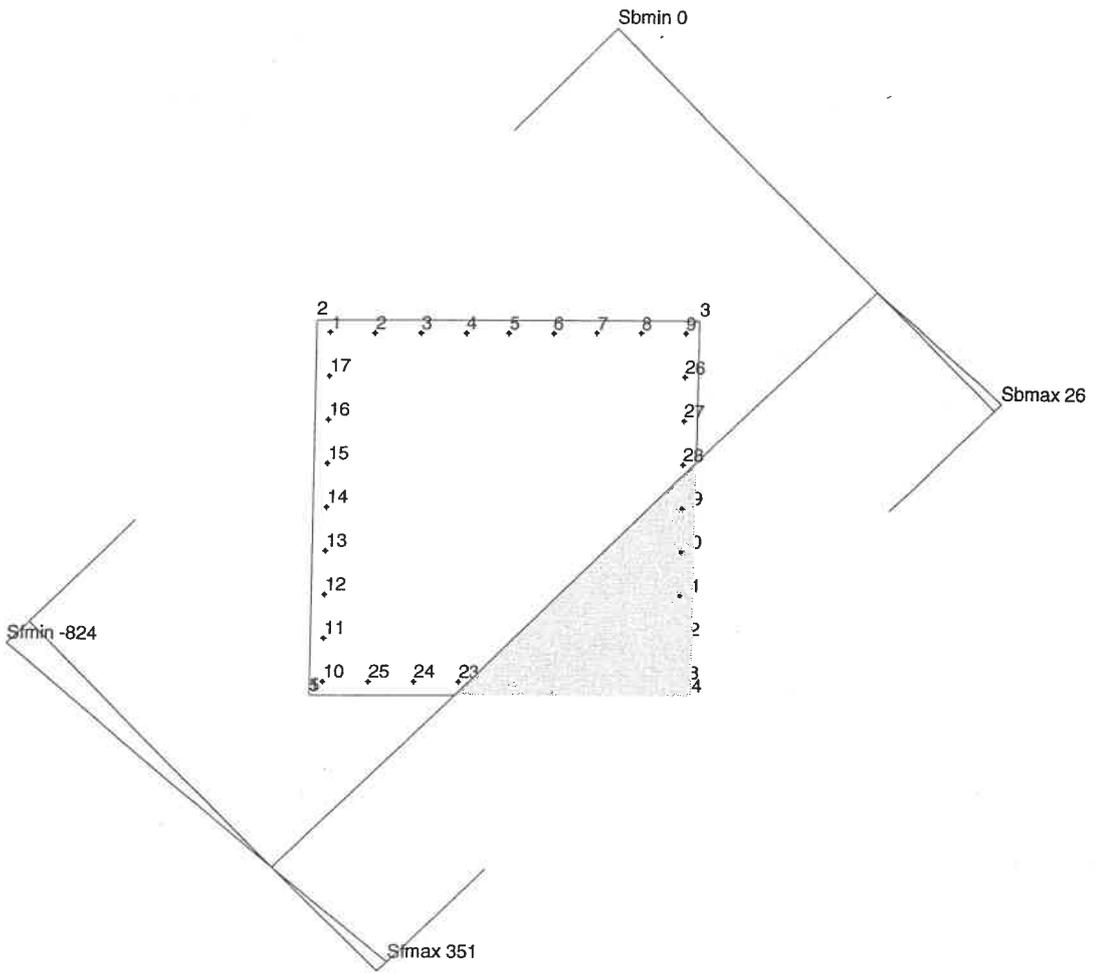
Massimo carico di trazione alla base del pilastro:

$$\begin{aligned} S \text{ (Kg)} &= 824 & \times \text{ Area} &= 2589 & \text{ daN} \\ \tau_{adm} &= 0,50 \times 3 \times 6,0 & &= 9,00 & \text{ daN/cm}^2 \\ \text{Lunghezza di aderenza (cm)} &= 100 \\ \tau &= 4,12 & \text{ daN/cm}^2 & < \tau_{adm} \end{aligned}$$

