

**Verifica PALO POLIGONALE
e Verifica PLINTO DI FONDAZIONE**

Sito per Telefonia Mobile
Via Pisa 13, Cologno Monzese
Rho, li 01/12/2017

SK progetti srl

Via Dossi, 6 – 20017 Rho (MI) Telefono: +39 02.93.90.43.52 Fax: +39 02.93.90.74.87 info@skprogetti.it
Codice Fiscale e PIVA 05778060961 R.E.A. MI-1847644

Indice

INTRODUZIONE.....	4
GENERALITA'	4
PREMESSA	4
VERIFICA PALO.....	5
DESCRIZIONE STRUTTURA.....	5
NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	5
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI UTILIZZATI.....	5
METODO DI CALCOLO	6
CARICHI	7
COMBINAZIONI DI CARICO.....	9
Coefficiente dinamico.	9
AZIONE SISMICA	10
ANALISI SOLLECITAZIONI.....	14
VERIFICA A FATICA.....	17
VERIFICA DELLA DEFORMAZIONE	17
VERIFICA DELLA FLANGIA DI BASE	18
VERIFICHE FLANGE PALO.....	19
SOLLECITAZIONI ALLA BASE DEL PALO.....	20
VERIFICA PLINTO DI FONDAZIONE.....	21
GENERALITA'.....	21
PREMESSA	21
DESCRIZIONE DELL'OPERA	21
NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	23

SK progetti srl

Via Dossi, 6 – 20017 Rho (MI) Telefono: +39 02.93.90.43.52 Fax: +39 02.93.90.74.87 info@skprogetti.it
Codice Fiscale e PIVA 05778060961 R.E.A. MI-1847644

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI UTILIZZATI.....	23
METODO DI CALCOLO	23
AZIONI SULLE COSTRUZIONI.....	24
COMBINAZIONI DI CARICO.....	24
CARATTERISTICHE TERRENO	25
VERIFICHE	25
VERIFICA COLLASSO PER CARICO LIMITE DELL'INSIEME FONDAZIONE TERRENO.....	25
VERIFICA STABILITA' GLOBALE.....	29
VERIFICA PER COLLASSO PER SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA	30
CONCLUSIONI	31

SK progetti srl

Via Dossi, 6 – 20017 Rho (MI) Telefono: +39 02.93.90.43.52 Fax: +39 02.93.90.74.87 info@skprogetti.it
Codice Fiscale e PIVA 05778060961 R.E.A. MI-1847644

INTRODUZIONE

GENERALITA'

La presente relazione contiene la verifica strutturale per un impianto di antenne per le Telecomunicazioni, relativamente a:

1. Palo metallico autoportante
2. Plinto di fondazione

Considerando la particolare importanza delle reti di telecomunicazioni, la struttura si può classificare in Classe IV secondo il DM2008. La verifica statica viene dunque eseguita con il metodo agli stati limite come previsto dalle NTC2008.

- Comune: Cologno Monzese (Milano)
- Indirizzo sito: Via Pisa 13
- Zona sismica: 3
- Vita nominale: 50 anni
- Classe d'uso: IV
- Categoria del suolo: C
- Classe di esposizione al vento: C III

PREMESSA

Tutte le caratteristiche riguardo ai materiali ed alla geometria utilizzati al fine della presente verifica sono presi dalle relazioni di calcolo allegate. Si rimanda ad esse per approfondimenti e resta inteso che la responsabilità riguardo a tali informazioni è a totale carico dei professionisti firmatari di suddette relazioni, non avendo lo scrivente avuto incarico di verificare la veridicità di tali dati.

E' stato effettuato un controllo visivo (non si è effettuata alcuna prova per determinare fessurazioni, cricche e/o lesioni in quanto non commissionate dal cliente) senza riscontrare problematiche apparenti. Tale controllo è stato effettuato alla base del palo, quindi verificando solo la flangia di base.

SK progetti srl

Via Dossi, 6 – 20017 Rho (MI) Telefono: +39 02.93.90.43.52 Fax: +39 02.93.90.74.87 info@skprogetti.it
Codice Fiscale e PIVA 05778060961 R.E.A. MI-1847644

VERIFICA PALO

DESCRIZIONE STRUTTURA

La struttura del PALO flangiato è costituita da un fusti in lamiera metallica ed è formata da tronchi. L'unione dei vari tronchi è ottenuta tramite giunti flangiati. Il palo ha le seguenti caratteristiche:

1. tronco d 762x11 mm Fe430B (S275) – lunghezza 6000 mm
2. tronco d 610x11 mm Fe430B (S275) – lunghezza 6000 mm
3. tronco d 558x10 mm Fe430B (S275) – lunghezza 6000 mm
4. tronco d 508x10 mm Fe430B (S275) – lunghezza 6000 mm
5. tronco d 457x10 mm Fe430B (S275) – lunghezza 6000 mm
6. pennone d 114x4 mm Fe430B (S275) – lunghezza 2500 mm

Totale altezza palo $h=30$ mt + 2,5 mt pennone

NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Legge 5/11/1971 n° 1086 "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso, ed a struttura metallica".

Legge 2/2/1974 n° 64 "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche" e successivo D.M. 24/1/1986 di approvazione delle norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.

D.M. del 14/1/2008. Norme tecniche per le costruzioni.

Circolare 2/2009, n° 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14/1/2008

Protezione superficiale: zincatura a caldo in accordo alle norme EN1461

EUROCODICE 1 – AZIONI SULLE STRUTTURE - UNI EN 1991-1-4:2005 Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento

EUROCODICE 3 – PROGETTAZIONE STRUTTURE IN ACCIAIO - UNI EN 1993-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici

EUROCODICE 3 – PROGETTAZIONE STRUTTURE IN ACCIAIO - UNI EN 1993-1-5:2007 Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra

EUROCODICE 3 – PROGETTAZIONE STRUTTURE IN ACCIAIO - UNI EN 1993-1-6:2007 Parte 1-6: Resistenza e stabilità delle strutture a guscio.

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI UTILIZZATI

Le caratteristiche del palo sono prese dalla relazione di calcolo precedente allegata:

- Lamiere del fusto in acciaio tipo S275 (Fe430B UNI EN 10025)
- Piastre di giunzione in acciaio tipo S275 (Fe430B UNI EN 10025)

SK progetti srl

Via Dossi, 6 – 20017 Rho (MI) Telefono: +39 02.93.90.43.52 Fax: +39 02.93.90.74.87 info@skprogetti.it

Codice Fiscale e PIVA 05778060961 R.E.A. MI-1847644

- Tirafondi in acciaio tipo S355 (Fe510B UNI EN 10025)
- Bulloneria tronchi di classe 8.8 secondo UNI EN ISO 898-1, zincata a caldo
- Bulloneria accessori di classe 6.8 secondo UNI EN ISO 898-1, zincata a caldo
- Pennone di sommità tipo S235 (Fe360B UNI EN 10025)

Protezione superficiale elementi: zincatura a caldo in accordo alle norme EN1461

METODO DI CALCOLO

Nella presente relazione di calcolo si è utilizzato il "Metodo semiprobabilistico agli stati limite".

Le unità di misura adottate sono daN, N e m, cm, mm.

La struttura è analizzata applicando un semplice modello di trave. Al fine di tenere in conto la variabilità delle caratteristiche geometriche con l'altezza, ogni tronco viene suddiviso in elementi.

Gli elementi, numerati a partire dalla base, hanno le caratteristiche geometriche riassunte in tabella.

Si noti che la dimensione degli elementi è stata modulata in modo da avere i nodi in corrispondenza delle apparecchiature concentrate.

Il modello costituito dagli elementi sopra riportati è analizzato con il metodo degli spostamenti, in modo da ricavare le azioni interne e la deformazione della struttura soggetta ai carichi descritti nel seguito.

In allegato alla seguente relazione si riportano:

- Caratteristiche geometriche dei CONCI in cui è stato suddiviso il palo;
- I carichi agenti lungo il palo suddivisi per ogni concio
- Sollecitazioni caratteristiche presenti in ogni concio

CARICHI

Caratteristiche per il calcolo della pressione del vento

Località	Cologno Monzese		
Regione	Lombardia		
zona	1		Figura 3.3.1
$v_{b,0}$	25	[m/s]	Tabella 3.3.I
a_0	1000	[m]	Tabella 3.3.I
k_a	0,012	[1/s]	Tabella 3.3.I
altitudine s.l.m. - a_s	100	[m]	
velocità di riferimento - v_b	25	[m/s]	Equazione 3.3.1
pressione di riferimento - q_b	391	[N/m2]	Equazione 3.3.4
pressione del vento - $p(z)$	$p = q_b c_e c_p c_d$	[N/m2]	
classe di rugosità del terreno	C		Tabella 3.3.III
categoria esposizione	III		Figura 3.3.2
k_r	0,2		Tabella 3.3.II
z_0	0,1	[m]	Tabella 3.3.II
z_{min}	5	[m]	Tabella 3.3.II
coefficiente topografico - c_t	1		
coefficiente di esposizione - c_e	$c_e = c_e(z)$		Equazione 3.3.5
$c_e(z_{min})$	1,71		Equazione 3.3.5
coefficienti c_p-c_d palo			
coefficiente di forma - c_p	0,70		
coefficiente dinamico - c_d	1,12		
coefficienti c_p-c_d scala + cavi			
coefficiente di forma - c_p	1,00	1,3	
coefficiente dinamico - c_d	1,12		
coefficienti c_p-c_d antenne			
coefficiente di forma - c_p	1,20	1,3	
coefficiente dinamico - c_d	1,12		
velocità del vento per la verifica di deformazione	120	[km/h]	
	33	[m/s]	
pressione di riferimento per la verifica di deformazione - q_d	694	[N/m2]	Equazione 3.3.4
pressione del vento per la verifica di deformazione - p_d	$p_d = q_d c_p c_d$	[N/m2]	

Caratteristiche del manicotto di ghiaccio

Ghiaccio			
spessore del ghiaccio	sice	mm	10
peso proprio	gice	t/m ³	0,7

Carichi distribuiti

Le apparecchiature distribuite lungo il fusto sono riassunte nella tabella seguente.

Scala + cavi			
area	ascale	m ² /m	0,2
peso proprio	gscale	kg/m	10

SK progetti srl

Via Dossi, 6 – 20017 Rho (MI) Telefono: +39 02.93.90.43.52 Fax: +39 02.93.90.74.87 info@skprogetti.it

Codice Fiscale e PIVA 05778060961 R.E.A. MI-1847644

Carichi concentrati

Di seguito vengono riportati i carichi concentrati e le relative altezze:

		n°	antenna singola			z mm
			peso proprio kg	altezza / diametro m	larghezza m	
posizioni singolari						
Base Palo						0
Base Tronco 1						
Testa Tronco 1 / Base Tronco 2						12000
Testa Tronco 2 / Base Tronco 3						18000
Testa Tronco 3 / Base Tronco 4						24000
	parabole	1	35	0,30		27800
	parabole	2	35	0,30		29450
Testa Tronco 4 / Base Tronco 5						30000
	antenne	3	65	2,09	0,50	31400
Testa Tronco 5						
Testa Palo						32500

							azioni concentrate su antenne			
		superficie antenna m ²	superficie ghiaccio m ²	coeff. esposiz. Ce	pressione vento p kg/m ²	pressione vento pd kg/m ²	peso proprio G2 Fv kg	vento su antenne Q2 Fh kg	vento su ghiaccio Q3 Fh kg	vento x deform. Qd Fh kg
z mm	concio n°									
0	0									
12000	40									
18000	60									
24000	80									
27800	93	0,071	0,010	2,843	149	93	35	11	1	7
29450	100	0,141	0,019	2,885	151	93	70	21	3	13
30000	102									
31400	107	3,135	0,157	2,932	154	93	195	483	24	293
32500	112									

SK progetti srl

Via Dossi, 6 – 20017 Rho (MI) Telefono: +39 02.93.90.43.52 Fax: +39 02.93.90.74.87 info@skprogetti.it

Codice Fiscale e PIVA 05778060961 R.E.A. MI-1847644

COMBINAZIONI DI CARICO

Nell'analisi statica della struttura si sono considerate le seguenti combinazioni di carico:

	G1+G2	Q2	Q1	Q3	E
	<i>permanenti</i>	<i>vento</i>	<i>peso manicotto ghiaccio</i>	<i>azione vento su ghiaccio</i>	<i>azioni sisma</i>
STR1	1	1,5	0	1,5	0
STR2	1,3	1,5	1,5	1,5	0
EQU	0,9	1,5	0	1,5	0
GEO	1	1,3	0	1,3	0
SLE	1	1	0	0	0
SISMA	1	0	1	0	1

Pesi propri e permanenti (G1)

Il peso proprio della struttura è stato calcolato sulla base delle masse specifiche di ogni tronco. Analogamente si sono calcolati i carichi permanenti legati al peso delle apparecchiature concentrate e distribuite.

Azione del vento (Q2)

L'azione del vento è stata calcolata in ottemperanza al D.M. 14 gennaio 2008, al quale si rimanda per la simbologia adottata.

Coefficiente dinamico.

Per quanto riguarda il coefficiente dinamico, in assenza di precisi riferimenti normativi a livello nazionale, ci si è riferiti all'Eurocodice 1, che costituisce una normativa di riferimento di sicura affidabilità. Tale normativa fornisce esplicitamente le modalità di calcolo del coefficiente dinamico per strutture generiche. Il calcolo è basato sulla conoscenza del periodo proprio della struttura, che è stato valutato applicando il metodo del rapporto di Rayleigh.

Il primo modo di vibrare è stato approssimato con la deformata strutturale conseguente all'applicazione di una forza concentrata in sommità. Per la struttura in esame, è facile verificare che in questo modo si ottiene una stima sufficientemente precisa.

Per il palo in esame con le masse presenti si ottiene il seguente coefficiente dinamico:

Cd=	1,117
------------	--------------

SK progetti srl

Via Dossi, 6 – 20017 Rho (MI) Telefono: +39 02.93.90.43.52 Fax: +39 02.93.90.74.87 info@skprogetti.it

Codice Fiscale e PIVA 05778060961 R.E.A. MI-1847644

AZIONE SISMICA

Per le azioni sismiche si è verificato che esse producono azioni sempre inferiori a quelle del vento.

INTESTAZIONE E DATI CARATTERISTICI DELLA STRUTTURA

Nome dell'archivio di lavoro	COLOGNO CENTRO
Intestazione del lavoro	COLOGNO CENTRO
Tipo di struttura	Nello Spazio
Tipo di analisi	Statica e Dinamica
Tipo di soluzione	Lineare
Unita' di misura delle forze	kg
Unita' di misura delle lunghezze	cm
Normativa	NTC-2008

NORMATIVA

Vita nominale costruzione	50 anni
Classe d'uso costruzione	IV
Vita di riferimento	100 anni
Spettro di risposta	Stato limite ultimo slv
Probabilita' di superamento periodo di riferimento	10
Tempo di ritorno del sisma	949 anni
Localita'	Cologno Monzese - Via Pisa 13
ag/g	0.0656
F0	2.66
Tc	0.3
Categoria del suolo	D
Coeff.moltiplicativo sisma	1.2
Fattore topografico	1

STATO LIMITE ULTIMO

Coefficiente di smorzamento	5%
Eccentricita' accidentale	0%
Numero di frequenze	12

Fattore q di struttura per sisma orizzontale	qor=1
Duttilita'	Bassa Duttilita'

PARAMETRI SISMICI

Angolo del sisma nel piano orizzontale	0
Sisma verticale	Assente
Combinazione dei modi	CQC
Combinazione componenti azioni sismiche	$\sqrt{(EX^2 + EZ^2)}$; $\sqrt{(EY^2 + EZ^2)}$
λ	0.3
μ	0.3

SK progetti srl

MASSE DINAMICHE AI NODI

Nodo	MaX	MaY	MaZ	MiX	MiY	MiZ
1	+5.10e-002	+5.10e-002	+5.10e-002			
5	+1.99e-001	+1.99e-001	+1.99e-001			
13	+1.02e-001	+1.02e-001	+1.02e-001			

FREQUENZE PROPRIE DI OSCILLAZIONE

Numero	Pulsazione	Frequenza	Periodo	Precisione
1	3.980e+000	6.334e-001	1.579e+000	4.441e-016
2	3.980e+000	6.334e-001	1.579e+000	4.441e-016
3	1.968e+001	3.133e+000	3.192e-001	4.441e-016
4	1.968e+001	3.133e+000	3.192e-001	4.441e-016
5	4.970e+001	7.910e+000	1.264e-001	4.441e-016
6	4.970e+001	7.910e+000	1.264e-001	4.441e-016
7	8.158e+001	1.298e+001	7.702e-002	4.441e-016
8	8.158e+001	1.298e+001	7.702e-002	4.441e-016
9	1.247e+002	1.985e+001	5.038e-002	4.441e-016
10	1.247e+002	1.985e+001	5.038e-002	4.441e-016
11	1.671e+002	2.659e+001	3.761e-002	4.441e-016
12	1.671e+002	2.659e+001	3.761e-002	4.441e-016

COEFFICIENTI DI PARTECIPAZIONE MODALE

Modo	Direz.X	Direz.Y
1	1.412e-001	-1.625e+000
2	-1.625e+000	-1.412e-001
3	8.602e-001	5.534e-001
4	5.534e-001	-8.602e-001
5	5.023e-001	-2.530e-001
6	-2.530e-001	-5.023e-001
7	3.649e-001	4.077e-002
8	-4.077e-002	3.649e-001
9	-1.928e-001	-1.924e-001
10	-1.924e-001	1.928e-001
11	1.805e-001	8.792e-002
12	8.792e-002	-1.805e-001

MASSA ECCITATA PER QUOTA Z MAGGIORE DI :0.00

Modo	Direz.X	%	Direz.Y	%	Direz.Z	%
Modo: 1	+1.99e-002	0	+2.64e+000	62	+4.50e-040	0
Progressiva	+1.99e-002	0	+2.64e+000	62	+4.50e-040	0
Modo: 2	+2.64e+000	62	+1.99e-002	0	+3.12e-042	0
Progressiva	+2.66e+000	62	+2.66e+000	62	+4.53e-040	0
Modo: 3	+7.40e-001	17	+3.06e-001	7	+1.51e-037	0
Progressiva	+3.40e+000	80	+2.97e+000	69	+1.51e-037	0
Modo: 4	+3.06e-001	7	+7.40e-001	17	+2.65e-036	0
Progressiva	+3.71e+000	87	+3.71e+000	87	+2.80e-036	0
Modo: 5	+2.52e-001	6	+6.40e-002	1	+2.29e-034	0
Progressiva	+3.96e+000	93	+3.77e+000	88	+2.32e-034	0
Modo: 6	+6.40e-002	1	+2.52e-001	6	+4.70e-034	0

SK progetti srl

Via Dossi, 6 – 20017 Rho (MI) Telefono: +39 02.93.90.43.52 Fax: +39 02.93.90.74.87 info@skprogetti.it

Codice Fiscale e PIVA 05778060961 R.E.A. MI-1847644

Modo	Direz.X	%	Direz.Y	%	Direz.Z	%
Progressiva	+4.02e+000	94	+4.02e+000	94	+7.02e-034	0
Modo: 7	+1.33e-001	3	+1.66e-003	0	+3.46e-034	0
Progressiva	+4.16e+000	97	+4.02e+000	94	+1.05e-033	0
Modo: 8	+1.66e-003	0	+1.33e-001	3	+1.19e-033	0
Progressiva	+4.16e+000	97	+4.16e+000	97	+2.24e-033	0
Modo: 9	+3.72e-002	1	+3.70e-002	1	+9.22e-033	0
Progressiva	+4.19e+000	98	+4.19e+000	98	+1.15e-032	0
Modo: 10	+3.70e-002	1	+3.72e-002	1	+3.48e-032	0
Progressiva	+4.23e+000	99	+4.23e+000	99	+4.63e-032	0
Modo: 11	+3.26e-002	1	+7.73e-003	0	+2.39e-033	0
Progressiva	+4.26e+000	100	+4.24e+000	99	+4.87e-032	0
Modo: 12	+7.73e-003	0	+3.26e-002	1	+4.53e-031	0
Progressiva	+4.27e+000	100	+4.27e+000	100	+5.02e-031	0

MASSA TOTALE ECCITABILE

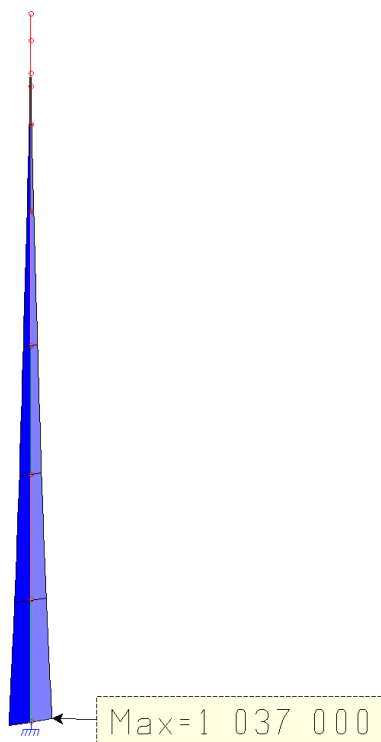
Direzione X
+4.27e+000

Direzione Y
+4.27e+000

Direzione Z
+4.27e+000

SK progetti srl

Via Dossi, 6 – 20017 Rho (MI) Telefono: +39 02.93.90.43.52 Fax: +39 02.93.90.74.87 info@skprogetti.it
Codice Fiscale e PIVA 05778060961 R.E.A. MI-1847644

Indice di resistenza secondo EC3**SISMA**

Come si nota, in combinazione SISMICA, la parte più sollecitata della struttura, lavora al $1.037.000/7.371.000=14.1\%$ delle sue possibilità. Quindi per quanto riguarda le azioni sismiche si è verificato che esse producono azioni sempre inferiori a quelle del vento e quindi per la verifica del palo e degli ancoraggi si utilizzerà la combinazione con azione variabile vento.