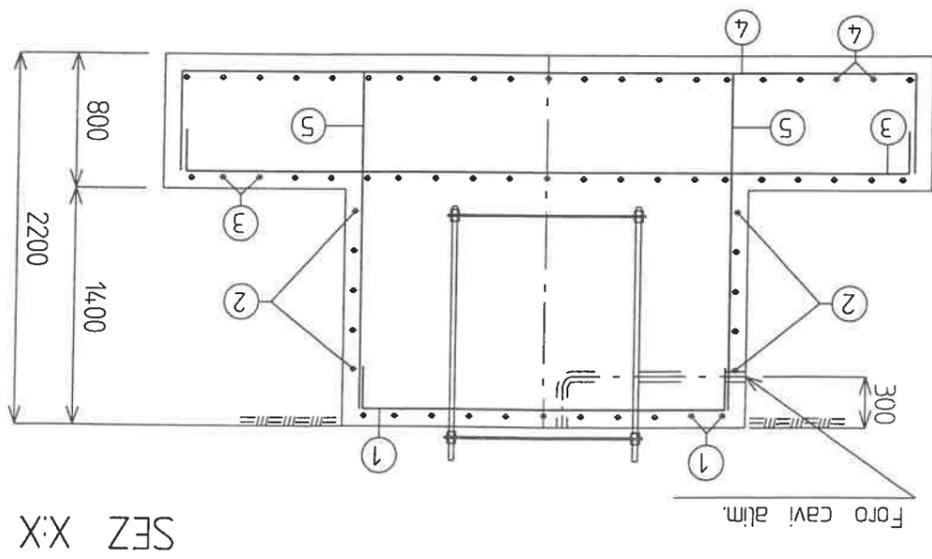
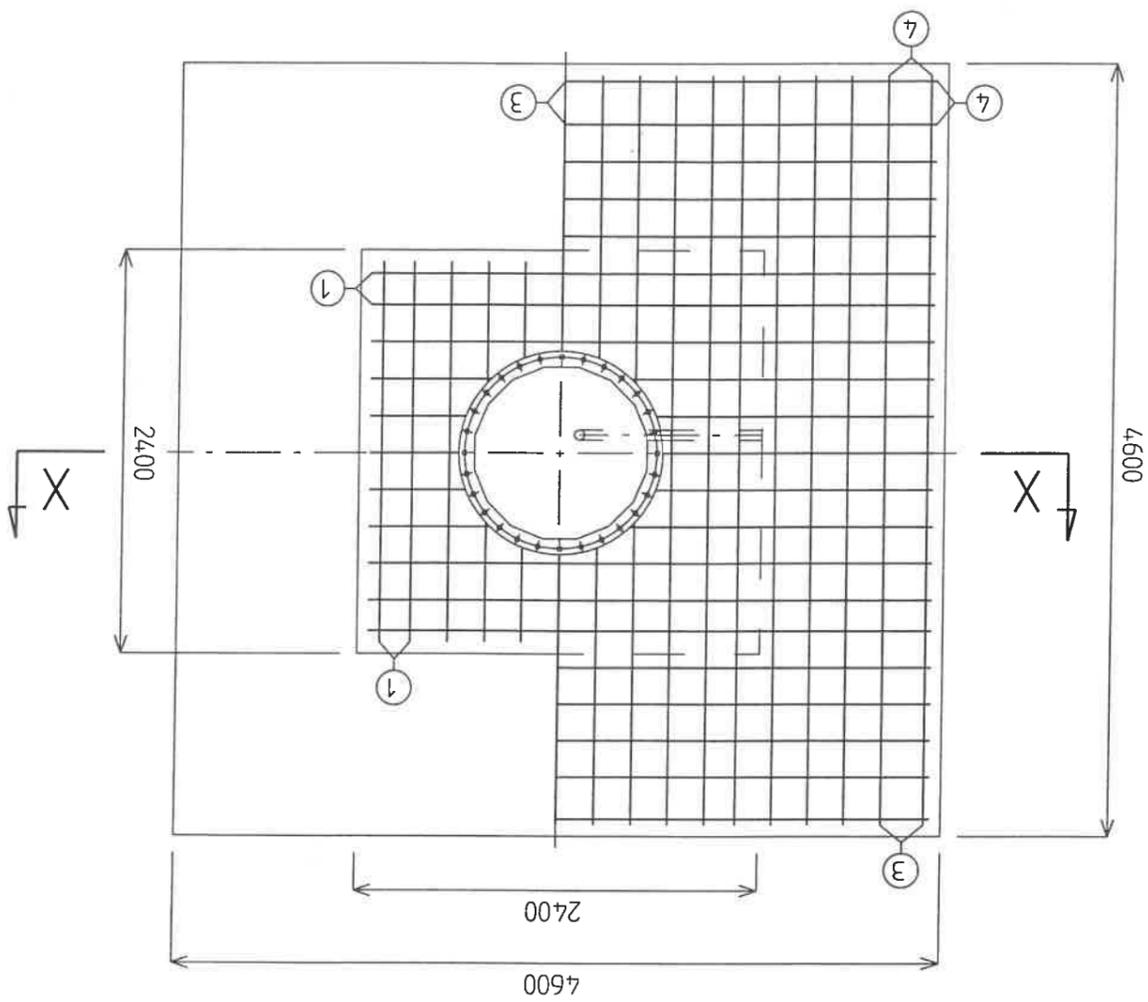








Note:
 Ferro di armatura in Fe B44K
 Calcestruzzo classe Rck 30 N/mm²
 Dimensioni in mm.



SIDERPALI S.p.A.
 40058 CRESPELLANO (BO) ITALIA - VIA CASOLETTA, 20
 TEL. 051/964041 - FAX 051/965330 - TELEX 510218 PALI I
 Questo disegno è proprietà riservata e non potrà essere copiato, riprodotto, ceduto o terzi senza nostra autorizzazione.

CEMS COOP A.R.L. STADIO RUFFINI - TORINO
 TORRE PORTAFARI
 CON PIATTAFORMA FISSA E SCALA
 H=28m

DIS. N° TC55432
 SCALA
 AZIENDA CERTIFICATA
 UNI EN ISO 9001:2015
 CERTIFIED QUALITY SYSTEM

REV.	Emisione	EDIZIONI	DATA	ESEGUITO	CONTR. TO	DTE
0			08/01/2002	GENOVESE	ZANAROLI	FRANCESCINI
1						
2						
3						

TPD	A	B	TOTLUNG	QUANTITA	DIAMETRO
1	2260	250	2760	22	20
2	2300	250	2800	6	16
3	4500	250	5000	42	16
4	4500	700	5900	42	16
5	2100	250	2600	44	20

Dott. Ing. CHUSSI ROBERTO
 Ordine degli Ingegneri di Reggio Emilia n. 1150
 Tel. 051/964041 - FAX 051/965330
 Studio presso SIDERPALI S.p.A.
 Via Casoletta B 20 Crespellano (BO)