SK progetti srl

Via Dossi, 6 – 20017 Rho (MI) Telefono: +39 02.93.90.43.52 Fax: +39 02.93.90.74.87 info@skprogetti.it
Codice Fiscale e PIVA 05778060961 R.E.A. MI-1847644

ANALISI SOLLECITAZIONI

Le sollecitazioni vengono riportate per le combinazioni di carico STR1 e STR2

1°tranco STR1 – STR2 (\$275)

	conci						COMB	COMB					COMB	COMB				
	112						SLU 1	SLU 1					SLU 2	SLU 2				
tranco	concio	zb	zs	L	db	ds	azioni	verifica	ob	rb	oidb	tasso	azioni	verifica	ob	rb	oidb	tasso
n°	n°	mm	mm	mm	mm	mm	interne	resistenza	kg/cm2	kg/cm2	kg/cm2	sfrutt	interne	resistenza	kg/cm2	kg/cm2	kg/cm2	sfrutt
1	1	0	300	300	762	762			1550	29	1551	59%			1542	29	1543	59%
1	2	300	600	300	762	762			1527	29	1527	58%			1519	29	1519	58%
1	3	600	900	300	762	762			1503	28	1504	57%			1495	28	1496	57%
1	4	900	1200	300	762	762			1480	28	1481	57%			1472	28	1473	56%
1	5	1200	1500	300	762	762			1457	28	1458	56%			1449	28	1450	55%
1	6	1500	1800	300	762	762			1434	28	1435	55%			1427	28	1427	55%
1	7	1800	2100	300	762	762			1411	28	1412	54%			1404	28	1405	54%
1	8	2100	2400	300	762	762			1389	27	1390	53%			1382	27	1382	53%
1	9	2400	2700	300	762	762			1367	27	1367	52%			1359	27	1360	52%
1	10	2700	3000	300	762	762			1344	27	1345	51%			1337	27	1338	51%
1	11	3000	3300	300	762	762			1322	27	1323	51%			1315	27	1316	50%
1	12	3300	3600	300	762	762			1300	27	1301	50%			1293	27	1294	49%
1	13	3600	3900	300	762	762			1278	26	1279	49%			1272	26	1272	49%
1	14	3900	4200	300	762	762			1257	26	1258	48%			1250	26	1251	48%
1	15	4200	4500	300	762	762			1235	26	1236	47%			1229	26	1230	47%
1	16	4500	4800	300	762	762			1214	26	1215	46%			1208	26	1208	46%
1	17	4800	5100	300	762	762			1193	26	1194	46%			1187	26	1187	45%
1	18	5100	5400	300	762	762			1172	25	1173	45%			1166	25	1166	45%
1	19	5400	5700	300	762	762			1151	25	1152	44%			1145	25	1146	44%
1	20	5700	6000	300	762	762			1130	25	1131	43%			1124	25	1125	43%

2°tranco STR1 – STR2 (\$275)

2	21	6000	6300	300	610	610			1759	32	1760	67%			1751	32	1752	67%
2	22	6300	6600	300	610	610			1726	31	1727	66%			1718	31	1719	66%
2	23	6600	6900	300	610	610			1694	31	1695	65%			1686	31	1687	64%
2	24	6900	7200	300	610	610			1662	31	1663	63%			1654	31	1655	63%
2	25	7200	7500	300	610	610			1630	31	1631	62%			1622	31	1623	62%
2	26	7500	7800	300	610	610			1598	31	1599	61%			1591	31	1592	61%
2	27	7800	8100	300	610	610			1567	30	1568	60%			1560	30	1561	60%
2	28	8100	8400	300	610	610			1536	30	1537	59%			1529	30	1530	58%
2	29	8400	8700	300	610	610			1505	30	1506	58%			1498	30	1499	57%
2	30	8700	9000	300	610	610			1475	30	1475	56%			1468	30	1468	56%
2	31	9000	9300	300	610	610			1444	29	1445	55%			1437	29	1438	55%
2	32	9300	9600	300	610	610			1414	29	1415	54%			1407	29	1408	54%
2	33	9600	9900	300	610	610			1384	29	1385	53%			1378	29	1379	53%
2	34	9900	10200	300	610	610			1355	29	1356	52%			1348	29	1349	52%
2	35	10200	10500	300	610	610			1326	28	1326	51%			1319	28	1320	50%
2	36	10500	10800	300	610	610			1296	28	1297	50%			1290	28	1291	49%
2	37	10800	11100	300	610	610			1268	28	1269	48%			1262	28	1262	48%
2	38	11100	11400	300	610	610			1239	27	1240	47%			1233	27	1234	47%
2	39	11400	11700	300	610	610			1211	27	1212	46%			1205	27	1206	46%
2	40	11700	12000	300	610	610			1183	27	1184	45%			1177	27	1178	45%

SK progetti srl

Via Dossi, 6 – 20017 Rho (MI) Telefono: +39 02.93.90.43.52 Fax: +39 02.93.90.74.87 info@skprogetti.it

Codice Fiscale e PIVA 05778060961 R.E.A. MI-1847644

3° tronco STR1 – STR2 (\$275)

2	41	12000	12300	300	558	558			1510	32	1511	58%			1504	32	1505	57%
2	42	12300	12600	300	558	558			1475	31	1476	56%			1469	31	1470	56%
2	43	12600	12900	300	558	558			1440	31	1441	55%			1434	31	1435	55%
2	44	12900	13200	300	558	558			1405	31	1406	54%			1399	31	1400	53%
2	45	13200	13500	300	558	558			1371	30	1372	52%			1365	30	1366	52%
2	46	13500	13800	300	558	558			1337	30	1338	51%			1331	30	1332	51%
2	47	13800	14100	300	558	558			1303	30	1304	50%			1297	30	1298	50%
2	48	14100	14400	300	558	558			1270	29	1271	49%			1264	29	1265	48%
2	49	14400	14700	300	558	558			1237	29	1238	47%			1232	29	1233	47%
2	50	14700	15000	300	558	558			1205	29	1206	46%			1199	29	1200	46%
2	51	15000	15300	300	558	558			1173	28	1174	45%			1167	28	1168	45%
2	52	15300	15600	300	558	558			1141	28	1142	44%			1135	28	1136	43%
2	53	15600	15900	300	558	558			1109	28	1110	42%			1104	28	1105	42%
2	54	15900	16200	300	558	558			1078	27	1079	41%			1073	27	1074	41%
2	55	16200	16500	300	558	558			1048	27	1049	40%			1043	27	1044	40%
2	56	16500	16800	300	558	558			1018	27	1019	39%			1013	27	1014	39%
2	57	16800	17100	300	558	558			988	26	989	38%			983	26	984	38%
2	58	17100	17400	300	558	558			958	26	959	37%			953	26	954	36%
2	59	17400	17700	300	558	558			929	26	930	36%			924	26	925	35%
2	60	17700	18000	300	558	558			900	25	901	34%			896	25	897	34%

4° tronco STR1 – STR2 (\$275)

3	61	18000	18300	300	508	508			1056	27	1057	40%			1051	27	1052	40%
3	62	18300	18600	300	508	508			1022	27	1023	39%			1017	27	1018	39%
3	63	18600	18900	300	508	508			989	27	990	38%			984	27	985	38%
3	64	18900	19200	300	508	508			956	26	957	37%			951	26	952	36%
3	65	19200	19500	300	508	508			923	26	924	35%			919	26	920	35%
3	66	19500	19800	300	508	508			891	26	892	34%			887	26	888	34%
3	67	19800	20100	300	508	508			860	25	861	33%			855	25	857	33%
3	68	20100	20400	300	508	508			829	25	830	32%			824	25	826	32%
3	69	20400	20700	300	508	508			798	25	799	31%			794	25	795	30%
3	70	20700	21000	300	508	508			768	24	769	29%			764	24	765	29%
3	71	21000	21300	300	508	508			738	24	739	28%			734	24	735	28%
3	72	21300	21600	300	508	508			709	23	710	27%			705	23	706	27%
3	73	21600	21900	300	508	508			680	23	681	26%			676	23	678	26%
3	74	21900	22200	300	508	508			652	23	653	25%			648	23	649	25%
3	75	22200	22500	300	508	508			624	22	625	24%			620	22	622	24%
3	76	22500	22800	300	508	508			596	22	598	23%			593	22	594	23%
3	77	22800	23100	300	508	508			570	21	571	22%			566	21	568	22%
3	78	23100	23400	300	508	508			543	21	544	21%			540	21	541	21%
3	79	23400	23700	300	508	508			517	21	518	20%			514	21	515	20%
3	80	23700	24000	300	508	508			492	20	493	19%			489	20	490	19%

5° tronco STR1 – STR2 (\$235)

4	81	24000	24300	300	457	457			579	22	581	22%			576	22	578	22%
4	82	24300	24600	300	457	457			549	22	550	21%			546	22	547	21%
4	83	24600	24900	300	457	457			519	21	520	20%			516	21	518	20%
4	84	24900	25200	300	457	457			490	21	491	19%			487	21	488	19%
4	85	25200	25500	300	457	457			461	21	462	18%			458	21	460	18%
4	86	25500	25800	300	457	457			433	20	434	17%			430	20	432	16%
4	87	25800	26100	300	457	457			405	20	407	16%			403	20	404	15%
4	88	26100	26400	300	457	457			378	19	380	15%			376	19	378	14%
4	89	26400	26700	300	457	457			352	19	353	13%			350	19	351	13%
4	90	26700	27000	300	457	457			326	18	328	13%			324	18	326	12%
4	91	27000	27300	300	457	457			301	18	302	12%			299	18	300	11%
4	92	27300	27600	300	457	457			276	18	278	11%			274	18	276	11%
4	93	27600	27800	200	457	457			252	17	254	10%			250	17	252	10%
4	94	27800	27900	100	457	457			236	17	238	9%			234	17	236	9%
4	95	27900	28200	300	457	457			228	16	230	9%			227	16	229	9%
4	96	28200	28500	300	457	457			206	16	208	8%			204	16	206	8%
4	97	28500	28800	300	457	457			184	16	186	7%			182	16	184	7%
4	98	28800	29100	300	457	457			162	15	164	6%			161	15	163	6%
4	99	29100	29400	300	457	457			141	15	144	5%			140	15	143	5%
4	100	29400	29450	50	457	457			121	14	124	5%			120	14	123	5%
4	101	29450	29700	250	457	457			117	14	120	5%			116	14	119	5%
4	102	29700	30000	300	457	457			102	13	104	4%			101	13	103	4%

SK progetti srl

Via Dossi, 6 – 20017 Rho (MI) Telefono: +39 02.93.90.43.52 Fax: +39 02.93.90.74.87 info@skprogetti.it

Codice Fiscale e PIVA 05778060961 R.E.A. MI-1847644

Pennone sommità STR1 – STR2 (S275)

5	103	30000	30300	300	139,7	139,7			1548	72	1553	59%			1544	72	1549	59%
5	104	30300	30600	300	139,7	139,7			1215	71	1221	47%			1211	71	1217	46%
5	105	30600	30900	300	139,7	139,7			888	69	896	34%			885	69	893	34%
5	106	30900	31200	300	139,7	139,7			569	68	581	22%			565	68	578	22%
5	107	31200	31400	200	139,7	139,7			256	67	280	11%			253	67	278	11%
5	108	31400	31500	100	139,7	139,7			40	5	41	2%			40	5	41	2%
5	109	31500	31800	300	139,7	139,7			32	5	33	1%			32	5	33	1%
5	110	31800	32100	300	139,7	139,7			15	3	16	1%			15	3	16	1%
5	111	32100	32400	300	139,7	139,7			4	2	5	0%			4	2	5	0%
5	112	32400	32500	100	139,7	139,7			0	0	1	0%			0	0	1	0%

Le sezioni risultano tutte verificate.

SK progetti srl

Via Dossi, 6 – 20017 Rho (MI) Telefono: +39 02.93.90.43.52 Fax: +39 02.93.90.74.87 info@skprogetti.it

Codice Fiscale e PIVA 05778060961 R.E.A. MI-1847644

Verifica soddisfatta $0.091 < 1$

N.B. la flangia di base è inoltre dotata di nr. 24 fazzoletti di irrigidimento.

Per le quote di installazione delle parabole abbiamo i seguenti valori di rotazione:

- **Parabole a quota +29.45 mt: rotazione pari a 1°05' 02"**

Via Dossi, 6 – 20017 Rho (MI) Telefono: +39 02.93.90.43.52 Fax: +39 02.93.90.74.87 info@skprogetti.it
Codice Fiscale e PIVA 05778060961 R.E.A. MI-1847644

VERIFICA DELLA FLANGIA DI BASE

VERIFICA PIASTRA DI BASE E TIRAFONDI					
tipologia acciaio piastra	S355		Sollecitazioni agenti		
fi palo	762 mm		Combinazione STR1		
spessore palo	11 mm		M	7370665	Kgcm
Fi bullonatura (diam circ bulloni)	920 mm		N traz	0	Kg
Fp diametro piastra	1030 mm		N comp	5471	Kg
Fy piastra	355 N/mm2		T	3761	Kg
Gamma M1	1,05				
Fyd	338,1 N/mm2				
spessore piastra	25 mm				
larghezza max base mensola	99 mm				
lunghezza mensola	134 mm				
classe tirafondo	S355				
sigma snervamento tirafondo	355 N/mm2				
numero tirafondi	24 max 32				
diámetro tirafondi	33 mm				
A res tirafondo	694 mm2				
A tot	16656 mm2				
Klev (coefficiente effetto leva)	1,125				
bullone primo quadrante	6				
Jx=Jy	220.275,60 cm4				
Wx=Wy	4.788,60 cm3				
Sigma max traz	1.539 Kg/cm2				
Sigma max compr	1.572 Kg/cm2				
TIRO MAX TIRAFONDO	12.017 Kg				
RESISTENZA MAX TIRAFONDO	24.637 Kg				
percentuale utilizzo TIRAFONDO	49%	OK			
traz max tirafondo (SLU)	12017 Kg				
lunghezza Mensola	7,90 cm				
lunghezza Base mensola	9,97 cm		9,97	15,80	
W pi	10 cm3				
Msd	94937 Nmm				
Mrd	34444 Nmm				
Msd/Mrd	2,76				
percentuale utilizzo PIASTRA	276%	NO			
numero nervature	12	nr	nr	1 fazz ogni	2 bulloni
trazione max tirafondo	12.017 Kg				
Fyd	3381 Kg/cm2				
Piastra incastrata su tre lati					
carico distribuito q equivalente a carico concentrato tirafondo	89,96 Kg/cm2				
a (lato incastro flangia palo)	199,4 mm		19,9	cm	
b (lato incastro flangia fazzoletto)	134,0 mm		13,4	cm	
a/b	1,488				
sigma b (x=0; z=0)	1354 Kg/cm2				
sigma a (x=0; z=b)	960 Kg/cm2				
sigma a (x=a/2; z=b)	2047 Kg/cm2				
coeff molt carico conc/distr sigma b	1,20				
coeff molt carico conc/distr sigma a	1,20				
beta1	0,524				
beta2	0,372				
beta3	0,792				
sigma b (x=0; z=0)	1625 Kg/cm2		48,1%	OK	
sigma a (x=0; z=b)	1152 Kg/cm2		34,1%	OK	
sigma a (x=a/2; z=b)	2456 Kg/cm2		72,6%	OK	
percentuale utilizzo PIASTRA flangiata	73%	OK			

10. Rectangular plate; three edges fixed, one edge (a) free

Free z

x

y

10a. Uniform over entire plate

$(At\ x = 0, z = 0)$
 $(At\ x = 0, z = b)$
 $(At\ x = \frac{a}{2}, z = b)$

$Max\ \sigma_x = \frac{-\beta_1 q b^2}{c^2}$ and $R = \gamma_1 q b$
 $\sigma_x = \frac{\beta_2 q b^2}{c^2}$
 $\sigma_x = \frac{-\beta_3 q b^2}{c^2}$ and $R = \gamma_2 q b$

a/b	0.25	0.5	0.75	1.0	1.5	2.0	3.0
β_1	0.020	0.081	0.173	0.321	0.727	1.226	2.105
β_2	0.016	0.066	0.148	0.259	0.484	0.605	0.519
β_3	0.031	0.126	0.286	0.511	1.073	1.508	1.982
γ_1	0.114	0.230	0.341	0.457	0.673	0.845	1.012
γ_2	0.125	0.248	0.371	0.510	0.859	1.212	1.627

SK progetti srl

Via Dossi, 6 – 20017 Rho (MI) Telefono: +39 02.93.90.43.52 Fax: +39 02.93.90.74.87 info@skprogetti.it

Codice Fiscale e PIVA 05778060961 R.E.A. MI-1847644

VERIFICHE FLANGE PALO

quota	TIPOLOGIA	classe acc fl	S snrv flangia	spessore flangia	diametro bullonatura	diam piastra	nr. fazzoletti	num bulloni	diam bulloni	classe bullone	s snrv bullone	s rott bullone	
0	SUPERIORE	S355	355	25	920	1030	12	24	33	S355	355,0	510,0	FL BASE
							73%		49%				FL BASE
6000	INFERIORE	S275	275	25	852	922	12	24	24	8,8	640,0	800,0	FL 1-2 inf
						80	97%		41%				FL 1-2 inf
6000	SUPERIORE	S275	275	25	852	922	12	24	24	8,8	640	800	FL 1-2 sup
						156	70%		41%				FL 1-2 sup
12000	INFERIORE	S275	275	25	690	770	12	24	24	8,8	640,0	800,0	FL 2-3 inf
						80	75%		33%				FL 2-3 inf
12000	SUPERIORE	S275	275	25	690	770	12	24	24	8,8	640	800	FL 2-3 sup
						106	63%		33%				FL 2-3 sup
18000	INFERIORE	S275	275	25	640	720	12	24	24	8,8	640,0	800,0	FL 3-4 inf
						81	50%		21%				FL 3-4 inf
18000	SUPERIORE	S275	275	25	640	720	12	24	24	8,8	640	800	FL 3-4 sup
						106	43%		21%				FL 3-4 sup
24000	INFERIORE	S275	275	25	590	670	12	24	20	8,8	640,0	800,0	FL 4-5 inf
						81	26%		14%				FL 4-5 inf
24000	SUPERIORE	S275	275	25	590	670	12	24	20	8,8	640	800	FL 4-5 sup
						106,5	23%		14%				FL 4-5 sup
30000	INFERIORE	S275	275	25	537	612	8	8	20	8,8	640,0	800,0	FL 5-6 inf
						77,5	7%		8%				FL 5-6 inf
30000	SUPERIORE	S275	275	20	537	612	4	8	20	8,8	640	800	FL 5-6 sup
						236,15	1%		8%				FL 5-6 sup
36000	INFERIORE	S275	275	0	0	0	0	0	0	0,0	0,0	0,0	FL 6-7 inf
						-69,85	0%		0%				FL 6-7 inf
36000	SUPERIORE	S275	275	0	0	0	0	0	0	0	0	0	FL 6-7 sup
						0	0%		0%				FL 6-7 sup

I massimi risultano:

Massimo sfruttamento flangia: **97% FL 1-2**

Massimo sfruttamento bullone: **49% FL BASE**

Le verifiche delle flange sopra riportate risultano verificate.

SK progetti srl

Via Dossi, 6 – 20017 Rho (MI) Telefono: +39 02.93.90.43.52 Fax: +39 02.93.90.74.87 info@skprogetti.it

Codice Fiscale e PIVA 05778060961 R.E.A. MI-1847644

SOLLECITAZIONI ALLA BASE DEL PALO

Di seguito sono riportate le sollecitazioni alla base del palo per le combinazioni di carico.

	M	N	V
	<i>daNcm</i>	<i>daN</i>	<i>daN</i>
STR1	7.370.665	5.471	3.761
STR2	7.370.665	7.696	3.761
EQU	7.370.665	4.924	3.761
GEO	6.387.910	5.471	3.259
SLE	4.740.675	5.471	2.431

SK progetti srl

Via Dossi, 6 – 20017 Rho (MI) Telefono: +39 02.93.90.43.52 Fax: +39 02.93.90.74.87 info@skprogetti.it
Codice Fiscale e PIVA 05778060961 R.E.A. MI-1847644

VERIFICA PLINTO DI FONDAZIONE

GENERALITA'

La presente relazione ha per oggetto il calcolo di un plinto in conglomerato cementizio armato atto a sostenere un palo poligonale autoportante di sostegno ad antenne per telecomunicazioni come da progetto architettonico e sito in Via Ungaretti – Opera (MI)

Le caratteristiche del palo sono reperibile nella relazione di calcolo relativa.

Considerando la particolare importanza delle reti di telecomunicazioni, la struttura si può classificare in Classe IV secondo il DM2008. La verifica statica viene dunque eseguita con il metodo agli stati limite come previsto dalle NTC2008.

- Comune: Cologno Monzese (Milano)
- Indirizzo sito: Via Pisa 13
- Zona sismica: 3
- Vita nominale: 50 anni
- Classe d'uso: IV
- Categoria del suolo: D
- Classe di esposizione al vento: C III

PREMESSA

Tutte le caratteristiche riguardo ai materiali ed alla geometria utilizzati al fine della presente verifica sono presi dalle relazioni di calcolo allegate. Si rimanda ad esse per approfondimenti e resta inteso che la responsabilità riguardo a tali informazioni è a totale carico dei professionisti firmatari di suddette relazioni, non avendo lo scrivente avuto incarico di verificare la veridicità di tali dati.

DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il plinto di fondazione oggetto della presente relazione è costituito da una platea di base e da un dado posizionato sopra di essa. Entrambi gli elementi sono interrati. Le dimensioni della platea di base sono di 370 x 370 cm con altezza pari a 100 cm; le dimensioni del dado, idoneo ad ospitare i tirafondi per l'ancoraggio del palo metallico, ha dimensioni di 150 x 150 cm con altezza pari a 150 cm.

IL PLINTO inoltre risulta essere ECCENTRICO con un disassamento massimo di 110 cm in un verso, mentre nell'altro l'eccentricità del dado risulta essere di 45cm.

Caratteristiche plinto

Semi platea – dado:	110 cm
Lato dado:	150 cm
Altezza totale plinto:	250 cm
Altezza dado:	150 cm
H fuori terra:	10 cm

SK progetti srl

Via Dossi, 6 – 20017 Rho (MI) Telefono: +39 02.93.90.43.52 Fax: +39 02.93.90.74.87 info@skprogetti.it

Codice Fiscale e PIVA 05778060961 R.E.A. MI-1847644

Lato platea:370cm

Altezza platea:100 cm

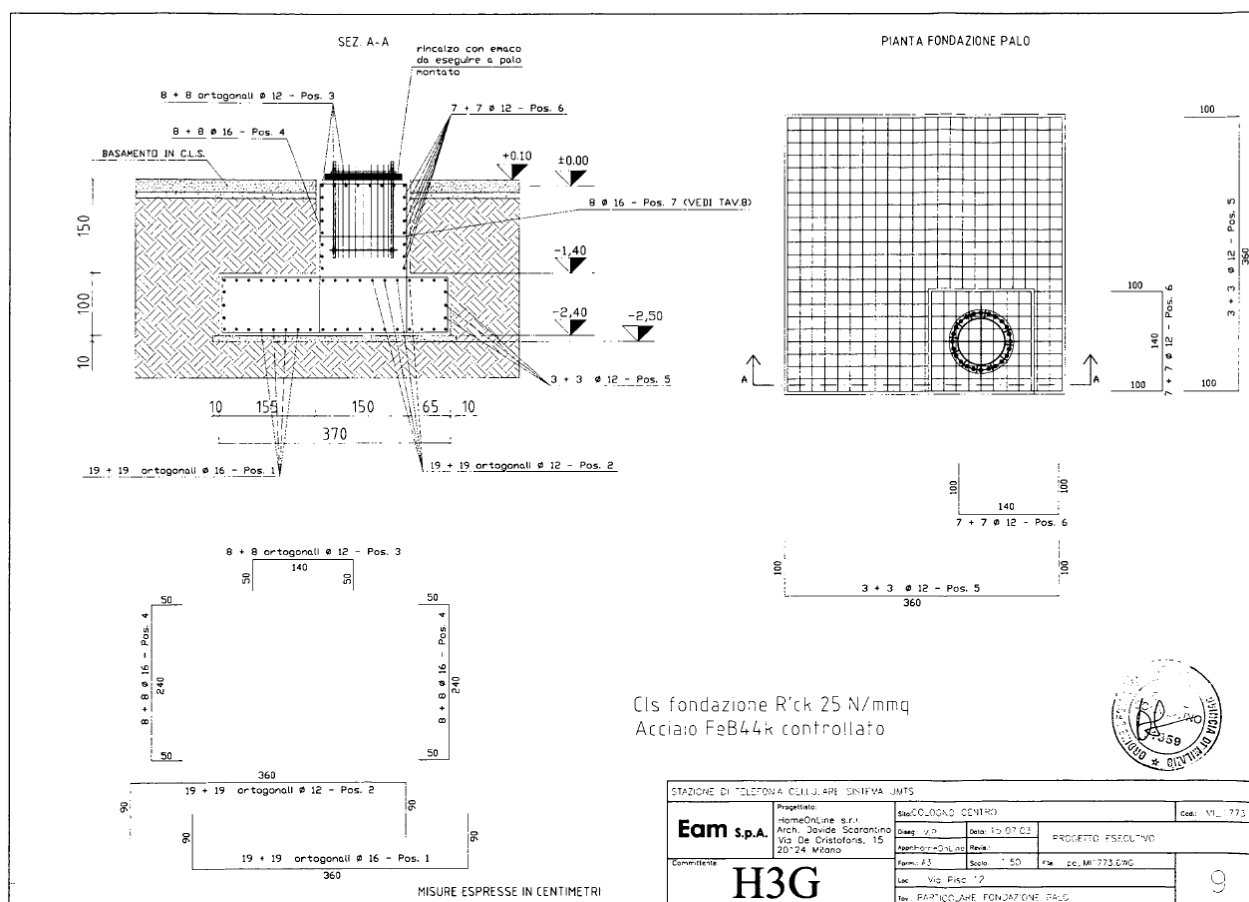
Volume calcestruzzo:17,1 mc

Peso specifico terreno riporto: 1600 daN/mc

Peso specifico calcestruzzo armato: 2500 daN/mc

Peso terreno riporto: 25.626 daN

Peso plinto: 42.663 daN



SK progetti srl

Via Dossi, 6 - 20017 Rho (MI) Telefono: +39 02.93.90.43.52 Fax: +39 02.93.90.74.87 info@skprogetti.it

Codice Fiscale e PIVA 05778060961 R.E.A. MI-1847644

NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Legge 5/11/1971 n° 1086 "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso, ed a struttura metallica".

Legge 2/2/1974 n° 64 "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche" e successivo D.M. 24/1/1986 di approvazione delle norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.

D.M. del 14/1/2008. Norme tecniche per le costruzioni.

Circolare 02/02/2009, n° 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14/1/2008

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI UTILIZZATI

Calcestruzzo

Classe C20/25 (il primo dei valori rappresenta f_{ck} e il secondo R_{ck} , ambedue espressi N/mm²)

Rapporto acqua/cemento NA

Diametro max aggregato

Classe di esposizione: NA

Classe di consistenza: NA

Cemento tipo: NA

Contenuto minimo cemento: NA

Copriferro: 5 cm

Acciaio

Tipo B450C caratterizzato da una tensione di rottura non inferiore a 540 N/mm²; da una tensione di snervamento non inferiore a 450 N/mm² e da un allungamento totale a carico massimo non inferiore al 7%

METODO DI CALCOLO

Nella presente relazione di calcolo si è utilizzato il "**Metodo semiprobabilistico agli stati limite**".

Le unità di misura adottate sono daN e m e relativi multipli e sottomultipli.

Le NTC2008 prevedono, al par. 6.4.2.1, che vengano eseguite le seguenti verifiche:

- Collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno
- Stabilità globale
- SLU di tipo strutturale
- Collasso per scorrimento sul piano di posa

SK progetti srl

Via Dossi, 6 – 20017 Rho (MI) Telefono: +39 02.93.90.43.52 Fax: +39 02.93.90.74.87 info@skprogetti.it

Codice Fiscale e PIVA 05778060961 R.E.A. MI-1847644

AZIONI SULLE COSTRUZIONI

I carichi gravanti sul plinto sono quelli trasmessi dal palo soprastante contenuti nella relazione di calcolo sopra riportata a cui si rimanda per approfondimenti.

COMBINAZIONI DI CARICO

In accordo con le NTC 2008 vengono utilizzate le seguenti combinazioni di carico:

	Carichi permanenti strutturali	Carichi permanenti non strutturali	Carichi accidentali	Sisma
STR1	1	1.5 (sf) – 0 (f)	1.5 (sf) – 0 (f)	0
STR2	1.3	1.5 (sf) – 0 (f)	1.5 (sf) – 0 (f)	0
EQU	1.1 (sf) – 0.9 (f)	1.5 (sf) – 0 (f)	1.5 (sf) – 0 (f)	0
GEO	1	1.3 (sf) – 0 (f)	1.3 (sf) – 0 (f)	0
SISMA	1	1	0	1
SLE	1	1	1	0

Applicando tali combinazioni di carico e considerando i carichi derivanti dal palo metallico autoportante e dal peso proprio del plinto e del terreno di riporto si ottengono i seguenti valori di sollecitazione per la direzione parallela al lato del plinto e per la direzione diagonale:

cc (daN; daNm)	Nsd	Msd XX	Msd YY	Vsd XX	Vsd YY	<i>approccio</i>
STR1 par	73369	73707		3761		A1+M1
STR1 diag	73369	52118	52118	2659	2659	A1+M1
STR2 par	95964	73707		3761		A2+M2
STR2 diag	95964	52118	52118	2659	2659	A2+M2
EQU par	66032	73707		3761		A2+M2
EQU diag	66032	52118	52118	2659	2659	A2+M2
GEO par	73369	63879		3259		A2+M2
GEO diag	73369	45169	45169	2305	2305	A2+M2
SLE rara par	73369	47407		2431		SLE
SLE rara diag	73369	33521	33521	1719	1719	SLE

SK progetti srl

Via Dossi, 6 – 20017 Rho (MI) Telefono: +39 02.93.90.43.52 Fax: +39 02.93.90.74.87 info@skprogetti.it

Codice Fiscale e PIVA 05778060961 R.E.A. MI-1847644

CARATTERISTICHE TERRENO

Per le caratteristiche del terreno si è tenuto conto di quanto riportato nella relazione di caratterizzazione geotecnica allegata.

VERIFICHE

Si eseguono quindi le seguenti verifiche:

- Collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno
- Stabilità globale
- Strutturale
- Collasso per scorrimento sul piano di posa

VERIFICA COLLASSO PER CARICO LIMITE DELL'INSIEME FONDAZIONE TERRENO

Dalle eccentricità si ottengono le dimensioni ridotte della fondazione (secondo le teorie di Vesic) pari a:

$$L' = L - 2e(x) \quad B' = B - 2e(y)$$

Da cui, dividendo il carico N_t per l'area ottenuta, si ottiene il valore E_d di pressione da paragonare alla resistenza di progetto R_d determinata considerando i coefficienti contenuti nelle seguenti tabelle estratte dalle NTC2008:

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	γ_ϕ	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_t	1,0	1,0

Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

SK progetti srl

Per la verifica vengono utilizzate le seguenti combinazioni di carico:

	Carichi permanenti strutturali	Carichi perm. non strutturali	Carichi accidentali	Sisma
STR1	1	1.5 (sf) – 0 (f)	1.5 (sf) – 0 (f)	0
GEO	1	1.3 (sf) – 0 (f)	1.3 (sf) – 0 (f)	0

APPROCCIO A1+M1 e A2+M2

VERIFICA COLLASSO PER CARICO LIMITE DELL'INSIEME FONDAZIONE TERRENO - APPROCCIO A1+M1 A2+M2					
approccio A1+M1					
azioni	daN	daNcm	daNcm	daN	daN
	Nsd	MsdXX	MsdYY	VsdXX	VsdYY
A1+M1 (STR1) laterale	73.369	9.840.753	0	3.761	0
A1+M1 (STR1) diagonale	73.369	6.958.396	6.958.396	2.659	2.659
	cm	cm	cm	cmq	daN/cm
	e	L'	B'	Arid	Ed
A1+M1 (STR1) laterale	134	102	370	37.646	1,95
A1+M1 (STR1) diagonale	95	180	180	32.515	2,26
		Rd		Ed	
Verifica laterale - Rd > Ed	daN/cm	4,80	>	1,95	OK
Verifica diagonale - Rd > Ed	daN/cm	6,10	>	2,26	OK
approccio A2+M2					
azioni	daN	daNcm	daNcm	daN	daN
	Nsd	MsdXX	MsdYY	VsdXX	VsdYY
A2+M2 (GEO) laterale	73.369	8.732.639	0	3.259	0
A2+M2 (GEO) diagonale	73.369	6.174.849	6.174.849	2.305	2.305
	cm	cm	cm	cmq	daN/cm
	e	L'	B'	Arid	Ed
A2+M2 (GEO) laterale	119	132	370	48.823	1,50
A2+M2 (GEO) diagonale	84	202	202	40.674	1,80
		Rd		Ed	
Verifica laterale - Rd > Ed	daN/cm	1,73	>	1,50	OK
Verifica diagonale - Rd > Ed	daN/cm	2,05	>	1,80	OK

Coefficienti terreno

Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali γ per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,5$	$\gamma_R = 2,5$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Tabella 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	γ_ϕ	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cm}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

La verifica collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno **risulta soddisfatta**.

SK progetti srl

Via Dossi, 6 – 20017 Rho (MI) Telefono: +39 02.93.90.43.52 Fax: +39 02.93.90.74.87 info@skprogetti.it

Codice Fiscale e PIVA 05778060961 R.E.A. MI-1847644

Determinazione capacità portante M1 LATERALE

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI

Metodo di Hansen, 1970, come illustrato da Bowles, 1991*

Riferimenti normativi: DM 14 01 08 e Circ. CCSSLPP

	Rd	480 kPa	Ed	194 kPa		Sensitivity analysis		
		Ed<=Rd, OK, verificato!				Carico	Rd	Ed
							480	
INPUT GEOTECNICO								
FS globale gamma-R	γ _R	1,00				500	480	132
Inerzia della struttura K _{hi} (C7.11.5.3.1)	K _{hi}	0,000	K _{hi} = S(d)T1			600	480	159
Inerzia del suolo: K _{hk} (C7.11.5.3.1.7.)	K _{hk}	0,000	K _{hk} = βs*ag*Ss*St			700	480	185
Carico verticale sulla fondaz, KN	N _d	733				800	480	212
Angolo di attrito, di progetto gradi	Φ _d	23	dc	1,26		900	480	238
coesione di progetto, kPa	cd	0	dq	1,2		1000	480	265
Densità terreno sotto la fondaz, kN m-3	γ' f	16	dγ	1		1100	480	291
Densità vespaio o terreno imposta, kN m-3	γ' v	16				1200	480	318
Profondità di incasso	D	2,4	ic	1		1300	480	344
Larghezza di fondazione, m	B	3,7	iq	1		1400	480	371
Lunghezza fondazione, m	L	3,7	iγ	1		1500	480	397
Eccentricità secondo B, m	eb	1,34				1600	480	424
Eccentricità secondo L, m	el	0	zγ	1		1700	480	450
Inclinazione del piano campagna, gradi	b	0	zγ M	1	esempio	1800	480	477
Forze inerziali del suolo? (s = sì, n = no)	z	s				1900	480	503
Frazione spinta passiva, %	Epd	30	rγ	0,93				
* Bowles, "Fondazioni, progetto e analisi", Mc Graw hill Italia, 1991.								
VALORI DERIVATI								
Area efficace (con eccentricità)	A'	3,8						
Componente orizzontale del carico, KN	H	0						
Pressione su terreno in condizioni statiche, kPa	P	53,5427						

$$i_{q(H)} = \left(1 - \frac{0.5H}{V + A_f c_a \cot \phi}\right)^5$$
$$i_{\gamma(H)} = \left(1 - \frac{0.7H}{V + A_f c_a \cot \phi}\right)^5$$
$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

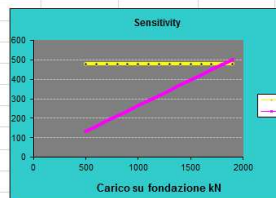
Sensitivity

Carico su fondazione kN

$$i_{q(H)} = \left(1 - \frac{0.5H}{V + A_f c_a \cot \phi}\right)^5$$

$$i_{\gamma(H)} = \left(1 - \frac{0.7H}{V + A_f c_a \cot \phi}\right)^5$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$



Determinazione capacità portante M1 DIAGONALE

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI

Metodo di Hansen, 1970, come illustrato da Bowles, 1991*

Riferimenti normativi: DM 14 01 08 e Circ. CCSSLPP

	Rd	610	kPa	Ed	226	kPa	Sensitivity analysis		
	Ed<=Rd, OK, verificato!						Carico	Rd	Ed
							610		
INPUT GEOTECNICO									
FS globale gamma-R	γ _R	1,00					500	610	154
Inerzia della struttura K _{hi} (C7.11.5.3.1)	K _{hi}	0,000	K _{hi} = S(d)T1				600	610	185
Inerzia del suolo: K _{hk} (C7.11.5.3.1.7.)	K _{hk}	0,000	K _{hk} = βs*ag*Ss*St				700	610	216
Carico verticale sulla fondaz, KN	N _d	733					800	610	247
Angolo di attrito, di progetto gradi	Φ _d	23	dc	1,26			900	610	278
coesione di progetto, kPa	cd	0	dq	1,2			1000	610	309
Densità terreno sotto la fondaz, kN m-3	γ' f	16	dγ	1			1100	610	340
Densità vespaio o terreno imposta, kN m-3	γ' v	16					1200	610	370
Profondità di incasso	D	2,4	ic	1			1300	610	401
Larghezza di fondazione, m	B	3,7	iq	1			1400	610	432
Lunghezza fondazione, m	L	3,7	iγ	1			1500	610	463
Eccentricità secondo B, m	eb	0,95					1600	610	494
Eccentricità secondo L, m	el	0,95	Zγ	1			1700	610	525
Inclinazione del piano campagna, gradi	b	0	Zγ M	1	esempio		1800	610	556
Forze inerziali del suolo? (s = sì, n = no)	z	s					1900	610	586
Frazione spinta passiva, %	Epd	30	rγ	0,93					
* Bowles, "Fondazioni, progetto e analisi", Mc Graw hill Italia, 1991.									
VALORI DERIVATI									
Area efficace (con eccentricità)	A'	3,2							
Componente orizzontale del carico, KN	H	0							
Pressione su terreno in condizioni statiche, kPa	P	53,5427							

$$i_{q(H)} = \left(1 - \frac{0.5H}{V + A_f c_a \cot \phi} \right)^S$$
$$i_{\gamma(H)} = \left(1 - \frac{0.7H}{V + A_f c_a \cot \phi} \right)^S$$
$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_g - 1}$$

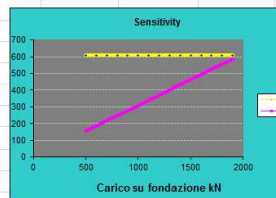
Sensitivity

Carico su fondazione kN

$$i_{q(H)} = \left(1 - \frac{0.5H}{V + A_f c_a \cot \phi}\right)^5$$

$$i_{\gamma(H)} = \left(1 - \frac{0.7H}{V + A_f c_a \cot \phi}\right)^5$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$



SK progetti srl

Via Dossi, 6 – 20017 Rho (MI) Telefono: +39 02.93.90.43.52 Fax: +39 02.93.90.74.87 info@skprogetti.it

Codice Fiscale e PIVA 05778060961 R.E.A. MI-1847644

Determinazione capacità portante M2 LATERALE

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI

Metodo di Hansen, 1970, come illustrato da Bowles, 1991*

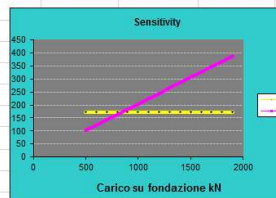
Riferimenti normativi: DM 14 01 08 e Circ. CCSSLPP

	Rd	173 kPa	Ed	150 kPa	87%	Sensitivity analysis
		Ed<=Rd, OK, verificato!				Carico Rd Ed
						173
INPUT GEOTECNICO						
FS globale gamma-R	γ_R	1,80				500 173 102
Inerzia della struttura K_{hi} (C7.11.5.3.1)	K_{hi}	0,000	$K_{hi} = S(d)T1$			600 173 123
Inerzia del suolo: K_{hk} (C7.11.5.3.1.7.)	K_{hk}	0,000	$K_{hk} = \beta s^* ag^* Ss^* St$			700 173 143
Carico verticale sulla fondaz, KN	N_d	733				800 173 164
Angolo di attrito, di progetto gradi	Φ_d	18,7	dc 1,26			900 173 184
coesione di progetto, kPa	cd	0	dq 1,2			1000 173 205
Densità terreno sotto la fondaz, kN m-3	$\gamma' f$	16	d γ 1			1100 173 225
Densità vespaio o terreno imposta, kN m-3	$\gamma' v$	16				1200 173 246
Profondità di incasso	D	2,4	ic 1			1300 173 266
Larghezza di fondazione, m	B	3,7	iq 1			1400 173 287
Lunghezza fondazione, m	L	3,7	iy 1			1500 173 307
Eccentricità secondo B, m	eb	1,19				1600 173 328
Eccentricità secondo L, m	el	0	z γ 1			1700 173 348
Inclinazione del piano campagna, gradi	b	0	z γ M 1 esempio			1800 173 369
Forze inerziali del suolo? (s = sì, n = no)	z	s				1900 173 389
Frazione spinta passiva, %	Epd	30	r γ 0,93			
* Bowles, "Fondazioni, progetto e analisi", Mc Graw hill Italia, 1991.						
VALORI DERIVATI						
Area efficace (con eccentricità)	A'	4,9				
Componente orizzontale del carico, KN	H	0				
Pressione su terreno in condizioni statiche, kPa	P	53,5427				

$$i_{q(H)} = \left(1 - \frac{0.5H}{V + A_f c_a \cot \phi}\right)^5$$

$$i_{\gamma(H)} = \left(1 - \frac{0.7H}{V + A_f c_a \cot \phi}\right)^5$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$



Determinazione capacità portante M2 DIAGONALE

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI

Metodo di Hansen, 1970, come illustrato da Bowles, 1991*

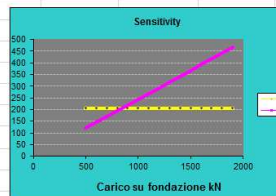
Riferimenti normativi: DM 14 01 08 e Circ. CCSSLPP

	Rd	205 kPa	Ed	180 kPa	88%	Sensitivity analysis
		Ed<=Rd, OK, verificato!				Carico Rd Ed
						205
INPUT GEOTECNICO						
FS globale gamma-R	γ_R	1,80				500 205 123
Inerzia della struttura K_{hi} (C7.11.5.3.1)	K_{hi}	0,000	$K_{hi} = S(d)T1$			600 205 147
Inerzia del suolo: K_{hk} (C7.11.5.3.1.7.)	K_{hk}	0,000	$K_{hk} = \beta s^* ag^* Ss^* St$			700 205 172
Carico verticale sulla fondaz, KN	N_d	733				800 205 196
Angolo di attrito, di progetto gradi	Φ_d	18,7	dc 1,26			900 205 221
coesione di progetto, kPa	cd	0	dq 1,2			1000 205 245
Densità terreno sotto la fondaz, kN m-3	$\gamma' f$	16	d γ 1			1100 205 270
Densità vespaio o terreno imposta, kN m-3	$\gamma' v$	16				1200 205 294
Profondità di incasso	D	2,4	ic 1			1300 205 319
Larghezza di fondazione, m	B	3,7	iq 1			1400 205 343
Lunghezza fondazione, m	L	3,7	iy 1			1500 205 368
Eccentricità secondo B, m	eb	0,84				1600 205 392
Eccentricità secondo L, m	el	0,84	z γ 1			1700 205 417
Inclinazione del piano campagna, gradi	b	0	z γ M 1 esempio			1800 205 441
Forze inerziali del suolo? (s = sì, n = no)	z	s				1900 205 466
Frazione spinta passiva, %	Epd	30	r γ 0,93			
* Bowles, "Fondazioni, progetto e analisi", Mc Graw hill Italia, 1991.						
VALORI DERIVATI						
Area efficace (con eccentricità)	A'	4,1				
Componente orizzontale del carico, KN	H	0				
Pressione su terreno in condizioni statiche, kPa	P	53,5427				

$$i_{q(H)} = \left(1 - \frac{0.5H}{V + A_f c_a \cot \phi}\right)^5$$

$$i_{\gamma(H)} = \left(1 - \frac{0.7H}{V + A_f c_a \cot \phi}\right)^5$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$



SK progetti srl

Via Dossi, 6 – 20017 Rho (MI) Telefono: +39 02.93.90.43.52 Fax: +39 02.93.90.74.87 info@skprogetti.it

Codice Fiscale e PIVA 05778060961 R.E.A. MI-1847644

VERIFICA STABILITA' GLOBALE

Viene effettuata tale verifica secondo la combinazione di carico EQU, sotto riportata:

	Carichi permanenti strutturali	Carichi permanenti non strutturali	Carichi accidentali	Sisma
EQU	1.1 (sf) – 0.9 (f)	1.5 (sf) – 0 (f)	1.5 (sf) – 0 (f)	0

cc (daN; daNm)	Nsd	Msd XX	Msd YY	Vsd XX	Vsd YY	<i>approccio</i>
EQU par	66032	73707		3761		A2+M2

Il fatto che il plinto risulti essere eccentrico viene tenuto in conto mediante:

contributo plinto eccentrico	momento totale MsdXX	spostamento dado (mezzeria-mezzeria) cm
1.534.668	10.419.987	110
1.085.164	7.367.973	
1.534.668	10.419.987	
1.085.164	7.367.973	
1.381.202	10.266.520	
976.648	7.259.456	
1.534.668	9.235.278	
1.085.164	6.530.265	
1.534.668	7.264.429	
1.085.164	5.136.678	

In questa verifica occorre verificare che:

$$\frac{M_{stab}}{M_{rib}} > 1$$

dove:

$$M_{stab} = Nsd \times l/2$$

$$M_{rib} = Msd + Vsd \times h$$

SK progetti srl

Via Dossi, 6 – 20017 Rho (MI) Telefono: +39 02.93.90.43.52 Fax: +39 02.93.90.74.87 info@skprogetti.it
Codice Fiscale e PIVA 05778060961 R.E.A. MI-1847644

DATI MANUFATTO			
Semi platea - dado	a	110	cm
lato dado	a0	150	cm
Altezza tot plinto	hp	250	cm
Altezza dado	hb	150	cm
H fuori terra	hft	10	cm
lato platea	a0+2a	370	cm
altezza ciabatta	hp-hb	100	cm
Volume scavo	Vsca	32,9	mc
Volume cls	Vcls	17,1	mc
volume reinterro	Vrei	16,0	mc
VERIFICA RIBALTAMENTO SLU (EQU)			
Momento ribaltante	Mrib	9.687.763	daNcm
peso terreno	Pter	25.626	daN
Peso plinto	Ppli	42.663	daN
Carico stabilizzante	Nstab	66.032	daN
Momento stabilizzante	Mstab	12.215.951	daNcm
Fattore sicurezza	Fsrb	1,26	OK
e (EQU)	e	146,71	cm

La verifica di stabilità globale risulta soddisfatta.

VERIFICA PER COLLASSO PER SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA

VERIFICA A SCORRIMENTO (GEO)					
azioni	daN	daNcm	daNcm	daN	daN
	Nsd	MsdXX	MsdYY	VsdXX	VsdYY
A2+M2 (GEO) laterale	73.369	8.732.639	0	3.259	0
A2+M2 (GEO) diagonale	73.369	6.174.849	6.174.849	2.305	2.305
F scorrimento	T	3259	daN		
Coeff. Attrito fond-terreno	d	0,2			
F resistente	Fr	14674	daN		
Fattore sic. Scorrimento	Fssc	4,50	>1	OK	

La verifica risulta soddisfatta.

SK progetti srl

Via Dossi, 6 – 20017 Rho (MI) Telefono: +39 02.93.90.43.52 Fax: +39 02.93.90.74.87 info@skprogetti.it
Codice Fiscale e PIVA 05778060961 R.E.A. MI-1847644

CONCLUSIONI

Si assevera quindi che il palo ed il plinto, oggetto della presente relazione risultano idonei a sopportare i carichi trasmessi dalla struttura soprastante ed in particolare risulta:

			percentuale utilizzo
PALO			74%
fusto palo			74%
flangia di base			73%
tirafondi RESIS			49%
tirafondi SFIL			58%
PLINTO			88%
ribaltamento			79%
pressione sul suolo			88%
scorrimento			22%
FATICA			
Flangia base			9%
FLANGE e bulloni			97%
max sfruttamento	flangia	FL 1-2 inf	97%
max sfruttamento	bullone	FL BASE	49%

ing Giovanni Kirn



Documenti di riferimento:

- *Relazione di calcolo palo flangiato (2003) – Arch. Davide Scarantino*
- *Relazione di calcolo plinto di fondazione (2003) – Arch. Davide Scarantino*
- *Relazione geologico tecnica (2003) – Arch. Davide Scarantino*

SK progetti srl

Via Dossi, 6 – 20017 Rho (MI) Telefono: +39 02.93.90.43.52 Fax: +39 02.93.90.74.87 info@skprogetti.it

Codice Fiscale e PIVA 05778060961 R.E.A. MI-1847644

Regione Lombardia

Provincia di Milano

Comune di Cologno Monzese

IMPIANTO TECNOLOGICO
A SERVIZIO DELLA RETE DI TELEFONIA CELLULARE UMTS DI
H3G S.p.A

In:
Via Pisa, 12

PROGETTO ESECUTIVO
Nuova stazione

Il richiedente
H3G S.p.A

Firma del
resp. H3G S.p.A.

il progettista



stazione H3G:

MI1773 – COLOGNO CENTRO
RELAZIONE GENERALE

INDICE DEI CONTENUTI:

I. RELAZIONE TECNICA GENERALE

- a. Descrizione del sito
- b. Localizzazione del sito
- c. Descrizione degli interventi edili ed impiantistici

II. RELAZIONE DI CALCOLO

- a. Introduzione
- b. Normativa
- c. Materiali
- d. Metodo di calcolo
- e. Geometria della struttura
- f. Verifiche statiche

III. IMPIANTO DI ALLACCIAMENTO ENEL TELECOM

- a. Descrizione caratteristiche forniture

IV. IMPIANTI ELETTRICI

- a. Relazione tecnica
- b. Elenco delle normative di riferimento

V. IMPIANTO DI MESSA A TERRA

- a. Relazione generale
- b. Relazione di calcolo dimensionale dei parametri di impianto
- c. Elenco normative di riferimento

VI. IMPIANTO DI ILLUMINAZIONE

- a. Relazione tecnica
- b. Elenco delle normative di riferimento

VII. IMPIANTO DI PROTEZIONE SCARICHE ATMOSFERICHE

- a. Relazione tecnica
- b. Relazione di calcolo

I. RELAZIONE TECNICA GENERALE

I.a. Descrizione del sito

Il sito destinato ad accogliere le infrastrutture per questa Stazione Radio Base si identifica come "raw-land"; l'area di installazione della stazione Radio Mobile è all'interno di una proprietà privata.

Le antenne saranno localizzate su Palo slim metallico autoportante di nuova installazione. Il palo presenta la discesa dei cavi coassiali a sinistra della scaletta soll. Saranno installate tre antenne del tipo "Kathrein", vincolate direttamente al palo, per il sistema UMTS.

I.b. Localizzazione del sito

Dati identificativi dell'immobile oggetto dell'intervento:

Comune di Cologno Monzese (MI) – Via pisa, 12.

Identificativi catastali: N.C.E.U. di Cologno Monzese, foglio n. 29, mapp. 101.

I.c. Descrizione degli interventi edili ed implantistici

Caratteristiche tecniche

La stazione di telefonia in oggetto verrà realizzata all'interno della proprietà sopracitata, e consisterà di un Palo slim metallico autoportante da 30.20 m, sul quale verranno fissate le antenne ricetrasmettenti della stazione RBS (3 antenne tipo Katherin con centro elettrico a +31.55m), con n.2 parabole staffate al palo di diametro Ø 60 ciascuna (una parabola ha centro parabola di +28.20 m e una parabola ha centro parabola di +29.20 rispetto al suolo).

L'orientamento delle suddette sarà definito in fase di progettazione.

E' previsto l'uso di una NB441.

L'impianto oggetto dell'intervento è in grado di garantire la necessaria copertura al sistema di telefonia cellulare UMTS.

Le attrezzature necessarie al funzionamento della stazione verranno collocate all'interno della sopraccitata NB441 che conterrà:

- apparati ricetrasmittitori costituiti da circuiti elettronici di tipo statico inseriti in armadi metallici muniti di porta;
- sistema di alimentazione elettrica con batteria di emergenza (tipo ermetico) per sopperire ad una eventuale mancanza di rete;
- impianto di sicurezza e segnalazione a distanza di allarme per eventuali anomalie;
- impianto di climatizzazione costituito da condizionatori e/o ventilatori atti a mantenere entro un prefissato intervallo di livelli di temperatura ed umidità nelle apparecchiature.
- quadro elettrico generale e impianto di alimentazione macchine.

Impianti installati

Il collegamento tra gli apparati e le antenne per il passaggio dei Flussi Radio sarà realizzato tramite cavi coassiali che seguiranno un percorso verticale fissati su Palo, un percorso orizzontale mediante supporto in rastrelliera, come risulta dagli elaborati grafici allegati. I cavi saranno sostenuti coperti, ove necessario, da carter di protezione in lamiera.

Le antenne direzionali, del tipo "Kathrein", per ricevere e propagare i segnali radio verranno vincolate ad una palina di altezza pari a 6m, vincolata sua volta al Palo.

L'orientamento e le caratteristiche dimensionali delle antenne sarà conforme alle specifiche prescritte in base alle esigenze di copertura della rete.

L'allacciamento alla rete ENEL, con richiesta di 15 kW, avverrà mediante l'installazione di apposito quadro d'interfaccia, scaricatori e trasformatore d'isolamento.

L'impianto di messa a terra per il collegamento a terra di tutte le masse sarà progettato secondo criteri della norma CEI. Se necessario sarà possibile, per le apparecchiature elettroniche, effettuare il collegamento a terra, onde realizzare una massa di funzionamento.

Il tutto come illustrato negli elaborati grafici allegati alla presente relazione tecnica, di cui sono parte integrante.

II. Relazione di calcolo

II.a. INTRODUZIONE

La presente relazione di calcolo riguarda le verifiche statiche da svolgere per la costruzione della fondazione di una struttura portante (n. 1 Palo Slim) sito in Via Pisa n°12, Comune di Cologno Monzese (Milano).

La quota d'imposta di tale struttura è al piano campagna. Il Palo portante è alto complessivamente 30 metri + pennone e sarà dotato di scala di sicurezza per l'accesso alle antenne. Il Palo è ancorato mediante tirafondi alla fondazione adeguatamente calcolata.

Il progetto prevede l'installazione di n. 3 celle direttive (70°, 190°, e 310° N) costituite da 1 antenna per settore $h = 1,30$ mt. per UMTS a quota base antenna a +30,90 mt. Si prevede l'installazione di n° 2 parabole Ø60, a quota (centro parabola) +29,20 mt e di 1 parabola Ø60, a quota (centro parabola) +28,20 mt.

II.b. NORMATIVA

Legge 5/11/1971 n° 1068 "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso, ed a strutture metalliche".

D.M. del 12/2/1982 (Gazzetta Ufficiale no. 56 del 26.02.1982) e successiva Circolare Ministeriale del 24/5/82.

Circolare Ministeriale n° 156AA.GG./STC.del 4/7/1996

Istituzioni per l'applicazioni delle "Norme tecniche..." Di cui al D.M. 16/1/1996.

D.M. del 9/1/1996 "Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche" e precedente D. M. del 14/2/1992 per quanto riguarda i riferimenti al "metodo delle tensioni ammissibili".

Istituzioni C.N.R. – UNI 10011/88 "Costituzioni in acciaio: istituzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione".

II.c. MATERIALI

I materiali adottati nel presente progetto, per l'esecuzione di opere in cemento armato, devono possedere le seguenti caratteristiche minime:

- calcestruzzo per sottofondazioni non armate dosato a 150 Kg di cemento R325 al mc di impasto;
- calcestruzzo per opere strutturali $R_{ck} \geq 250 \text{ daN/cm}^2$;
- acciaio di armatura per c.a. in barre ad aderenza migliorata FeB44K controllato.

Pertanto con riferimento al metodo di calcolo adottato nel presente progetto, i valori massimi di resistenza sono:

per il conglomerato con $R_{ck} \geq 250 \text{ daN/cm}^2$

tensione normale di compressione

$$\sigma_{c,adm} = 85,00 \text{ daN/cm}^2$$

tensione tangenziale in assenza di armatura

$$\tau_{co} = 5,33 \text{ daN/cm}^2$$

tensione tangenziale con presenza di armatura al taglio $\tau_{c1} = 16,86 \text{ daN/cm}^2$

Barre ad aderenza migliorata: FeB44k

tensione ammissibile

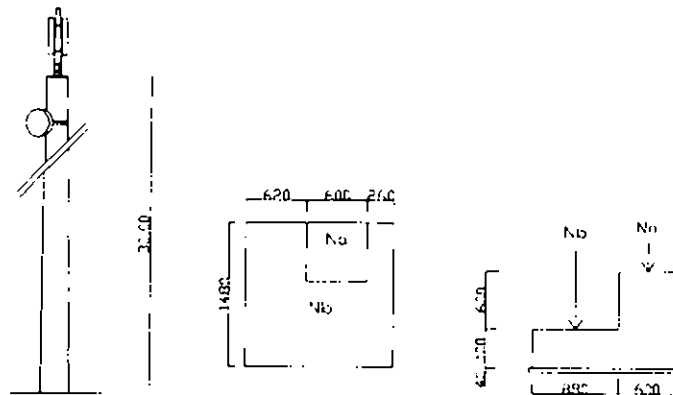
$$\sigma_{s,amm} = 2600 \text{ daN/cm}^2$$

II.d. METODO DI CALCOLO

Nella presente relazione di calcolo si è utilizzato il "Metodo delle tensioni ammissibili" (v. D. M. 9/1/96, punto 4).

Le tensioni ammissibili assunte, di cui al precedente par.3, sono conformi alle prescrizioni CNR – UNI 10011/88 ed al D.M. 14/2/92.

II.e. GEOMETRIA DELLA STRUTTURA



II.f. VERIFICHE STATICHE

Sollecitazione alla base del palo

Reazioni vincolari:

vento frontale

- $N = 7000 \text{ daN}$
- $T = 2400 \text{ daN}$
- $M = 43500 \text{ daNm}$

Analisi carichi alla quota di posa delle fondazioni

N1: Peso dado superiore

N2: Peso dado inferiore

N3: Peso terra su dado inferiore

N4: Peso terra negativo di volume pari al dado superiore

N5: Peso terra su magrone

N6: Peso magrone

Np: Peso palo

peso c.l.s. armato = 2500 daN/m^3

peso magrone = 2200 daN/m^3

peso terra: $\gamma = 1700 \text{ daN/m}^3$

$N1 = 2500 \cdot (1,5^2 \cdot 1,5)$

$= 8438 \text{ daN}$

$$\begin{aligned}N2 &= 2500 \cdot (3,7^2 \cdot 1,0) &= 34225 \text{ daN} \\N3 &= 1700 \cdot (3,7^2 \cdot 1,5) &= 34910 \text{ daN} \\N4 &= -1700 \cdot (1,5)^2 \cdot 1,5 &= -5738 \text{ daN} \\N5 &= 1700 \cdot (3,8 \cdot 3,9 - 3,7^2) \cdot 2,5 &= 4803 \text{ daN} \\N6 &= 2200 \cdot (3,8 \cdot 3,9) \cdot 0,1 &= 3260 \text{ daN} \\N_p &\text{ peso palo + apparecchiature } N_p &= 7000 \text{ daN}\end{aligned}$$

Considero 2 forze concentrate come da figura:

$$\begin{aligned}N_a &= N1 + N4 + N_p &= 9700 \text{ daN} \\N_b &= N2 + N3 + N5 + N6 &= 77198 \text{ daN} \\ \text{Carico Verticale Tot} &&= 86898 \text{ daN}\end{aligned}$$

Braccio di applicazione forza N_a rispetto al baricentro del dado inferiore:

$$b_x = 0,45 \text{ m}$$

$$b_y = 1,10 \text{ m}$$

Azioni compressive alla base del magrone

$$\begin{aligned}N_{\text{tot}} &= 86898 \text{ daN} \\M_{\text{tot}} &= 43500 + 2400 \cdot 2,6 = 49740 \text{ daNm} \\H = T &= 2400 \text{ daN}\end{aligned}$$

Verifica al ribaltamento

$$\begin{aligned}M_{\text{rib}} &= 49740 \text{ daNm} \\M_{\text{stab}} &= 9700 \cdot \left(\frac{1,5}{2}\right) + 77198 \cdot \left(\frac{3,7}{2}\right) = 150091 \text{ daNm} \\ \frac{M_{\text{stab}}}{M_{\text{rib}}} &= \frac{150091}{49740} = 3,02 \gg 1,5\end{aligned}$$

Verifica a scorrimento

Angolo di attrito del terreno: $\varphi = 23^\circ$

$$H_{\text{stab}} = N_{\text{TOT}} \cdot \tan\left(\frac{2}{3} \cdot \varphi\right) = 23827 \text{ daN}$$

$$H_{\text{instab}} = 2400 \text{ daN}$$

$$\frac{H_{\text{stab}}}{H_{\text{nb}}} = 9,9 \gg 1,3$$

Verifica a schiacciamento

Al fine di contenere i cedimenti del piano fondazioni la tensione ammissibile del terreno viene limitata a $1,4 \text{ daN/cm}^2$. Cedimenti $< 2,5 \text{ cm}$.

Condizione di carico considerata: vento agente in direzione y (+).

Braccio di applicazione forza Na rispetto al baricentro del dado inferiore:

$$b_x = 0,45 \text{ m}$$

$$b_y = 1,10 \text{ m}$$

Calcolo del momento M_x :

$$M_x = 49740 + 9700 \cdot 1,1 = 60410 \text{ daNm}$$

Calcolo del momento M_y :

$$M_y = 9700 \cdot 0,45 = 4365 \text{ daNm}$$

$$\sigma_{tmax} = \frac{86898}{380^2} + \frac{6041000}{12 \cdot 380^4} \cdot \frac{380}{2} + \frac{436500}{12 \cdot 380^4} \cdot \frac{380}{2} = 1,31 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{tmax} = 1,31 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{tadm} = 1,40 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{tmin} = \frac{86898}{380^2} - \frac{6041000}{12 \cdot 380^4} \cdot \frac{380}{2} - \frac{436500}{12 \cdot 380^4} \cdot \frac{380}{2} \approx 0 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{tmin} \approx 0 \text{ daN/cm}^2$$

Calcolo e verifica dell'armatura di fondazione

Si considera il momento di una mensola di lunghezza L_m sporgente dal dado superiore. La spinta del terreno è trapezoidale e si sviluppa dalla sezione "i" all'estremità del plinto. Si considera il vento agente in direzione y (-) come condizione più sfavorevole (la lunghezza della mensola L_m risulta massima).

$$L_m = 3,8 - 1,5 - 0,1 = 2,20 \text{ m}$$

La condizione più sfavorevole per la mensola si verifica quando il momento M_x trasmesso dal palo al plinto assume il valore massimo: $M_x = 49740 \text{ daNm}$

$$\text{Momento totale in x} \quad M_{totx} = +1,1 \cdot (9700) - 49740 = -3970 \text{ daNm}$$

$$\text{Momento totale in y} \quad M_{toty} = 4365 \text{ daNm}$$

$$\sigma_{tmax} = \frac{86898}{380^2} + \frac{390700}{12 \cdot 380^4} \cdot \frac{380}{2} + \frac{436500}{12 \cdot 380^4} \cdot \frac{380}{2} = 1,10 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{tmin} = \frac{86898}{380^2} - \frac{390700}{12 \cdot 380^4} \cdot \frac{380}{2} - \frac{436500}{12 \cdot 380^4} \cdot \frac{380}{2} = 0,15 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_i = 0,15 + \frac{1,10 - 0,15}{3,8} \cdot (1,5 + 0,1) = 0,525 \text{ daN/cm}^2$$

$$p = (2500 \cdot 1,00 + 2200 \cdot 0,1 + 1500 \cdot 1,5) \cdot 100^{-2} = 0,497 \text{ daN/cm}^2$$

$$M = \left(\frac{\sigma_i \cdot L_m^2}{6} + \frac{\sigma_{\max} \cdot L_m^2}{3} - \frac{p \cdot L_m^2}{2} \right) \cdot 3,8 = 37830 \text{ daNm}$$

Armando il dado inferiore del plinto con una maglia di 1+1Ø16/20 (TOT 19+19 Ø16) posta all'intradosso ed una maglia di 1+1Ø12/20 (TOT 19+19 Ø12) all'estradosso si ottengono delle tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio abbondantemente inferiori alle ammissibili.

Le verifiche riportate sono state eseguite mediante l'ausilio di un programma di calcolo automatico.

Coefficiente di omogeneizzazione: $n=15$

Area armature zona tesa: $A_s = 19 \cdot 2,01 = 38,19 \text{ cm}^2$

Area armature zona compressa: $A'_s = 19 \cdot 1,13 = 21,47 \text{ cm}^2$

Copriferro sup. e inf. : $h' = 4 \text{ cm}$

Distanza armature tese/lembo compresso:

$$h = 100 - 4 - 0,8 = 95,2 \text{ cm}$$

Caratteristiche della sezione:

$$y = f \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + 2 \cdot \left(\frac{S}{f} \right)} \right) = 15,15 \text{ cm}$$

$$S = \frac{(A_s \cdot h + A'_s \cdot h')}{(A_s + A'_s)}$$

$$f = \frac{n \cdot (A_s + A'_s)}{b}$$

$$J = \frac{b \cdot y^3}{3} + n \cdot A_s (h - y)^2 + n \cdot A'_s \cdot (y - h')^2 = 4135532 \text{ cm}^4$$

Maglia inferiore:

$$\sigma_{al} = \frac{n \cdot M \cdot (h - y)}{J}$$

$$\sigma_{al} = 1100 \text{ daN/cm}^2$$

Maglia superiore:

$$\sigma'_{al} = 145 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{cls} = \frac{M \cdot y}{J}$$

$$\sigma_{cls} = 14 \text{ daN/cm}^2$$

Regione Lombardia

Provincia di Milano

Comune di Cologno Monzese

IMPIANTO TECNOLOGICO

A SERVIZIO DELLA RETE DI TELEFONIA CELLULARE UMTS DI

H3G S.p.A

In:

Via Pisa, 12

PROGETTO ESECUTIVO
Nuova stazione

Il richiedente

H3G S.p.A

Firma del
resp. H3G S.p.A.

il progettista



stazione H3G:

MI1773 – COLOGNO CENTRO
RELAZIONE GEOLOGICA

GEOPLANET

Geologia Applicata, Geotecnica, Idrogeologia, Geologia Ambientale,
Pianificazione Territoriale, Percorsi geologico-storico naturalistici

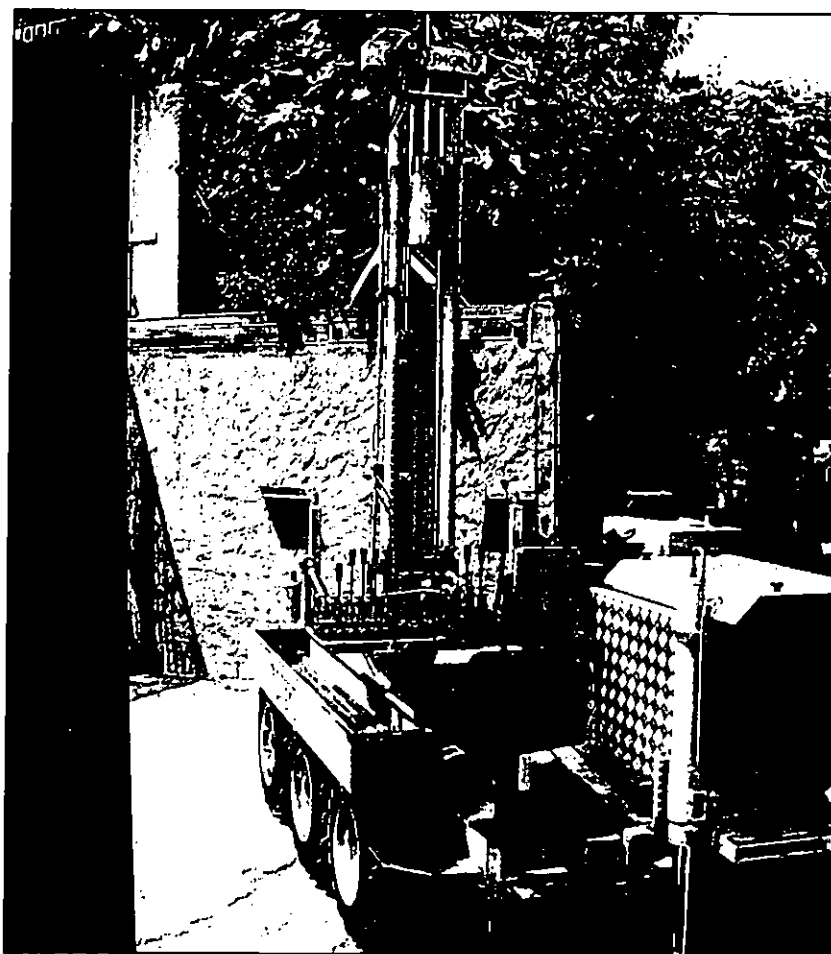
Via Edison 18/A; 23875 Osnago (LC) tel/fax 039-587201 tel cell 338-2195909

E - Mail geoplanet@infinito.it studiogeoplanet@libero.it

C.F. e P.IVA: 02594240133



INDAGINE GEOLOGICO TECNICA AI SENSI DEL D.M. 11.3.88 PER INSTALLAZIONE IMPIANTO RADIO BASE, IN VIA PISA, NEL COMUNE DI COLOGNO MONZESE (MI)



Luglio 2003

Dott. Geologo Maurizio Penati

Dott. Geologo Marialuisa Todeschini



INDICE

<u>1. PREMESSA</u>	<u>2</u>
<u>2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO-MORFOLOGICO-IDROGEOLOGICO</u>	<u>4</u>
<u>3. INDAGINI ESEGUITE</u>	<u>10</u>
3.1 Prove penetrometriche SCPT	10
<u>4. STRATIGRAFIA E CARATTERISTICHE GEOTECNICHE</u>	<u>11</u>
4.1 Stratigrafia	11
4.2 Caratteristiche geotecniche	12
<u>5. CAPACITA' PORTANTE DEI TERRENI PER SRB</u>	<u>13</u>
<u>6. STABILITÀ FRONTI DI SCAVO</u>	<u>15</u>
<u>7. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE</u>	<u>16</u>

Allegati a fine testo

ALLEGATO 1: Prova penetrometrica dinamica pesante SCPT: grafici e tabelle

1. PREMESSA

Con incarico della **EAM S.p.A.** è stata eseguita un'indagine geologico tecnica ai sensi del D.M. 11.03.88 con lo scopo di definire le caratteristiche geologiche, idrogeologiche e morfologiche locali, per la realizzazione di un'antenna radio mobile SRB (codice sito: **MI 1773 COLOGNO MONZESE**) nel comune di Cologno Monzese (Mi). L'area si trova in Via Pisa n.13, alla quota assoluta di circa 130 m s.l.m.

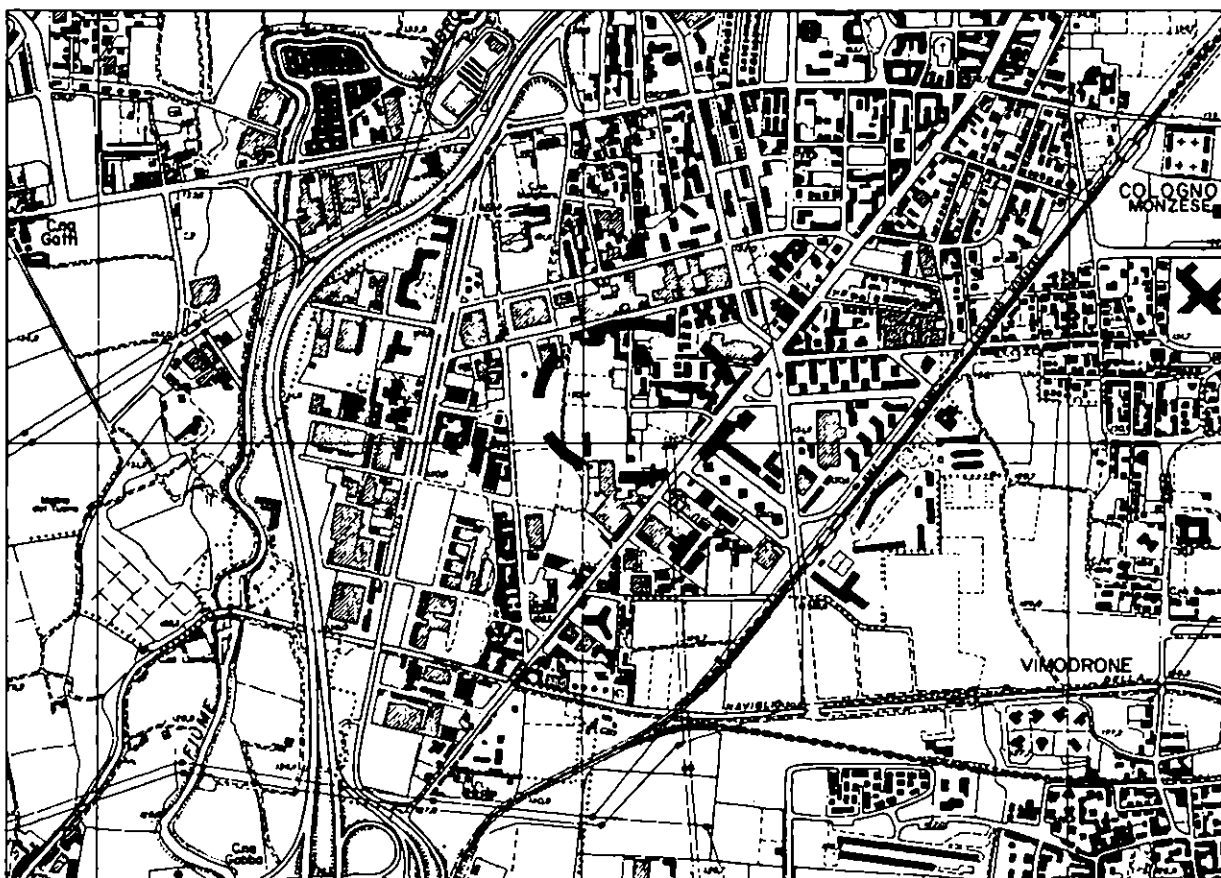
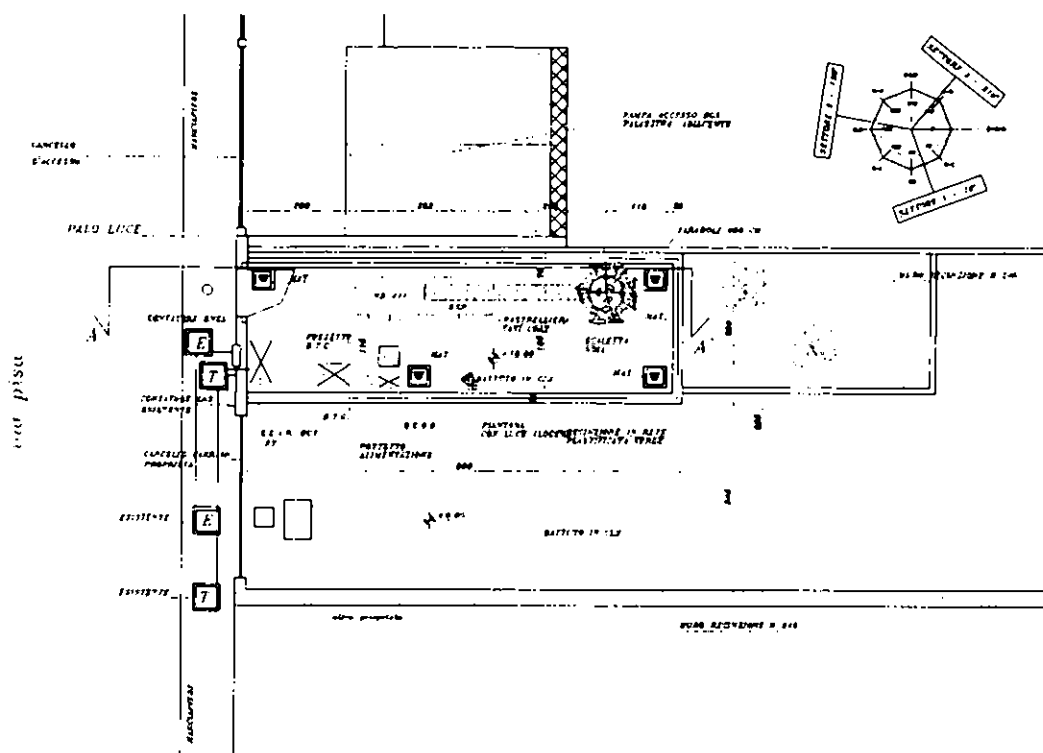


FIG.1 Estratto Carta Tecnica Regionale - Scala 1: .10.000

Il progetto prevede l'installazione di un'antenna di altezza di circa 32 m.

L'area ospitante la stazione radio base di dimensioni di circa 2.8 m X 8 m, verrà interamente recintata come specificato nelle tavole progettuali.

Il piano di posa delle fondazioni è previsto a circa -2.5 m da p.c. esistente. Per la realizzazione dell'opera in progetto gli scavi avranno un'altezza massima di 2.5 m.



Di seguito si riporta la sezione indicativa di progetto:

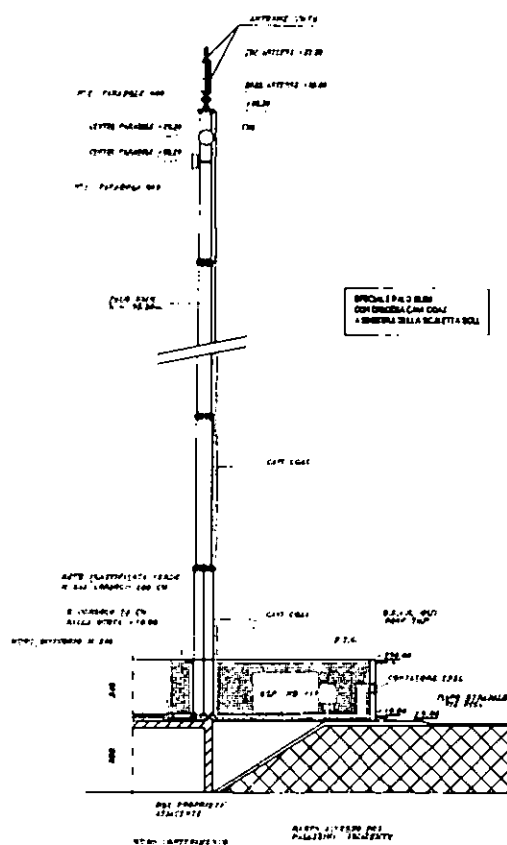


FIG.3 Sezione di progetto - Scala grafica

Il seguente studio si è articolato come segue:

- ☛ ricerca e analisi bibliografica;
- ☛ rilievo geomorfologico dell'area in oggetto e circostanti;
- ☛ esecuzione di una prova penetrometrica dinamica pesante SCPT spinta fino a rifiuto alla penetrazione avvenuto alla profondità di -7.2 m da p.c. esistente;
- ☛ interpretazione dei dati raccolti;
- ☛ elaborazione dei dati e restituzione ai sensi del D.M. 11-03-88.

L'indagine si prefigge i seguenti obiettivi:

- ✓ valutare la situazione geologico-morfologica locale per verificare la stabilità dell'area;
- ✓ definire la natura e la stratigrafia dei terreni interessati dall'intervento;
- ✓ indicare le possibili opere di fondazione.

2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO-MORFOLOGICO-IDROGEOLOGICO

L'area in oggetto si trova nel territorio comunale di Cologno Monzese, in Via Pisa n.13, alla quota di circa 130 m s.l.m. ed è all'interno di un'area urbanizzata.

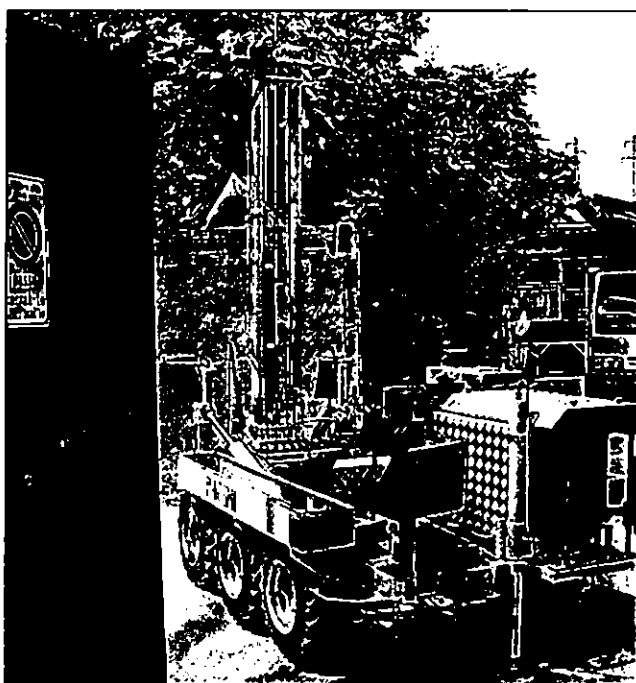


FIG.4 Particolare dell'area in esame

L'antenna verrà in una zona pressochè pianeggiante.

I rilievi, eseguiti in data 10 luglio 2003, non hanno individuato particolari fenomeni morfodinamici in atto o potenziali che possano compromettere la stabilità dell'area in esame.

Geologicamente i terreni interessati dall'intervento possono essere ricondotti per origine e posizione altimetrica ai depositi alluvionali terrazzati originati dallo smantellamento da parte dei numerosi torrenti degli apparati morenici più recenti (Wurm).

La distribuzione e lo sviluppo dei depositi quaternari caratterizzanti il territorio in esame risultano piuttosto irregolari, come conseguenza della successione di eventi erosivi e deposizionali caratteristici dei cicli quaternari dell'alta pianura lombarda.

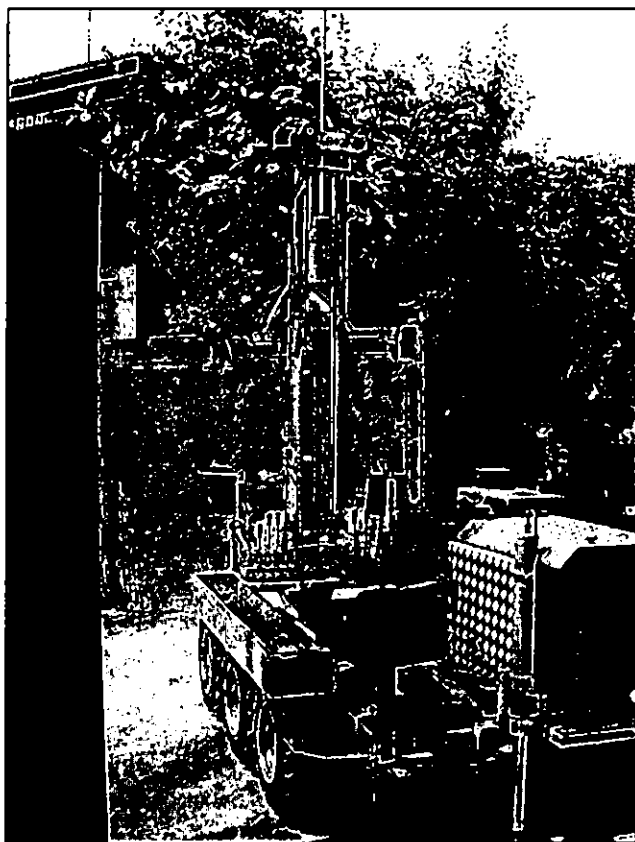


FIG.5 Particolare dell'area in esame

In seguito a tali fenomeni si individuano delle superfici modellate dall'azione erosiva che talora si caratterizzano come solchi vallivi più o meno marcati che successivamente sono stati completamente occultati da coltri di depositi fluvioglaciali ed alluvionali.

Litologicamente i terreni che caratterizzano l'area in progetto sono costituiti prevalentemente da depositi alluvionali ghiaiosi sabbiosi con matrice limoso-argillosa.

Di seguito si riporta uno stralcio della carta morfologica regionale:

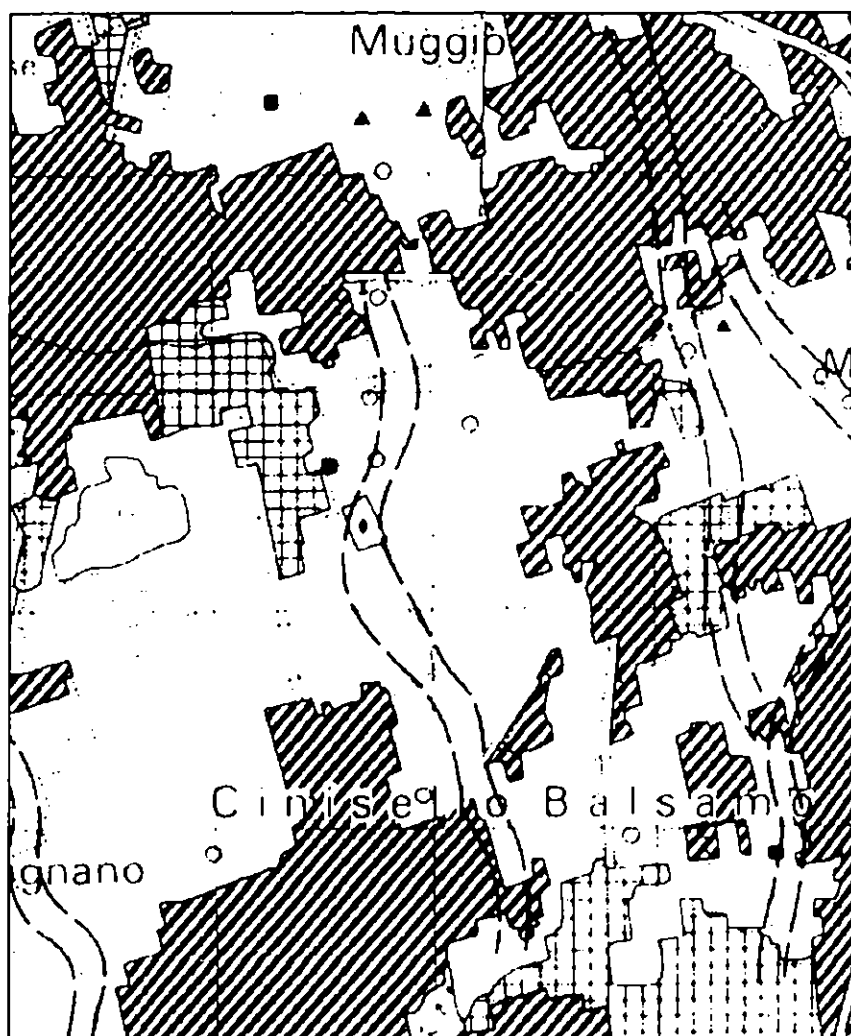


FIG. 6 Ingrandimento della Carta Morfologica Regionale -

LEGENDA

Area edificata o urbanizzata: residenze, servizi o misto	Area edificata o urbanizzata: produttiva	Casa sparse	Area in trasformazione
Nucleo residenziale	Complesso agro-zootecnico	Impianto sportivo	Casale
Complesso misto residenziale-produttivo	Area agricola	Bosco	Area incolta e sterile
Scarpata morfologica	Orto di terrazzo fluviale	Circa glaciale	Cresta di cordone morenico
Gola	Area abbandonata situata allo stesso livello del p.c.	Area abbandonata incassata rispetto al p.c.	Erosione di sponda
Area edificata o urbanizzata: residenze, servizi o misto	Area edificata o urbanizzata: produttiva	Casa sparse	Area in trasformazione
Nucleo residenziale	Complesso agro-zootecnico	Impianto sportivo	Casale
Complesso misto residenziale-produttivo	Area agricola	Bosco	Area incolta e sterile
Scarpata morfologica	Orto di terrazzo fluviale	Circa glaciale	Cresta di cordone morenico
Gola	Area abbandonata situata allo stesso livello del p.c.	Area abbandonata incassata rispetto al p.c.	Erosione di sponda

Nicchia di frana recente	Frana recente attiva	Nicchia di frana antica	Frana antica stabilizzata
Area con frana diffusa	Frana di dimensioni non cartografabili	Area abbandonata: relitto a corsi minori	Linea di accrescimento fluviale, vecchia linea di costa
Conoidi di delazione	Detriti sciolti, "ghiaioni"	Fenomeni carsici	Erosione diffusa
Erosione incanalata	Faglia o frattura principale	Linea spartiacque	Linea di scorrimento di valanga
Opera paravalanga			

Di seguito si riporta uno stralcio della carta geologica generale:

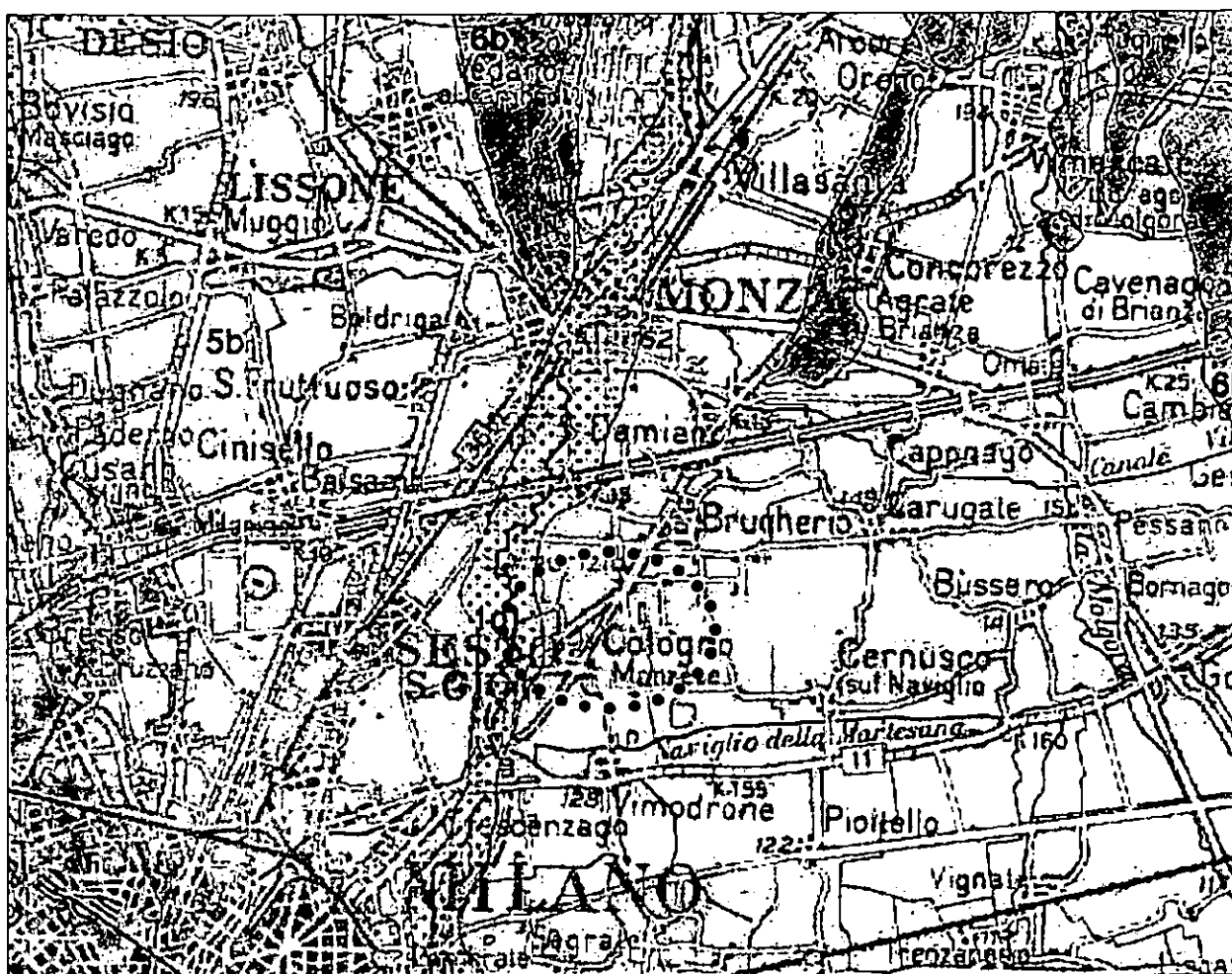


FIG.7 Ingrandimento Carta geologica della Lombardia CNR - Scala 1: 125.000

QUATERNARIO CONTINENTALE - "VILLAFRANCHIANO"

- | | | |
|-------------|--|---|
| OLOCENE | | 1 - Depositi fluviali dei gretti attuali (Alluvium attuale - a) e terrazzati (Alluvium medio - b, Alluvium antico - c): ghiaie, sabbie e limi. |
| | | 2 - Detriti di falda e frane. |
| | | 3 - Lacustre olocenico e tardoglaciale: argille e limi (a); torba (b). |
| PLEISTOCENE | | 4 - Morenico Würm: ghiaie, blocchi e limi (a); Fluvioglaciale e Fluviale Würm: ghiaie, sabbie (b). PLEISTOCENE SUP. |
| | | 5 - Morenico Würm: ghiaie, blocchi e limi (a); Fluvioglaciale e Fluviale Würm: ghiaie, sabbie (b). PLEISTOCENE SUP. |
| | | 6 - Morenico Riss: ghiaie, blocchi e limi ferrettizzati (a); Fluvioglaciale, Fluviale e Lacustre Riss: ghiaie, sabbie e argille ferrettizzate (b). PLEISTOCENE MEDIO. |
| | | 7 - Morenico Mindel: ghiaie, limi e rari blocchi fortemente ferrettizzati (a); Fluvioglaciale, Fluviale e Lacustre Mindel: ghiaie, limi e argille fortemente ferrettizzate (b). PLEISTOCENE INF. |
| PLIOCENE | | 8 - "Ceppo" e formazioni simili, facies "Villafranchiane": conglomerati, sabbie, argille. PLEISTOCENE INF.-PLIOCENE SUP. |

Dal punto di vista idrografico, si segnala a circa 450 m in direzione sud la presenza del Canale Martesana con andamento ovest est.

La pianura milanese può essere suddivisa in varie aree idrogeologicamente omogenee sulla base delle differenti risposte della falda dovute sia alla complessa struttura idrogeologica sia all'influenza che la rete idrografica superficiale riveste nei confronti dei corpi idrici sotterranei.

L'area in oggetto ricade nel Settore nord-est di Milano. Viene qui considerata un'ampia fascia posta a Sud del Canale Villoresi, che si sviluppa dal F. Lambro a Ovest ai Comuni orientali prossimi al F. Adda. Il settore, la cui litologia di superficie è caratterizzata dai depositi fluvioglaciali würmiani prevalentemente ghiaiosi e con scarsa alterazione superficiale, è inoltre attraversato da Ovest a Est dal Canale Martesana.

Le oscillazioni stagionali della falda sono indotte in prevalenza dalle irrigazioni e dalle dispersioni dei corsi d'acqua superficiali; l'entità di queste oscillazioni raggiungono i 3-5 m in un anno. Il massimo innalzamento si verifica di solito nel ciclo annuale durante il mese di

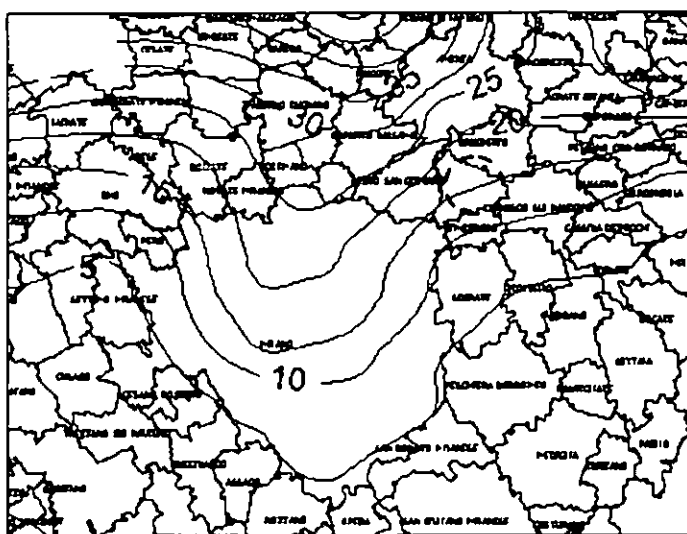


FIG. 8 Carta della soggiacenza settembre 1999 – Sistema informativo Provincia di Milano Scala grafica

settembre, poiché l'erogazione effettuata dal Consorzio Villoresi si concentra nel periodo aprile-settembre. Non va comunque sottovalutato l'effetto indotto anche dalla diminuzione dei pompaggi conseguente all'interruzione estive delle attività lavorative. L'innalzamento medio è pari a 3-4 m nel settore occidentale del Comune di Brugherio e si riduce a 2 m a Carugate.

C'è inoltre da evidenziare la predominante azione di ricarica esercitata dall'apertura del Canale Martesana e del conseguente scorrimento delle acque superficiali di irrigazione, che anche a scala mensile risulta facilmente correlabile agli innalzamenti della falda.

Nel settore orientale della Provincia di Milano, l'andamento della falda è dunque caratterizzato maggiormente dalle oscillazioni stagionali e cicliche legate ai periodi irrigui, rispetto a quanto osservato nei settori settentrionale e nord-orientale.

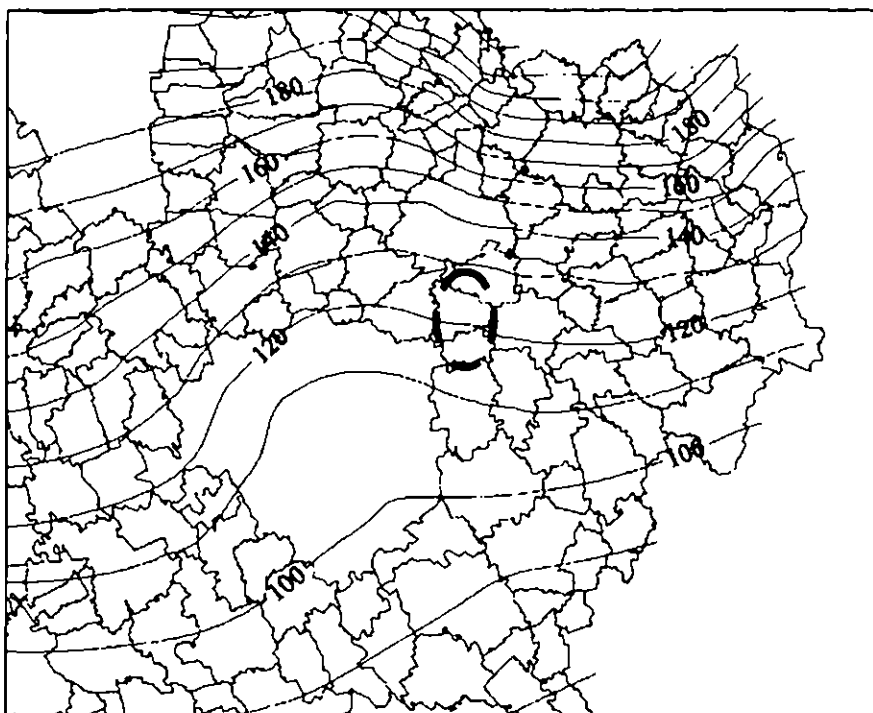


FIG. 9 *Carta delle isopiezometriche settembre 2001 – Sistema informativo
Provincia di Milano Scala grafica*

La presenza di acqua in profondità non è stata individuata dalle indagini eseguite per il presente progetto; tuttavia, dalle indicazioni ricavate dallo studio condotto dalla Provincia di Milano si deduce che la falda acquifera era ubicata nel 2001 a circa -15 m da p.c. attuale.

Anche considerando la risalita di qualche metro del livello piezometrico non sono prevedibili interferenze di alcun tipo con le opere in progetto.

A detailed black and white photograph of a large industrial machine, possibly a steam-powered crane or hoist. The machine features a tall, vertical column with various pulleys and cables. The base is complex, with multiple rollers or wheels and a large flywheel or gear mechanism. The overall design suggests a heavy-duty lifting or moving device from the early 20th century.

Pagina 10

L'esecuzione di una prova penetrometrica consiste nell'infiggere verticalmente nel terreno una punta conica metallica posta all'estremità di un'asta d'acciaio prolungabile con l'aggiunta di aste successive.

L'infissione della punta avviene per battitura, facendo cadere da un'altezza costante di 75 cm, un maglio del peso di 73 kg e registrando il numero di colpi di maglio (NScpt) necessari per approfondimenti costanti di 30 cm. La resistenza del terreno è funzione inversa della penetrazione per ciascun colpo e diretta del numero di colpi NScpt.

Di seguito vengono riportate le principali caratteristiche della prova condotta:

Prova n.	Profondità (m da p.c.)	Rifiuto ¹	Quota acqua (m da p.c.)
1	-7.2	si	Non rilevata

Non è stata individuata la presenza di acqua. Il rifiuto alla penetrazione è avvenuto per la presenza di ciottoli e/o blocchi tipici dei depositi fluvioglaciali.

La tabella e il grafico relativo alla prova Scpt sono riportati in appendice.

In figura 11 è riportata l'ubicazione della prova penetrometrica dinamica pesante SCPT.

4. STRATIGRAFIA E CARATTERISTICHE GEOTECNICHE

4.1 Stratigrafia

L'indagine geognostica unitamente al rilievo geologico-morfologico eseguito in corrispondenza dell'area in esame e di quelle limitrofe, ha evidenziato, oltre al livello superficiale costituito da terreno poco addensato, la presenza di depositi fluvio-glaciali, costituiti in prevalenza da sabbie e ghiaie.

Si tratta di terreni con grado di addensamento gradatamente crescente con la profondità.

¹ Per rifiuto si intende l'interruzione della prova a causa del mancato avanzamento di 30 cm delle aste a seguito di 100 colpi del maglio

Di seguito vengono riportati i risultati di tali deduzioni in un modello stratigrafico mediato per l'area di progetto:

Profondità in m dal p.c.	Orizzonte	Nspt	Stato di addensamento
da 0.0 a -2.7	1	2	Terreno molto sciolto
da -2.7 a -5.4	2	7	Terreno poco addensato
da -5.4 a -6.0	3	13	Terreno moderatamente addensato
da -6.0 a -7.2	4	31	Terreno addensato
oltre -7.2	5	>100	Terreno molto addensato, blocchi e ciottoli

$$Nspt = 1.2 Nscpt$$

= Orizzonte entro cui poggeranno le fondazioni in progetto

La rappresentazione grafica della stratigrafia locale con le indicazioni di progetto è riportata in Fig. 12.

4.2 Caratteristiche geotecniche

Le caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione sono state determinate attraverso le tabelle esistenti in letteratura proposte da vari Autori.

La tabella a seguire riassume le principali caratteristiche geotecniche individuate, con riferimento agli orizzonti stratigrafici descritti nel precedente paragrafo:

Profondità in m dal p.c.	Nspt	Yt	φ	E	Kw
da 0.0 a -2.7	2	1.60-1.65	23°	30	1.2
da -2.7 a -5.4	7	1.70-1.75	28°	110	4.4
da -5.4 a -6.0	13	1.60-1.65	31°	160	6.4
da -6.0 a -7.2	31	1.80-1.85	36°	300	12
oltre -7.2	>100	2.00-2.20	>38°	>350	>14

dove:

Yt = peso naturale terreno (t/m^3)

φ = angolo di attrito (°)

E = modulo elastico (kg/cm^2)

Kw = modulo di reazione del terreno (kg/cm^3)

= Orizzonte entro cui poggeranno le fondazioni in progetto

FIG. 12 Sezione stratigrafica-Scala 1: 200

5. CAPACITA' PORTANTE DEI TERRENI PER SRB

Sulla base dei parametri geotecnici riportati nel precedente paragrafo, è stata calcolata la capacità portante per fondazioni dirette tipo plinto quadrato, con rinterro minimo di 1.5 m, dimensioni di 3 m X 3 m, 4 m X 4 m, 5 m X 5 m e 6 m X 6 m e fattore di sicurezza pari a 3. Il piano di posa delle fondazioni è previsto a circa -2.5 m da p.c. attuale, in corrispondenza dell'orizzonte 1 molto sciolto dotato di scadenti caratteristiche geotecniche.

I valori di pressione ammissibile sono stati valutati secondo le relazioni di Terzaghi e di Brinch & Hansen, mentre i cedimenti sono stati previsti applicando le teorie dell'elasticità, di Burland & Burbidge e di Schmertmann per avere più termini di confronto.

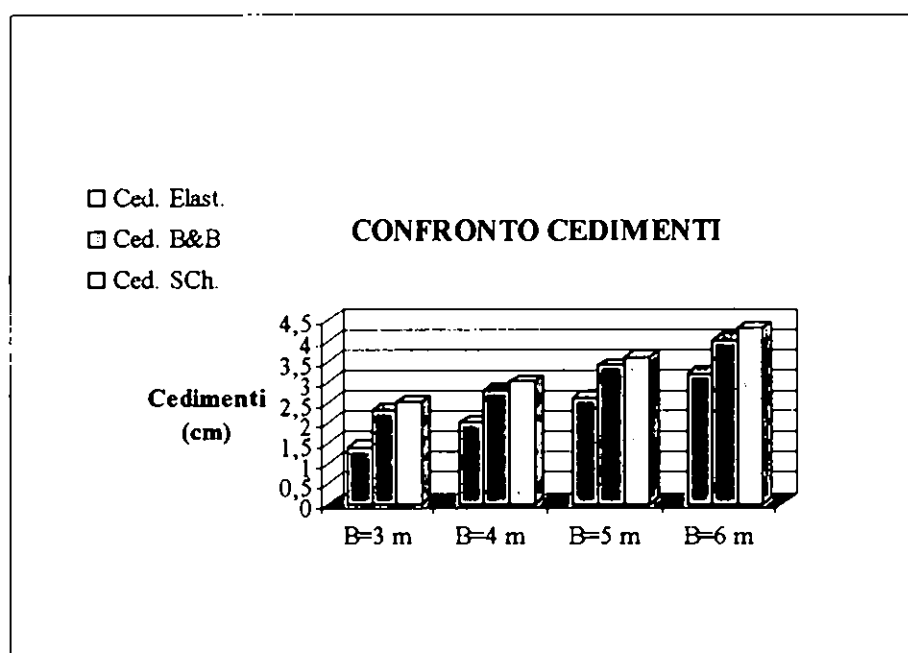
Fondazione tipo PLINTO QUADRATO-

Piano di posa fondazione a -2.5 m da p.c. esistente

<i>B</i>	<i>Q_{amm}</i>	<i>Q_{tot}</i>	<i>S. Elast.</i>	<i>S B & B</i>	<i>S Schmertmann</i>
3 X 3	13	117	1.4	2.3	2.5
4 X 4	15	240	2.0	2.8	3.0
5 X 5	17	425	2.6	3.4	3.6
6 X 6	19	684	3.2	4.0	4.3

dove:

B = dimensioni plinto (m); *Q_{amm}* = Portata ammissibile (t/m²); *Q_{tot}* = Portata totale compreso peso proprio (t/plinto); *S* = Cedimenti relativi (cm)



Al fine di contenere i cedimenti entro 2.5 cm si consiglia di adottare le seguenti pressioni ammissibili:

**Fondazione tipo PLINTO QUADRATO– Piano di posa fondazione a -2.5 m da p.c. esistente -
Cedimenti Inferiori A 2.5 Cm**

<i>B</i>	<i>Q_{amm}</i>	<i>Q_{tot}</i>
3 X 3	13	117
4 X 4	14	224
5 X 5	14	350
6 X 6	14	504

dove:

B = dimensioni plinto (m); *Q_{amm}* = Portata ammissibile (t/m²); *Q_{tot}* = Portata totale compreso peso proprio (t/plinto); *S*= Cedimenti relativi (cm)

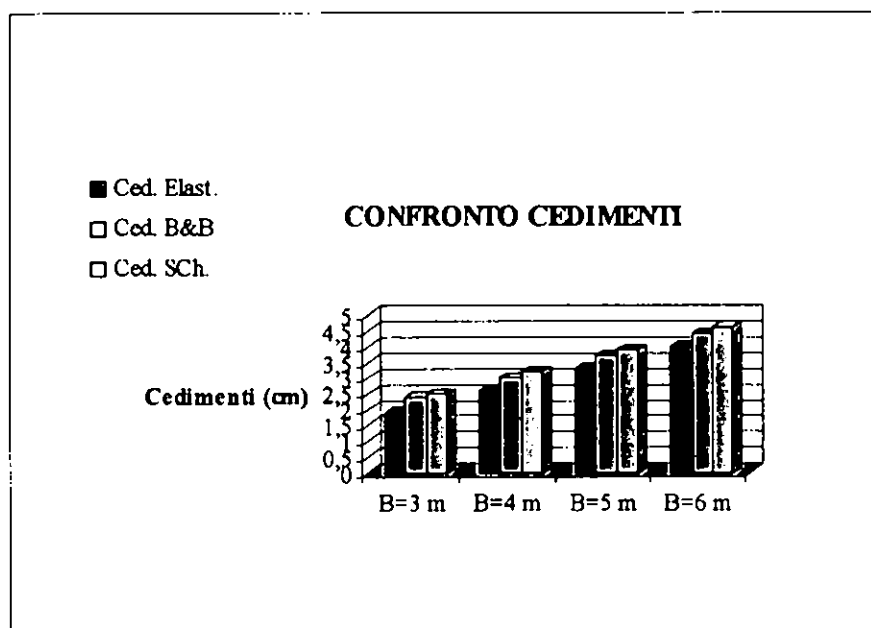
Visti gli elevati valori dei cedimenti e la presenza di un orizzonte dotato di discrete caratteristiche geotecniche a partire da -2.7 m da p.c. esistente, si consiglia di ribassare il piano posa fondazioni di 0.5 m e quindi a -3.0 m da p.c. esistente all'interno dell'orizzonte 2 dotato di discrete caratteristiche geotecniche. Di seguito si riportano i calcoli della portata ammissibile e i relativi cedimenti:

Fondazione tipo PLINTO QUADRATO– Piano di posa fondazione a -3.0 m da p.c. esistente

<i>B</i>	<i>Q_{amm}</i>	<i>Q_{tot}</i>	<i>S. Elast.</i>	<i>S B & B</i>	<i>S Schmertmann</i>
3 X 3	20	180	1.9	2.4	2.5
4 X 4	22	352	2.6	3.0	3.2
5 X 5	24	600	3.3	3.7	3.9
6 X 6	26	936	4.0	4.4	4.6

dove:

B = dimensioni plinto (m); *Q_{amm}* = Portata ammissibile (t/m²); *Q_{tot}* = Portata totale compreso peso proprio (t/plinto); *S*= Cedimenti relativi (cm)



Al fine di contenere i cedimenti entro 2.5 cm si consiglia di adottare le seguenti pressioni ammissibili:

Fondazione tipo PLINTO QUADRATO—

Piano di posa fondazione a -3.0 m da p.c. esistente

Cedimenti Inferiori A 2.5 Cm

<i>B</i>	<i>Q_{amm}</i>	<i>Q_{tot}</i>
3 X 3	20	180
4 X 4	19	304
5 X 5	18	450
6 X 6	17	612

dove:

B = dimensioni plinto (m); Q_{amm} = Portata ammissibile (t/m²); Q_{tot} = Portata totale compreso peso proprio (t/plinto); S= Cedimenti relativi (cm)

6. STABILITÀ FRONTI DI SCAVO

La stabilità dei fronti di scavo è influenzata dall'altezza e inclinazione dei fronti, dall'angolo d'attrito, dalla coesione non drenata del terreno, dalla presenza di sovraccarichi, dalle condizioni meteorologiche (variazioni di temperatura e precipitazioni), da eventuali venute di acqua dai fronti stessi e dal tempo nel quale lo scavo resterà aperto.

Si ha la necessità di garantire il massimo grado di stabilità e sicurezza alle strutture e alle proprietà che bordano il perimetro dell'area in oggetto, ritenendo di dover prevedere un intervento di consolidamento e di sostegno preventivo del fronte di scavo.

In questo caso si dovrà intervenire proteggendo i fronti di scavo utilizzando uno dei seguenti metodi:

PARATIA DI MICROPALI

Paratia di pali di piccolo diametro, armati con tubolare metallico, eventualmente tirantata, in funzione delle spinte agenti sui fronti.

SOTTOMURAZIONE A LOTTI RISTRETTI:

1. Sbancamento di 1.5 m di terreno lungo una fascia orizzontale ampia circa 10 m e immediata e realizzazione di un muro alto circa 1.5 m e lungo 10 m, con ferri di ripresa scoperti nella parte inferiore;

2. Sottomurazione al di sotto di questo muro, in lotti ristretti (3-3.5 m di ampiezza ciascuno), operando nel seguente modo:
 - eseguire scavi dall'altezza di circa 1.5 m e ampiezza di 3-3.5 m, in lotti successivi o alternati.
 - realizzare immediatamente il tratto di muro a sostegno del lotto scavato
3. proseguire con il lotto successivo seguendo le modalità sopra descritte

7. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Con incarico della *E.A.M. S.p.A.*, è stata eseguita nel comune di Cologno Monzese, in Via Pisa n.13, all'interno di un complesso industriale, un'indagine geologico tecnica-ai sensi del d.M. 11.3.88, con lo scopo di definire le caratteristiche stratigrafico-geotecniche dei terreni di fondazione e valutare la situazione idrogeologica-morfologica all'interno e al contorno dell'area di progetto, per la realizzazione di un'antenna SRB (codice sito: **MI 1773 COLOGNO MONZESE**).

L'indagine, consistita nell'esecuzione di una prova penetrometrica pesante dinamica SCPT spinta fino a rifiuto alla penetrazione avvenuto alla profondità di -7.2 m da p.c. esistente e unitamente al rilievo morfologico, geologico, idrogeologico e stratigrafico, ha individuato oltre al livello superficiale costituito da terreno molto sciolto, la presenza di depositi fluvio-glaciali, costituiti in prevalenza da sabbie e ghiaie con grado di addensamento gradatamente crescente con la profondità. Non è stata individuata la presenza di acqua per tutta la profondità di investigazione corrispondente a -7.2 m da p.c. esistente.

Non sono state individuate controindicazioni di carattere idrogeologico alla realizzazione dell'opera.

L'indagine ha definito quanto segue:

- ♦ **ANTENNA SRB.** La capacità portante calcolata per una fondazione superficiale tipo plinto in funzione della larghezza della fondazione (3-4-5-6 m), con piano di posa a -2.5 m da p.c. esistente in corrispondenza dell'orizzonte 1 dotato di scadenti caratteristiche geotecniche, risulta pari a 13-15-17-19 t/m² e i relativi cedimenti compresi tra 1.4 cm e 4.3 cm. Al fine di contenere i cedimenti entro 2.5 cm la capacità portante calcolata per una

fondazione superficiale tipo plinto in funzione della larghezza della fondazione (3-4-5-6 m), con piano di posa a -2.5 m da p.c. dovrà essere pari a 13-14-14-14 t/m².

Visti gli elevati valori dei cedimenti e la presenza di un orizzonte dotato di discrete caratteristiche geotecniche a partire da -2.7 m da p.c. esistente, si consiglia di ribassare il piano posa fondazioni di 0.5 m e quindi a -3.0 m da p.c. esistente all'interno dell'orizzonte 2 dotato di discrete caratteristiche geotecniche. In questo caso, la capacità portante calcolata per una fondazione superficiale tipo plinto in funzione della larghezza della fondazione (3-4-5-6 m), con piano di posa a -3.0 m da p.c. esistente in corrispondenza dell'orizzonte 2 dotato di discrete caratteristiche geotecniche, risulta pari a 20-22-24-26 t/m² e i relativi cedimenti compresi tra 1.9 cm e 4.6 cm. Al fine di contenere i cedimenti entro 2.5 cm la capacità portante calcolata per una fondazione superficiale tipo plinto in funzione della larghezza della fondazione (3-4-5-6 m), con piano di posa a -3.0 m da p.c. dovrà essere pari a 20-19-18-17 t/m².

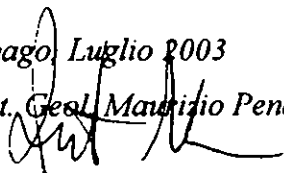
Per quanto riguarda l'apertura dei fronti di scavo, l'area di studio si trova a ridosso del muro di sostegno della rampa dei box interrati, pertanto non è possibile effettuare la profilatura del fronte di scavo e quindi si dovrà intervenire seguendo uno dei seguenti metodi:

- paratia di pali di piccolo diametro, armati con tubolare metallico, eventualmente tirantata, in funzione delle spinte agenti sui fronti.
- sottomurazione a lotti ristretti.

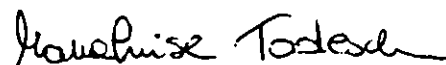
Si rimane comunque a disposizione per qualsiasi chiarimento.

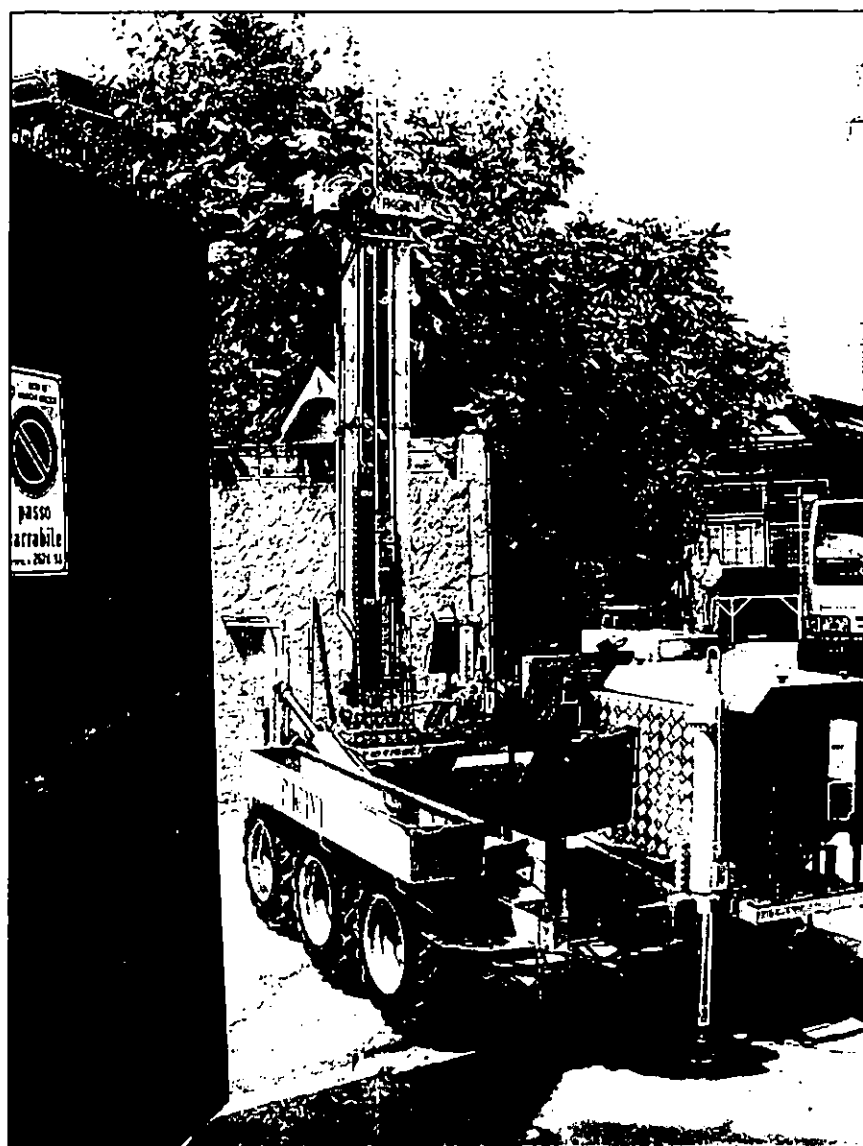
Osnago, Luglio 2003

Dott. Geol. Maurizio Penati



Dott.ssa Geol. Marialuisa Todeschini





ALLEGATO 1

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA PESANTE SCPT:

Grafici e Tabelle

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA**SCPT1****LUOGO: COLOGNO MONZESE (MI)**

Via Pisa n.13

Data: 10 luglio 2003

quota inizio: p.c.

Falda idrica: non rilevata

Caratteristiche Tecniche PENETROMETRO :

Peso massa battente: 73 kg

Altezza caduta libera: 75 cm

Diametro punta conica: 5,1 cm

Area base punta conica: 20,43 cm²

Angolo apertura punta: 60°

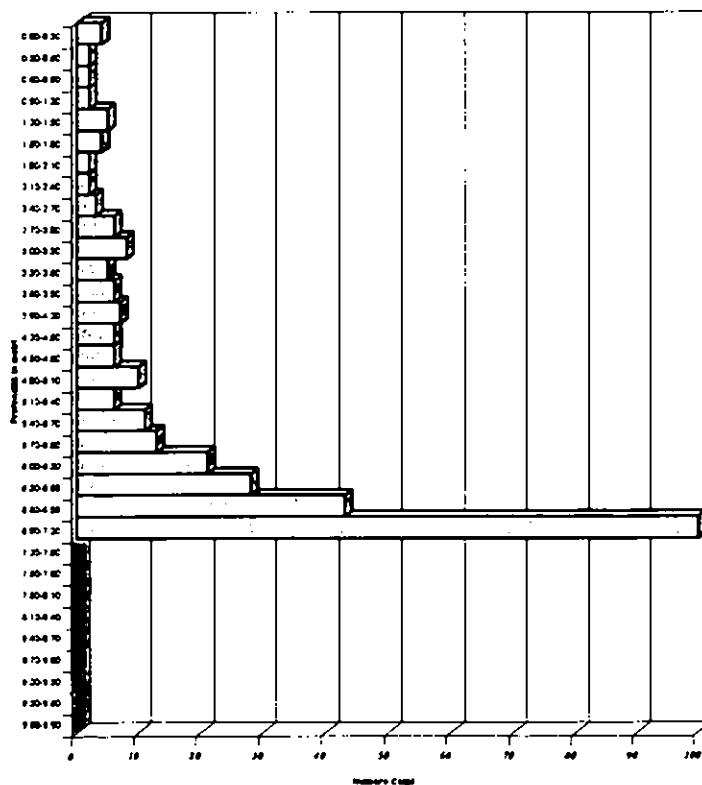
Lunghezza aste: 1,5 m

Avanzamento punta: 30 cm

Rendimento / Scpt : 1,1

TABELLA VALORI DI RESISTENZA

prof. (m)	Np	Nr. asta
0.00-0.30	4	1
0.30-0.60	2	1
0.60-0.90	2	1
0.90-1.20	2	1
1.20-1.50	5	1
1.50-1.80	4	2
1.80-2.10	2	2
2.10-2.40	2	2
2.40-2.70	3	2
2.70-3.00	6	2
3.00-3.30	8	3
3.30-3.60	5	3
3.60-3.90	6	3
3.90-4.20	7	3
4.20-4.50	6	3
4.50-4.80	6	4
4.80-5.10	10	4
5.10-5.40	6	4
5.40-5.70	11	4
5.70-6.00	13	4
6.00-6.30	21	5
6.30-6.60	28	5
6.60-6.90	43	5
6.90-7.20	100	5

PROVA PENETROMETRICA SCPT 1

IRTE S.p.A.

17/07/03

Via Pompei, 35 - 21013 Gallarate (VA)
Tel. 0331- 797286 - Fax. 0331- 776082



Spett.le HOME ON LINE

Alla cortese attenzione **Geom. Marco Leonora**

Oggetto: Sito H3G di COLOGNO CENTRO [MI-1773]
Comunicazione delle AZIONI ALLA BASE per palo flangiato H=30 m
Dichiarazione di conformità

Faccio seguito alla Vs. richiesta per comunicarVi le azioni alla base del palo in oggetto.
La struttura è un palo autoportante di tipo flangiato, di altezza nominale H=30 m, realizzato in cinque tronchi di tubo aventi lunghezza di 6.0 m/cad, di diametro Ø762x11 - Ø610x11 - Ø558x10 - Ø508x10 - Ø457x10. In sommità è ancorata una palina Ø114x4, avente lunghezza 2.5m, a cui vengono fissate le antenne per radiomobile. L'accesso in sommità è garantito da una scala omologata tipo "Soll"; la discesa dei cavi di impianto avverrà mediante apposita rastrelliera portacavi fissata al palo a 60° dalla scala uomo per facilitare le normali operazioni di manutenzione. Sulla struttura sono previste le seguenti installazioni:

- | | |
|--|----------------------|
| - n° 3 antenne h=1.3m H3G (+ 3 ant. future h=1.3m) | a quota c.a. 31.55 m |
| - n° 2 parabole Ø 60cm per P.R. H3G | a quota c.p. 29.20 m |
| - n° 2 parabole Ø 60cm per P.R. H3G | a quota c.p. 28.20 m |

Il progetto è stato eseguito sulla base delle direttive del DM 16-01-96 in vigore, per la località definita dai seguenti parametri di classificazione:

- | | |
|------------------------------|----------------------|
| - Comune : | Cologno Monzese (MI) |
| - Regione : | Lombardia (zona 1) |
| - Altitudine : | 130 m slm |
| - Classe di Rugosità : | D |
| - Categoria di esposizione : | II |

Comunico pertanto i valori alla base ed allego copia del disegno della dima dei tirafondi:

AZIONI ALLA BASE:

N	7.000 Kg
T	2.400 Kg
M	43.500 Kg·m

Il sottoscritto **Dott. Ing. Tiziano Bollati** con studio a Gallarate (VA) in via Pompei 35, presso la ditta IRTE S.p.A. iscritto all'Albo Professionale di Milano al n° 20865, **attesta** che tutte le strutture in carpenteria metallica sono state calcolate e progettate a norma delle vigenti disposizioni di legge e rispettanti le specifiche di progetto H3G.

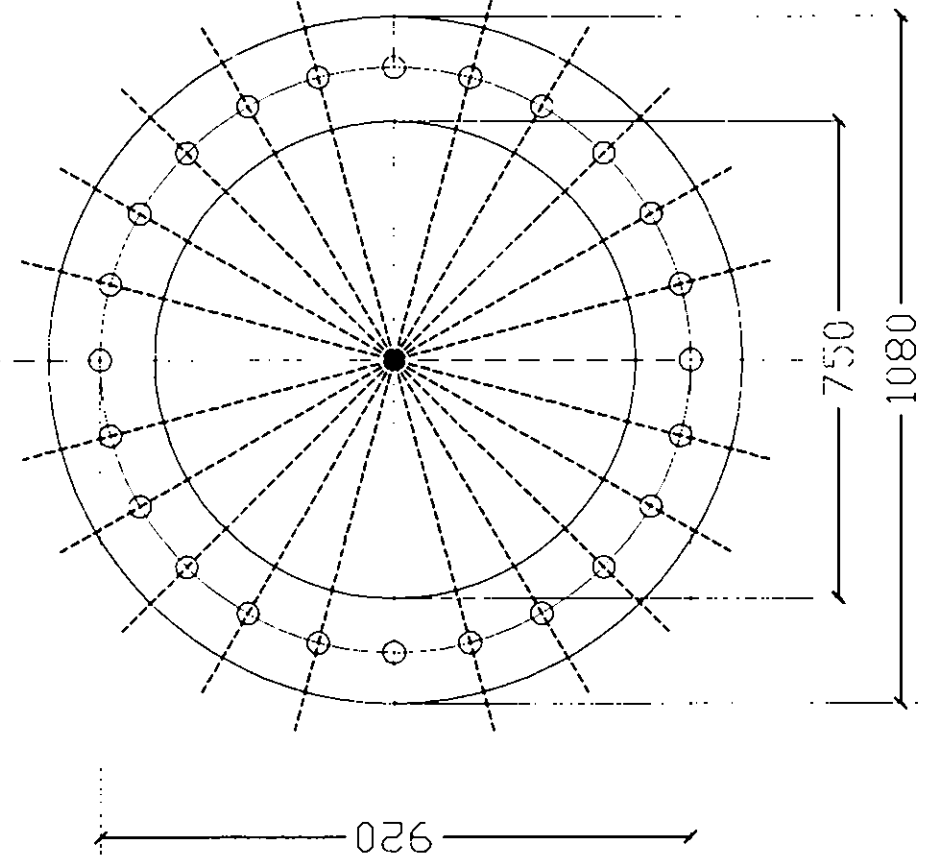
A disposizione per eventuali chiarimenti, porgo distinti saluti.

Ing. Tiziano Bollati

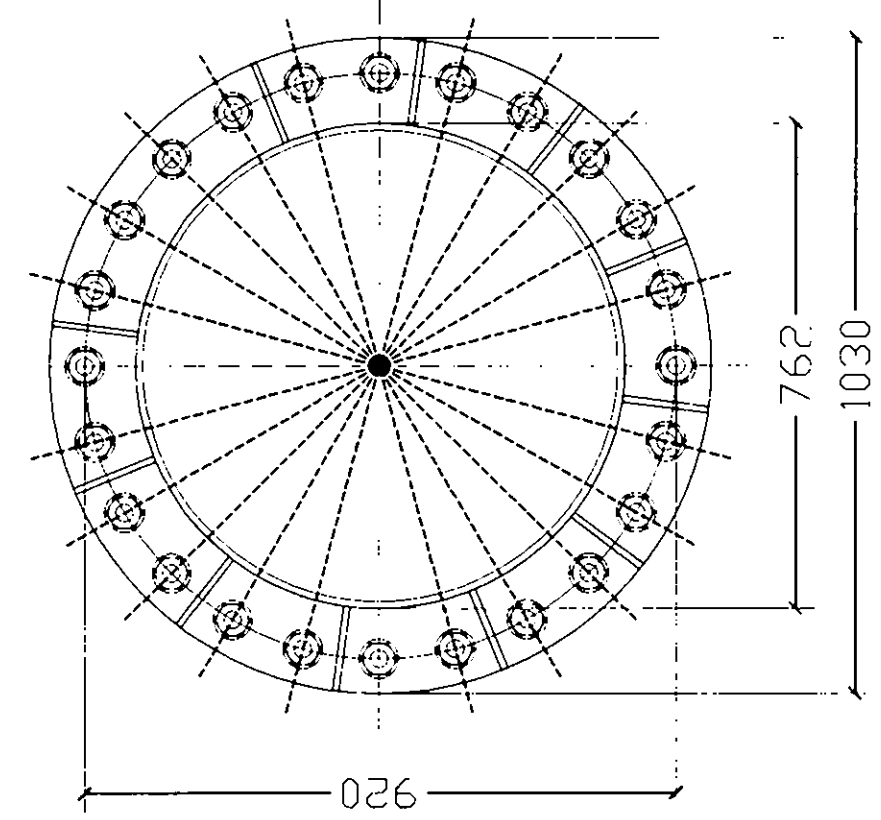
DIMA di POSIZIONAMENTO SUPERIORE e INFERIORE

PIASTRA DI BASE a PALO MONTATO

△ ASSE FONDAZIONE



△ ASSE FONDAZIONE



CAPPELLOTTO M33

DADO M36 +
RONDELLA M33

DIMA SUPERIORE
anello sp.8mm

DADO M33 +
RONDELLA M363

24 TIRAFONDI M33

DADO M33 +
RONDELLA M363

DIMA INFERIORE
anello sp.8mm

DADO M36 +
RONDELLA M33

RINCALZO CON EMACO
DA ESEGUIRE A PALO MONTATO

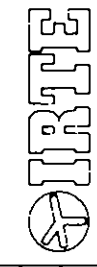
PIANO
FONDAZIONE

NOTE

- FONDAZIONE DA REALIZZARE IN CLS di CLASSE RCK>=250
- CURARE IL SERRAGGIO DEI DADI ALLE DIME DI POSIZIONAMENTO
- FISSARE LA POSA DEI TIRAFONDI ASSICURANDONE LA VERTICALITA' E CURARE LA FASE DI GETTO EVITANDO POSSIBILI SPOSTAMENTI
- CURARE L'ORIENTAMENTO DELL'ASSE DELLA DIMA

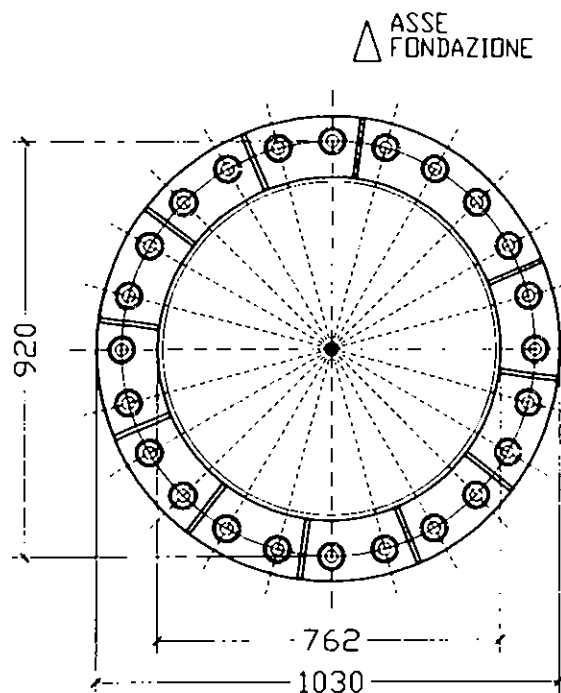
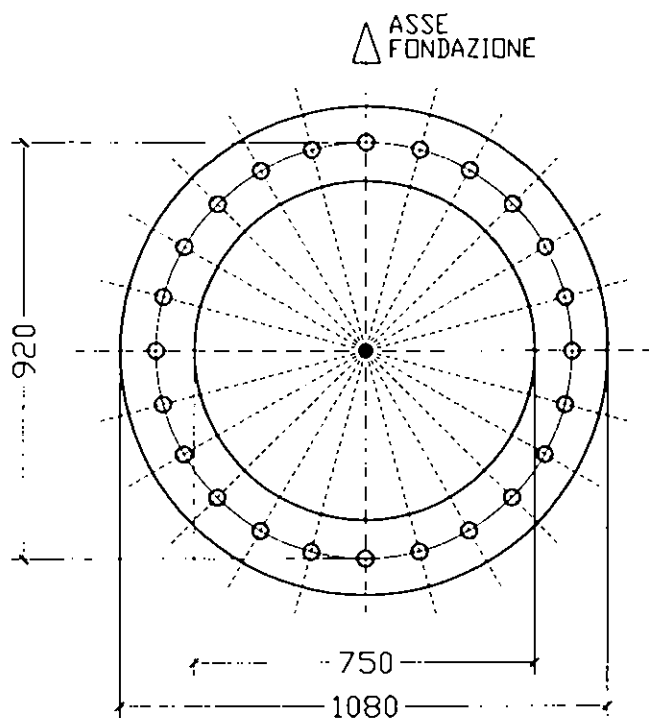
DISTINTA BULLONERIA		
Tipo		pezzi
DADO M33 UNI 5588-65 classe 6S o passo grosso categoria A		96
RONDELLA M33 UNI 6592 Cat.A		96
CAPPELLOTTI per M33		24

MATERIALE	Tondi Ø33 in acciaio Fe 510B		SEGNI DI LAV.
TRATTAMENTI TERMICI			TUTTI I FRANGE NON INDICATE
SCALA A4	DENOMINAZIONE	POSA TIRAFONDI	IMPIEGO
DISEGN.SP	CUI (C.N.) CENTRO MI-1773 - H=30m		H3G SpA
DATA MARZO 01			
CONTR.			
m0071/6	IRTE S.p.A. - 20133 GALLARATE - ITALY		S1-0009-02b



DIMA di POSIZIONAMENTO SUPERIORE e INFERIORE

PIASTRA DI BASE a PALO MONTATO



CAPPELLOTTO M33

DADO M36 +
RONDELLA M33

DIMA SUPERIORE
anello sp.8mm

DADO M33 +
RONDELLA M363

24 TIRAFONDI M33

DADO M33 +
RONDELLA M363

DIMA INFERIORE
anello sp.8mm

DADO M36 +
RONDELLA M33

RINCALZO CON EMACO
DA ESEGUIRE A PALO MONTATO

PIANO
FONDAZIONE

NOTE

FONDAZIONE DA REALIZZARE
IN CLS di CLASSE $R_{ck} \geq 250$

CURARE IL SERRAGGIO DEI DADI
ALLE DIME DI POSIZIONAMENTO

FISSARE LA POSA DEI TIRAFONDI
ASSICURANDONE LA VERTICALITA'
E CURARE LA FASE DI GETTO
EVITANDO POSSIBILI SPOSTAMENTI

CURARE L'ORIENTAMENTO
DELL'ASSE DELLA DIMA

IL PROGETTISTA

Ing. Stefano PAGANI

DISTINTA BULLONERIA	
Tipo	pezzi
DADO M33 UNI 5588-65 classe 6S a passo grosso categoria A	96
RONDELLA M33 UNI 6592 Cat.A	96
CAPPELLOTTI per M33	24

MATERIALE		Tondi Ø33 in acciaio Fe 510B
TRATTAMENTI TERMICI		
SCALA A4	DENOMINAZIONE	POSA TIRAFONDI
DISegn SP	COLOGNO CENTRO MI-1773 - H=30m	
DATA MARZO 01		
CONTR.		
mQ071/6	 IRTE SPA - 21013 CALLARATE - ITALY	

c. 03TI0222

IMPIEGO
H3G SpA

ST-0009/TF

IRTE SpA

Via Pompei, 35 - 21013 Gallarate (VA)
Tel. 0331-797286 - Fax. 0331-776082

H3G SpA

COMUNE DI COLOGNO MONZESE - MILANO
SERVIZIO OPERE DI INTERESSE LOCALE
Disciplina opere di pubblica utilità e di interesse locale
e precompresso ed in cemento armato normale
ATTESTAZIONE DI DEPOSITO
(Decreto del 27.02.1985)
IL FUNZIONARIO 090288 35NOV04

Struttura per Impianto Radiomobile

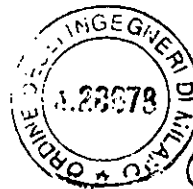
PALO FLANGIATO H = 30 mt

Sito:

COLOGNO CENTRO [Cod. MI-1773]

Comune:

Cologno Monzese (MI)



IL PROGETTISTA

Dott. Ing. Stefano PAGANI

06/10/2003

INDICE

1	INTRODUZIONE	Pag	3
2	NORMATIVA	Pag	3
3	METODO DI CALCOLO	Pag	4
4	MATERIALI	Pag	4
5	ANALISI DEI CARICHI	Pag	5
6	AZIONI ALLA BASE	Pag	10
7	VERIFICA DEI TRONCHI	Pag	10
8	VERIFICA DELLE FLANGE	Pag	11
9	VERIFICA DEI TIRAFONDI	Pag	12
10	PERIODO PROPRIO E COEFFICIENTE DINAMICO	Pag	13
11	VERIFICA ALLA DEFORMABILITA'	Pag	14
12	VERIFICA SISMICA	Pag	15
13	CONCLUSIONI	Pag	15

1. INTRODUZIONE

La relazione di calcolo qui eseguita costituisce il progetto di un palo per impianti Radiomobile, di tipo autoportante, di altezza complessiva $H = 30$ mt, posto in Comune di Cologno Monzese (MI), località Via Pisa 12.

La struttura, tubolare, è composta da n° 5 tronchi (di altezza mt. 6 cad/tronco), flangiati ed imbullonati tra
Una scala verticale, munita di dispositivo anticaduta omologato tipo "Soll", permette l'accesso in sommità.

Il palo è ancorato alla fondazione mediante piastra di base (saldata e costolata) e tirafondi annegati nel blocco di fondazione in cls.

In sommità è prevista l'installazione di una palina portantenne, in tubo $\varnothing 114$, di altezza mt. 2,5, flangiata ed imbullonata alla sommità del fusto cilindrico.

Con quote riferite al baricentro della spinta del vento, il progetto d'impianto prevede l'installazione di:

- n° 3 antenne $h=1,3$ m (+ 3 ant. future $h=1,3$ m), installate a quota mt. 31,55
- n° 2 parabole $\varnothing 60$ cm per P.R. , installate a quota mt. 29,2
- n° 2 parabole $\varnothing 60$ cm per P.R. , installate a quota mt. 28,2

2. NORMATIVA

Legge 5/11/1971 n° 1086 "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso, ed a struttura metallica".

Legge 2/2/1974 n° 64 "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche" e successivo D.M. 24/1/1986 di approvazione delle norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.

D.M. del 16/1/1996 (Gazzetta Ufficiale no. 29 del 05.02.1996)

Norme tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".

D.M. del 12/2/1982 (Gazzetta Ufficiale no. 56 del 26.02.1982) e successiva Circolare Ministeriale del 24/5/82.

Circolare Ministeriale n° 156AA.GG./STC. del 4/7/1996

Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche..." di cui al D.M. 16/1/1996.

D.M. del 9/1/1996 "Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche" e precedente D.M. del 14/2/1992 per quanto riguarda i riferimenti al "metodo delle tensioni ammissibili".

D.M. del 16/1/1996 "Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche"

Istruzioni C.N.R. - UNI 10011/88 "Costruzioni in acciaio: istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione."

3. METODO DI CALCOLO

Nella presente relazione di calcolo si è utilizzato il "Metodo delle tensioni ammissibili" (v. D.M. 9/1/96, punto Le tensioni ammissibili assunte, di cui al precedente par.3, sono conformi alle prescrizioni CNR-UNI 10011/88 ed al D.M. 14/2/92.

4. MATERIALI

- Profili tubolari	Acciaio tipo	Fe 430 B	$\sigma_{adm} =$	1900	Kg/cm ²
- Flange	Acciaio tipo	Fe 430 B	$\sigma_{adm} =$	1900	Kg/cm ²
- Flangia di base	Acciaio tipo	Fe 430 B	$\sigma_{adm} =$	1900	Kg/cm ²
- Tirafondi	Acciaio tipo	Fe 510 B	$\sigma_{adm} =$	2400	Kg/cm ²
- Bulloneria	Acciaio classe	8,8	$\sigma_{adm} =$	3700	Kg/cm ²
			$\tau_{adm} =$	2600	Kg/cm ²

5. ANALISI DEI CARICHI

5.1 Carichi verticali

Peso proprio della struttura	6750 Kg
Peso antenne/attacchi	250 Kg

Totale carichi verticali **N = 7000 Kg**

5.2 Spinta del vento

In conformità al nuovo D.M. 16/1/96, la pressione esercitata dal vento sulla struttura, e sugli elementi esposti previsti in progetto, si determina come:

$$P = Q_{ref} \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d$$

dove:

Q_{ref}	Pressione cinetica di riferimento
C_e	Coefficiente di esposizione
C_p	Coefficiente di forma
C_d	Coefficiente dinamico (assunto pari a 1)

Nel caso particolare, i parametri determinati sono i seguenti

Località di installazione	Cologno Monzese (MI)
Regione	Lombardia
Zona di vento	1
Quota altimetrica della località	130 mt. slm.
Classe di rugosità del terreno	D
Categoria di esposizione	2
V_{ref}	25 m/s
Q_{ref}	39,06 Kg/mq

I valori del coefficiente di esposizione, variabile con la quota z , sono stati calcolati con la formula (D.M. 16/1/96, punto 7.5) :

$$C_e = K_t^2 \cdot C_t \cdot \ln \frac{z}{z_0} \cdot (7 + C_t \cdot \ln \frac{z}{z_0})$$

dove:

C_t	Coefficiente di topografia, assunto pari a 1.
-------	---

Di seguito sono riportati i valori di C_e e della pressione P alle quote che interessano il presente calcolo.

Quote di riferimento per la spinta del vento sulla struttura [Zona 1, Categoria 2]

Kr	Zo	Zmin	Ct	Z	Ce	Qref	P
-	[m]	[m]	-	[m]	-	[Kg/m ²]	[Kg/m ²]
0,19	0,05	4	1	3,0	1,80	39,06	70
0,19	0,05	4	1	9,0	2,29	39,06	89
0,19	0,05	4	1	15,0	2,62	39,06	102
0,19	0,05	4	1	21,0	2,84	39,06	111
0,19	0,05	4	1	27,0	3,02	39,06	118
0,19	0,05	4	1	31,3	3,12	39,06	122

Quote di riferimento per la spinta del vento su impianti e accessori [Zona 1, Categoria 2]

Kr	Zo	Zmin	Ct	Z	Ce	Qref	P
-	[m]	[m]	-	[m]	-	[Kg/m ²]	[Kg/m ²]
0,19	0,05	4	1	31,55	3,13	39,06	122
0,19	0,05	4	1	29,2	3,07	39,06	120
0,19	0,05	4	1	28,2	3,05	39,06	119

5.2.1 Spinta del vento sulla struttura

Coefficiente di forma per profili tubolari : 0,7

Per il dimensionamento della spinta del vento sugli elementi accessori (scala di salita, staffe portacavi e cavi) è stata assunta un'area esposta pari a 0,2 mq/mlin, con coefficiente di forma $C_p = 1$.

I tronchi sono contati a partire dalla base.

Tronco 1: Tubo Ø 762x11

Altezza tronco:	6	m
Pressione media:	70	Kg/mq
Area tronco [$C_p = 0,7$]:	4,57	mq
Area accessori [$C_p = 1$]:	1,20	mq
Area esposta:	4,40	mq

Spinta: F =	309	Kg
Quota: Z =	3,0	m

Tronco 2: Tubo 610x11

Altezza tronco: 6 m
Pressione media: 89 Kg/mq
Area tronco [Cp = 0,7] : 3,66 mq
Area accessori [Cp = 1] : 1,20 mq
Area esposta: 3,76 mq

Spinta: F = 336 Kg
Quota: Z = 9,0 m

Tronco 3: Tubo 558x10

Altezza tronco: 6 m
Pressione media: 102 Kg/mq
Area tronco [Cp = 0,7] : 3,35 mq
Area accessori [Cp = 1] : 1,20 mq
Area esposta: 3,54 mq

Spinta: F = 362 Kg
Quota: Z = 15,0 m

Tronco 4: Tubo 508x10

Altezza tronco: 6 m
Pressione media: 111 Kg/mq
Area tronco [Cp = 0,7] : 3,05 mq
Area accessori [Cp = 1] : 1,20 mq
Area esposta: 3,33 mq

Spinta: F = 370 Kg
Quota: Z = 21,0 m

Tronco 5: Tubo 457x10

Altezza tronco: 6 m
Pressione media: 118 Kg/mq
Area tronco [Cp = 0,7] : 2,74 mq
Area accessori [Cp = 1] : 1,20 mq
Area esposta: 3,12 mq

Spinta: F = 368 Kg
Quota: Z = 27,0 m

5.2.2 Spinta del vento su antenne ed accessori

Palina: Tubo Ø114x4

Ae = 0,20 m²

P = 122 Kg/m²

F = 24 Kg

Z = 31,3 m

3 antenne h=1,3m (+ 3 ant. future h=1,3m)

Ae = 2,60 m²

P = 122 Kg/m²

F = 318 Kg

Z = 31,6 m

2 parabole Ø60 cm per P.R.

Ae = 0,78 m²

P = 120 Kg/m²

F = 94 Kg

Z = 29,2 m

2 parabole Ø60 cm per P.R.

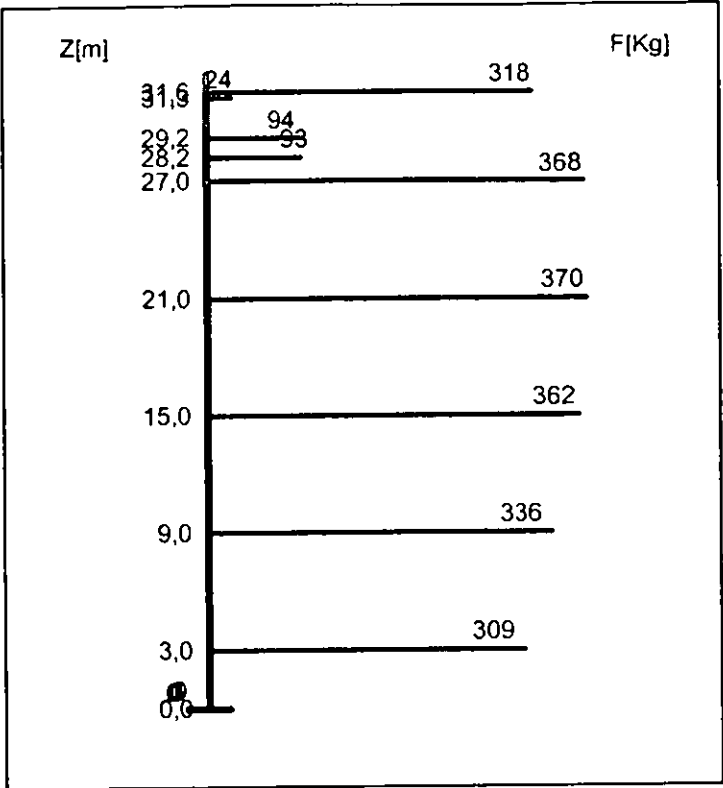
Ae = 0,78 m²

P = 119 Kg/m²

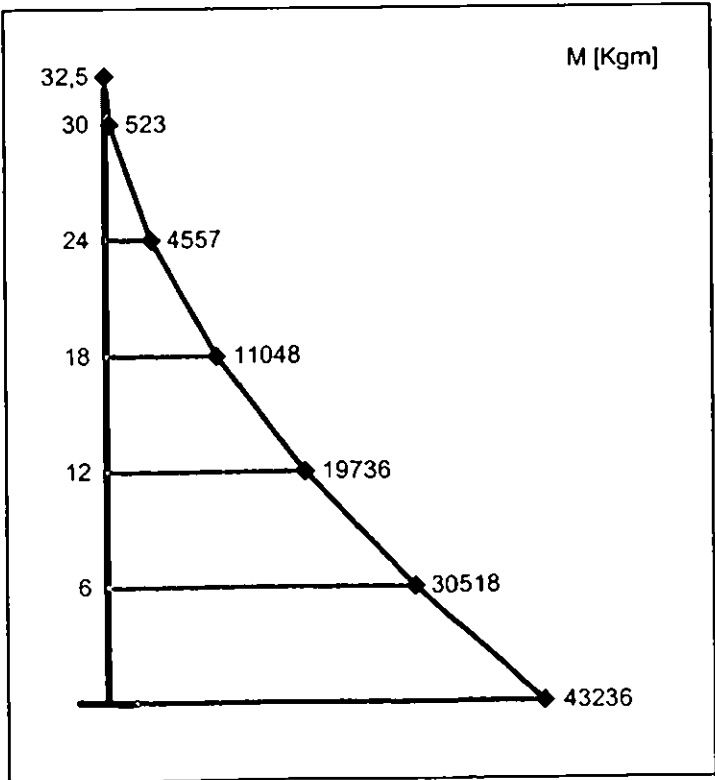
F = 93 Kg

Z = 28,2 m

Schema della spinta del vento su impianti e struttura



Schema del momento flettente



6. AZIONI ALLA BASE

Momento Flettente: $M = 43.236 \text{ Kgm}$

Taglio: $T = 2.274 \text{ Kg}$

Azione assiale: $N = 7.000 \text{ Kg}$

7. VERIFICA DEI TRONCHI

La struttura è costituita da tronchi in acciaio di qualità Fe 430B

$\sigma_{adm} = 1900 \text{ Kg/cm}^2$

Tronco	$\varnothing - t$ [mm]	W [cm ³]	A [cm ²]	M [Kgm]	N [Kg]	σ [Kg/cm ²]	σ_{adm} [Kg/cm ²]
1	Ø762x11	4803	260	43236	7000	927	1.900
2	Ø610x11	3045	207	30518	5150	1.027	1.900
3	Ø558x10	2317	172	19736	3700	873	1.900
4	Ø508x10	1910	156	11048	2500	594	1.900
5	Ø457x10	1536	140	4557	1400	307	1.900
Palina	Ø114x4	37	14	523	200	1.439	1.900

La struttura è verificata in sicurezza. Il tronco più sollecitato (tronco 2) lavora al 54% della sollecitazione ammissibile.

La palina portantenne di sommità lavora al 76% della sollecitazione ammissibile.

8. VERIFICA DELLE FLANGE

Le flange di unione dei tronchi sono serrate con bulloni di classe 8,8
La palina di sommità è serrata con bulloni di classe 8,8

$$\sigma_{\text{adm}} (0.75) = 2775 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{adm}} (0.75) = 2775 \text{ Kg/cm}^2$$

Tronchi 1/2 (762/610): 24 M24 cl8,8

$$M = 30518 \text{ Kgm}$$

$$A_{\text{res}} = 3,49 \text{ cm}^2$$

$$W = 1801 \text{ cm}^3$$

$$\sigma = 1.695 \text{ Kg/cm}^2$$

Tronchi 2/3 (610/558): 24 M24 cl8,8

$$M = 19736 \text{ Kgm}$$

$$A_{\text{res}} = 3,49 \text{ cm}^2$$

$$W = 1466 \text{ cm}^3$$

$$\sigma = 1.346 \text{ Kg/cm}^2$$

Tronchi 3/4 (558/508): 24 M24 cl8,8

$$M = 11048 \text{ Kgm}$$

$$A_{\text{res}} = 3,49 \text{ cm}^2$$

$$W = 1361 \text{ cm}^3$$

$$\sigma = 812 \text{ Kg/cm}^2$$

Tronchi 4/5 (508/457): 24 M20 cl8,8

$$M = 4557 \text{ Kgm}$$

$$A_{\text{res}} = 2,42 \text{ cm}^2$$

$$W = 871 \text{ cm}^3$$

$$\sigma = 523 \text{ Kg/cm}^2$$

Palina di sommità: 8 M20 cl8,8

$$M = 523 \text{ Kgm}$$

$$A_{\text{res}} = 2,42 \text{ cm}^2$$

$$W = 266 \text{ cm}^3$$

$$\sigma = 197 \text{ Kg/cm}^2$$

La flangia più sollecitata (tra il 1° e il 2° tronco, Ø762/610) lavora al 61% della sollecitazione ammissibile.
La flangia di unione della palina di sommità lavora al 7% della sollecitazione ammissibile.

9. VERIFICA DEI TIRAFONDI

La struttura è ancorata al plinto di fondazione tramite n° 24 tondi M 33, in acciaio Fe 510B , disposti lungo una dima circolare di diametro 920 mm ai fori, ed annegati nel getto della fondazione per una lunghezza pari a 1250 mm.

La fondazione è relizzata con getto di calcestruzzo di classe Rck ≥ 250 Kg/cm².

9.1 Verifica allo strappamento

Momento alla base	M =	43236 Kgm	
Area resistente	A _{res} =	6,88 cm ²	
Modulo di resistenza	W =	3798 cm ³	
	σ =	1138	< $0.75 \cdot 2400$ Kg/cm ² 1800 Kg/cm ²

La massima sollecitazione in esercizio è pari al 63% del valore ammissibile.

9.2 Verifica allo sfilamento

Strappamento	F =	7833 Kg	
Tensione di taglio ammissibile	τ_{co} =	5,33 Kg/cm ²	
Lunghezza minima di ancoraggio	L _{min} =	94	< 125 cm

10. PERIODO PROPRIO E COEFFICIENTE DINAMICO

Il calcolo del primo modo di vibrare della struttura e' stato eseguito utilizzando la relazione :

$$T = 1.79 \cdot H^2 \cdot \sqrt{\frac{p}{g \cdot E \cdot J}}$$

dove

- p = Peso per unità di altezza ;
- g = Accelerazione di gravità (9.81 m/s²) ;
- E = Modulo di elasticità ;
- J = Momento d'inerzia medio della struttura ;
- H = Altezza della struttura.

Si ottiene:

$$T_0 = 1,86 \quad \text{sec}$$

Il coefficiente dinamico, da cui l' eventuale maggiorazione delle azioni statiche, si calcola con la formula (v. Circ. Min. 24/5/82) :

$$C_d = \theta \cdot (1 + \xi \cdot \tau)$$

dove

- θ = Coefficiente riduttivo, funzione dell'altezza totale della struttura)
- ξ = Coefficiente dinamico, funzione del periodo proprio della struttura
- τ = Coefficiente di pulsazione, funzione della quota che si considera.

Si ottiene:

$$C_d = 0,98$$

Per quanto riguarda gli effetti dinamici risulta pertanto giustificato il valore $C_d = 1$ adottato per la tipologia strutturale in questione (v. punto 5.2).

La precedente analisi di calcolo e di verifica, in cui si è adottato il valore della pressione statica, è pertanto risolutiva della verifica in sicurezza della struttura, in quanto le sollecitazioni della pressione dinamica risultano inferiori a quelle della pressione statica.

11. VERIFICA ALLA DEFORMABILITA'

La deformabilità della struttura è stata valutata in termini di massima rotazione in sommità, per azione di un vento costante e corrispondente ad una velocità di 100 Km/h. La valutazione è stata condotta utilizzando un programma ad elementi finiti.

La rotazione massima in sommità è pari a:

$$\alpha = 30'$$

ed assume pertanto un valore pari al limite imposto dalle specifiche standard per strutture da impianto radiomobile ($0,5^\circ = 30'$).

La massima deformabilità rientra pertanto nei limiti ammissibili.

12. VERIFICA SISMICA

Le sollecitazioni provocate da azioni sismiche orizzontali o verticali possono essere determinate convenzionalmente mediante analisi statica.

Tali effetti sismici determinano :

- Un sistema di forze orizzontali, parallele alle direzioni ipotizzate per il sisma, del tipo

$$F_H = C \cdot R \cdot I \cdot W$$

con C = Coefficiente d'intensità sismica
 R = Coefficiente di risposta
 I = Coefficiente di protezione sismica
 W = Peso complessivo delle masse

- Un sistema di forze verticali, distribuite sulla struttura proporzionalmente alle masse presenti, del tipo

$$F_V = m \cdot C \cdot I \cdot W$$

con $m = 2$

Nel caso di strutture in acciaio la forza orizzontale F_i alla generica quota si ottiene dalla relazione:

$$F_i = C \cdot R \cdot \epsilon \cdot \beta \cdot \gamma_i \cdot I \cdot W_i$$

con ϵ = Coefficiente di fondazione
 β = Coefficiente di struttura
 γ = Coefficiente di distribuzione sismica

Pertanto, considerando

$$C = 0.10 \quad R = 1.0 \quad I = 1.4 \quad \epsilon = 1.3 \quad \beta = 1.2$$

i valori delle azioni orizzontali così calcolate, disposte nel baricentro di ciascun tronco, risultano decisamente inferiori a quelle indotte dal vento massimo.

13. CONCLUSIONI

- Da quanto riportato nella presente relazione, nelle ipotesi di carico assunte per vento e posizionamento delle antenne, si conclude che la struttura così progettata è verificata in sicurezza.

I. RELAZIONE TECNICA GENERALE

I.a. Descrizione del sito

Il sito destinato ad accogliere le infrastrutture per questa Stazione Radio Base si identifica come "raw-land"; l'area di installazione della stazione Radio Mobile è all'interno di una proprietà privata.

Le antenne saranno localizzate su Palo slim metallico autoportante di nuova installazione. Il palo presenta la discesa dei cavi coassiali a sinistra della scaletta solli. Saranno installate tre antenne del tipo "Kathrein", vincolate direttamente al palo, per il sistema UMTS.

I.b. Localizzazione del sito

Dati identificativi dell'immobile oggetto dell'intervento:

Comune di Cologno Monzese (MI) – Via pisa, 12.

Identificativi catastali: N.C.E.U. di Cologno Monzese, foglio n. 29, mapp. 101.

I.c. Descrizione degli interventi edili ed impiantistici

Caratteristiche tecniche

La stazione di telefonia in oggetto verrà realizzata all'interno della proprietà sopracitata, e consisterà di un Palo slim metallico autoportante da 30.20 m, sul quale verranno fissate le antenne ricetrasmittenti della stazione RBS (3 antenne tipo Katherin con centro elettrico a +31.55m), con n.2 parabole staffate al palo di diametro Ø 60 ciascuna (una parabola ha centro parabola di +28.20 m e una parabola ha centro parabola di +29.20 rispetto al suolo).

L'orientamento delle suddette sarà definito in fase di progettazione.

E' previsto l'uso di una NB441.

L'impianto oggetto dell'intervento è in grado di garantire la necessaria copertura al sistema di telefonia cellulare UMTS.

Le attrezzature necessarie al funzionamento della stazione verranno collocate all'interno della sopracitata NB441 che conterrà:



- apparati ricetrasmittitori costituiti da circuiti elettronici di tipo statico inseriti in armadi metallici muniti di porta;
- sistema di alimentazione elettrica con batteria di emergenza (tipo ermetico) per sopperire ad una eventuale mancanza di rete;
- impianto di sicurezza e segnalazione a distanza di allarme per eventuali anomalie;
- impianto di climatizzazione costituito da condizionatori e/o ventilatori atti a mantenere entro un prefissato intervallo di livelli di temperatura ed umidità nelle apparecchiature.
- quadro elettrico generale e impianto di alimentazione macchine.

Impianti installati

Il collegamento tra gli apparati e le antenne per il passaggio dei Flussi Radio sarà realizzato tramite cavi coassiali che seguiranno un percorso verticale fissati su Palo, un percorso orizzontale mediante supporto in rastrelliera, come risulta dagli elaborati grafici allegati. I cavi saranno sostenuti coperti, ove necessario, da carter di protezione in lamiera.

Le antenne direzionali, del tipo "Kathrein", per ricevere e propagare i segnali radio verranno vincolate ad una palina di altezza pari a 6m, vincolata sua volta al Palo.

L'orientamento e le caratteristiche dimensionali delle antenne sarà conforme alle specifiche prescritte in base alle esigenze di copertura della rete.

L'allacciamento alla rete ENEL, con richiesta di 15 kW, avverrà mediante l'installazione di apposito quadro d'interfaccia, scaricatori e trasformatore d'isolamento.

L'impianto di messa a terra per il collegamento a terra di tutte le masse sarà progettato secondo criteri della norma CEI. Se necessario sarà possibile, per le apparecchiature elettroniche, effettuare il collegamento a terra, onde realizzare una massa di funzionamento.

Il tutto come illustrato negli elaborati grafici allegati alla presente relazione tecnica, di cui sono parte integrante.

II. Relazione di calcolo

II.a. INTRODUZIONE

La presente relazione di calcolo riguarda le verifiche statiche da svolgere per la costruzione della fondazione di una struttura portante (n. 1 palo slim Slim) sito in Via Pisa n°12, Comune di Cologno Monzese (Milano).

La quota d'imposta di tale struttura è al piano campagna. Il palo slim portante è alto complessivamente 30 metri + pennone e sarà dotato di scala di sicurezza per l'accesso alle antenne. Il palo slim è ancorato mediante tirafondi alla fondazione adeguatamente calcolata.

Il progetto prevede l'installazione di n. 3 celle direttive (70°, 190°, e 310° N) costituite da 1 antenna per settore $h = 1,30$ mt. per UMTS a quota base antenna a +30,90 mt. Si preve l'installazione di n° 3 parabole Ø60, a quota (centro parabola) +29,20 mt e di 1 parabola Ø60, a quota (centro parabola) +28,20 mt.

II.b. NORMATIVA

Legge 5/11/1971 n° 1068 "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso, ed a strutture metalliche".

D.M. del 12/2/1982 (Gazzetta Ufficiale no. 56 del 26.02.1982) e successiva Circolare Ministeriale del 24/5/82.

Circolare Ministeriale n° 156AA.GG./STC.del 4/7/1996

Istituzioni per l'applicazioni delle "Norme tecniche...." Di cui al D.M. 16/1/1996.

D.M. del 9/1/1996 "Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche" e precedente D. M. del 14/2/1992 per quanto riguarda i riferimenti al "metodo delle tensioni ammissibili".

Istituzioni C.N.R. – UNI 10011/88 "Costituzioni in acciaio: istituzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione".

II.c. MATERIALI

I materiali adottati nel presente progetto, per l'esecuzione di opere in cemento armato, devono possedere le seguenti caratteristiche minime:

- calcestruzzo per sottofondazioni non armate dosato a 150 Kg di cemento R325 al mc di impasto;
- calcestruzzo per opere strutturali $R_{ck} \geq 250 \text{ daN/cm}^2$;
- acciaio di armatura per c.a. in barre ad aderenza migliorata FeB44K controllato.

Pertanto con riferimento al metodo di calcolo adottato nel presente progetto, i valori massimi di resistenza sono:

per il conglomerato con $R_{ck} \geq 250 \text{ daN/cm}^2$

tensione normale di compressione

$$\sigma_{c,adm} = 85,00 \text{ daN/cm}^2$$

tensione tangenziale in assenza di armatura

$$\tau_{co} = 5,33 \text{ daN/cm}^2$$

tensione tangenziale con presenza di armatura al taglio $\tau_{c1} = 16,86 \text{ daN/cm}^2$

Barre ad aderenza migliorata: FeB44k

tensione ammissibile

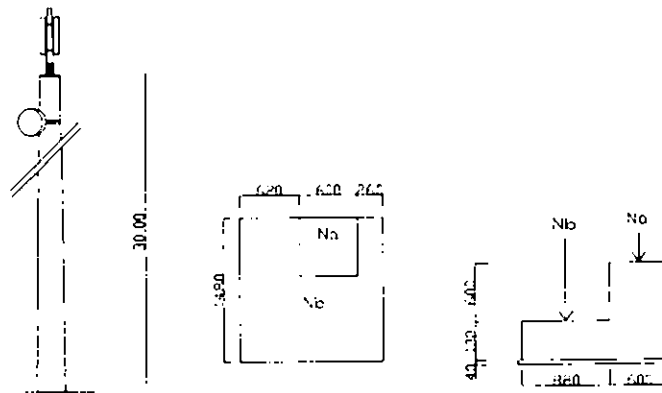
$$\sigma_{s,amm} = 2600 \text{ daN/cm}^2$$

II.d. METODO DI CALCOLO

Nella presente relazione di calcolo si è utilizzato il "Metodo delle tensioni ammissibili" (v. D. M. 9/1/96, punto 4).

Le tensioni ammissibili assunte, di cui al precedente par.3, sono conformi alle prescrizioni CNR – UNI 10011/88 ed al D.M. 14/2/92.

II.e. GEOMETRIA DELLA STRUTTURA



II.f. VERIFICHE STATICHE

Sollecitazione alla base del palo

Reazioni vincolari:

vento frontale

- $N = 7000 \text{ daN}$
- $T = 2400 \text{ daN}$
- $M = 43500 \text{ daNm}$

Analisi carichi alla quota di posa delle fondazioni

N1: Peso dado superiore

N2: Peso dado inferiore

N3: Peso terra su dado inferiore

N4: Peso terra negativo di volume pari al dado superiore

N5: Peso terra su magrone

N6: Peso magrone

Np: Peso palo

peso c.l.s. armato = 2500 daN/m^3

peso magrone = 2200 daN/m^3

peso terra: γ = 1700 daN/m^3

$N1 = 2500 \cdot (1,5^2 \cdot 1,5)$

= 8438 daN

$$\begin{aligned}N2 &= 2500 \cdot (3,7^2 \cdot 1,0) &= 34225 \text{ daN} \\N3 &= 1700 \cdot (3,7^2 \cdot 1,5) &= 34910 \text{ daN} \\N4 &= -1700 \cdot (1,5)^2 \cdot 1,5 &= -5738 \text{ daN} \\N5 &= 1700 \cdot (3,8 \cdot 3,9 - 3,7^2) \cdot 2,5 &= 4803 \text{ daN} \\N6 &= 2200 \cdot (3,8 \cdot 3,9) \cdot 0,1 &= 3260 \text{ daN} \\Np &\text{ peso palo + apparecchiature } Np &= 7000 \text{ daN}\end{aligned}$$

Considero 2 forze concentrate come da figura:

$$\begin{aligned}Na &= N1+N4+Np &= 9700 \text{ daN} \\Nb &= N2+N3+N5+N6 &= 77198 \text{ daN} \\Carico Verticale Tot &&= 86898 \text{ daN}\end{aligned}$$

Braccio di applicazione forza Na rispetto al baricentro del dado inferiore:

$$bx = 0,45 \text{ m}$$

$$by = 1,10 \text{ m}$$

Azioni complessive alla base del magrone

$$\begin{aligned}N_{tot} &= 86898 \text{ daN} \\M_{tot} &= 43500 + 2400 \cdot 2,6 = 49740 \text{ daNm} \\H &= T = 2400 \text{ daN}\end{aligned}$$

Verifica al ribaltamento

$$\begin{aligned}M_{rib} &= 49740 \text{ daNm} \\M_{stab} &= 9700 \cdot \left(\frac{1,5}{2}\right) + 77198 \cdot \left(\frac{3,7}{2}\right) = 150091 \text{ daNm} \\ \frac{M_{stab}}{M_{rib}} &= \frac{150091}{49740} = 3,02 >> 1,5\end{aligned}$$

Verifica a scorrimento

Angolo di attrito del terreno: $\varphi=23^\circ$

$$H_{stab} = N_{TOT} \cdot tg\left(\frac{2}{3} \cdot \varphi\right) = 23827 \text{ daN}$$

$$H_{instab} = 2400 \text{ daN}$$

$$\frac{H_{stab}}{H_{nb}} = 9,9 >> 1,3$$

Verifica a schiacciamento

Al fine di contenere i cedimenti del piano fondazioni la tensione ammissibile del terreno viene limitata a $1,4 \text{ daN/cm}^2$. Cedimenti $< 2,5 \text{ cm}$.

Condizione di carico considerata: vento agente in direzione y (+).

Braccio di applicazione forza Na rispetto al baricentro del dado inferiore:

$$b_x = 0,45 \text{ m}$$

$$b_y = 1,10 \text{ m}$$

Calcolo del momento M_x :

$$M_x = 49740 + 9700 \cdot 1,1 = 60410 \text{ daNm}$$

Calcolo del momento M_y :

$$M_y = 9700 \cdot 0,45 = 4365 \text{ daNm}$$

$$\sigma_{tmax} = \frac{86898}{380^2} + \frac{6041000}{\frac{1}{12} \cdot 380^4} \cdot \frac{380}{2} + \frac{436500}{\frac{1}{12} \cdot 380^4} \cdot \frac{380}{2} = 1,31 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{tmax} = 1,31 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{tadm} = 1,40 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{tmin} = \frac{86898}{380^2} - \frac{6041000}{\frac{1}{12} \cdot 380^4} \cdot \frac{380}{2} - \frac{436500}{\frac{1}{12} \cdot 380^4} \cdot \frac{380}{2} \cong 0 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{tmin} \cong 0 \text{ daN/cm}^2$$

Calcolo e verifica dell'armatura di fondazione

Si considera il momento di una mensola di lunghezza L_m sporgente dal dado superiore. La spinta del terreno è trapezoidale e si sviluppa dalla sezione "i" all'estremità del plinto. Si considera il vento agente in direzione y (-) come condizione più sfavorevole (la lunghezza della mensola L_m risulta massima).

$$L_m = 3,8 - 1,5 - 0,1 = 2,20 \text{ m}$$

La condizione più sfavorevole per la mensola si verifica quando il momento M_x trasmesso dal palo al plinto assume il valore massimo: $M_x = 49740 \text{ daNm}$

$$\text{Momento totale in x} \quad M_{totx} = +1,1 \cdot (9700) - 49740 = -3970 \text{ daNm}$$

$$\text{Momento totale in y} \quad M_{toty} = 4365 \text{ daNm}$$

$$\sigma_{tmax} = \frac{86898}{380^2} + \frac{390700}{\frac{1}{12} \cdot 380^4} \cdot \frac{380}{2} + \frac{436500}{\frac{1}{12} \cdot 380^4} \cdot \frac{380}{2} = 1,10 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{tmin} = \frac{86898}{380^2} - \frac{390700}{\frac{1}{12} \cdot 380^4} \cdot \frac{380}{2} - \frac{436500}{\frac{1}{12} \cdot 380^4} \cdot \frac{380}{2} = 0,15 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_i = 0,15 + \frac{1,10 - 0,15}{3,8} \cdot (1,5 + 0,1) = 0,525 \text{ daN/cm}^2$$

$$p = (2500 \cdot 1,00 + 2200 \cdot 0,1 + 1500 \cdot 1,5) \cdot 100^{-2} = 0,497 \text{ daN/cm}^2$$

$$M = \left(\frac{\sigma_i \cdot L_m^2}{6} + \frac{\sigma_{\max} \cdot L_m^2}{3} - \frac{p \cdot L_m^2}{2} \right) \cdot 3,8 = 37830 \text{ daNm}$$

Armando il dado inferiore del plinto con una maglia di 1+1Ø16/20 (TOT 19+19 Ø16) posta all'intradosso ed una maglia di 1+1Ø12/20 (TOT 19+19 Ø12) all'estradosso si ottengono delle tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio abbondantemente inferiori alle ammissibili.

Le verifiche riportate sono state eseguite mediante l'ausilio di un programma di calcolo automatico.

Coefficiente di omogeneizzazione: $n=15$

Area armature zona tesa: $A_s = 19 \cdot 2,01 = 38,19 \text{ cm}^2$

Area armature zona compressa: $A'_s = 19 \cdot 1,13 = 21,47 \text{ cm}^2$

Copriferro sup. e inf. : $h' = 4 \text{ cm}$

Distanza armature tese/lembo compresso:

$$h = 100 - 4 - 0,8 = 95,2 \text{ cm}$$

Caratteristiche della sezione:

$$y = f \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + 2 \cdot \left(\frac{S}{f} \right)} \right) = 15,15 \text{ cm}$$

$$S = \frac{(A_s \cdot h + A'_s \cdot h')}{(A_s + A'_s)}$$

$$f = \frac{n \cdot (A_s + A'_s)}{b}$$

$$J = \frac{b \cdot y^3}{3} + n \cdot A_s \cdot (h - y)^2 + n \cdot A'_s \cdot (y - h')^2 = 4135532 \text{ cm}^4$$

Maglia inferiore:

$$\sigma_{al} = \frac{n \cdot M \cdot (h - y)}{J}$$

$$\sigma_{al} = 1100 \text{ daN/cm}^2$$

Maglia superiore:

$$\sigma'_{al} = 145 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{cls} = \frac{M \cdot y}{J}$$

$$\sigma_{cls} = 14 \text{ daN/cm}^2$$

Verifica del dado superiore

Si verifica la sezione di congiungimento tra il dado superiore e quello inferiore, attraversata da 1 Ø16/20 (TOT 8 Ø16) su ogni lato.

Verifica a presso-flessione mediante programma di calcolo automatico.

Geometria: quadrato di lato 150 cm

Analisi dei carichi:

$$N = 15438 \text{ daN}$$

$$M = 43500 + 2400 \cdot 1,5 = 47100 \text{ daNm}$$

Armature. Per semplicità verranno considerate solo le armature poste alle estremità:

$$\text{Area armature zona tesa:} \quad A_s = 8 \cdot 2,01 = 16,08 \text{ cm}^2$$

$$\text{Area armature zona compressa:} \quad A'_s = 8 \cdot 2,01 = 16,08 \text{ cm}^2$$

Maglia tesa:

$$\sigma_{st} = 1650 \text{ daN/cm}^2$$

Maglia compressa:

$$\sigma'_{st} = 265 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{cls} = 22 \text{ daN/cm}^2$$

Verifica al taglio:

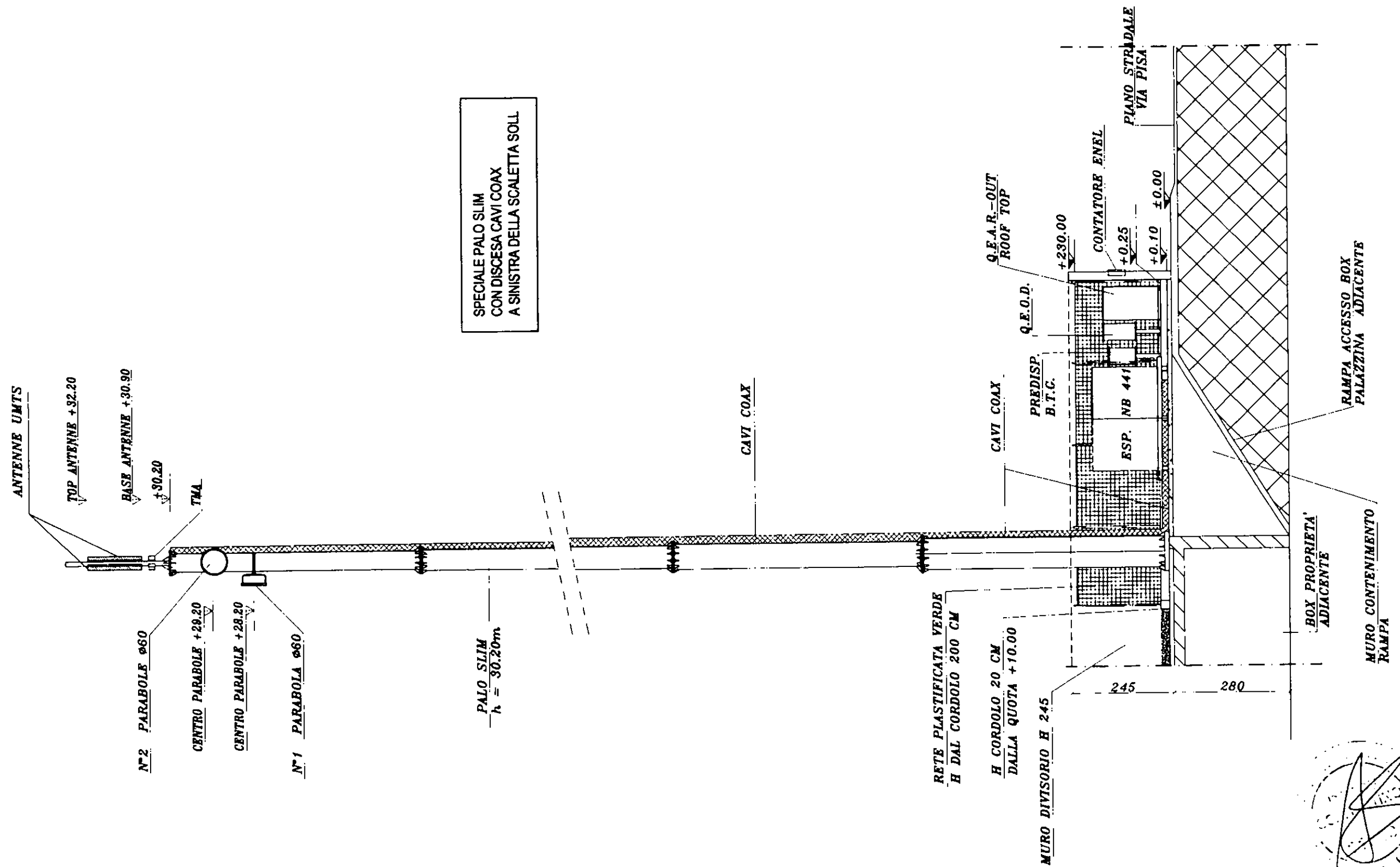
$$T = 2400 \text{ daN}$$

$$\tau_{max} = \frac{T}{0,9 \cdot b \cdot h} = 0,123 \text{ daN/cm}^2 \ll \tau_{co}$$

Conclusioni

Il palo soddisfa le verifiche prescritte e le pressioni sul terreno risultano essere conformi alle tensioni e cedimenti ammissibili. Le tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio sono inferiori ai valori ammissibili.





STAZIONE DI TELEFONIA CELLULARE SISTEMA UMTS

Eam s.p.a.

Progettista:
HomeOnLine s.r.l.
Arch. Davide Scarcantino
Via De Cristoforis, 15
20124 Milano

Sito: COLOGNO CENTRO

Cod.: ML 1/73

Disegn.: V.P.

Data: 15.07.03

PROGETTO ESECUTIVO

Appr: HomeOnLine

Reviz.:

Form.: A3

Scala: 1:100

File: pe_ML173.DWG

Committente:

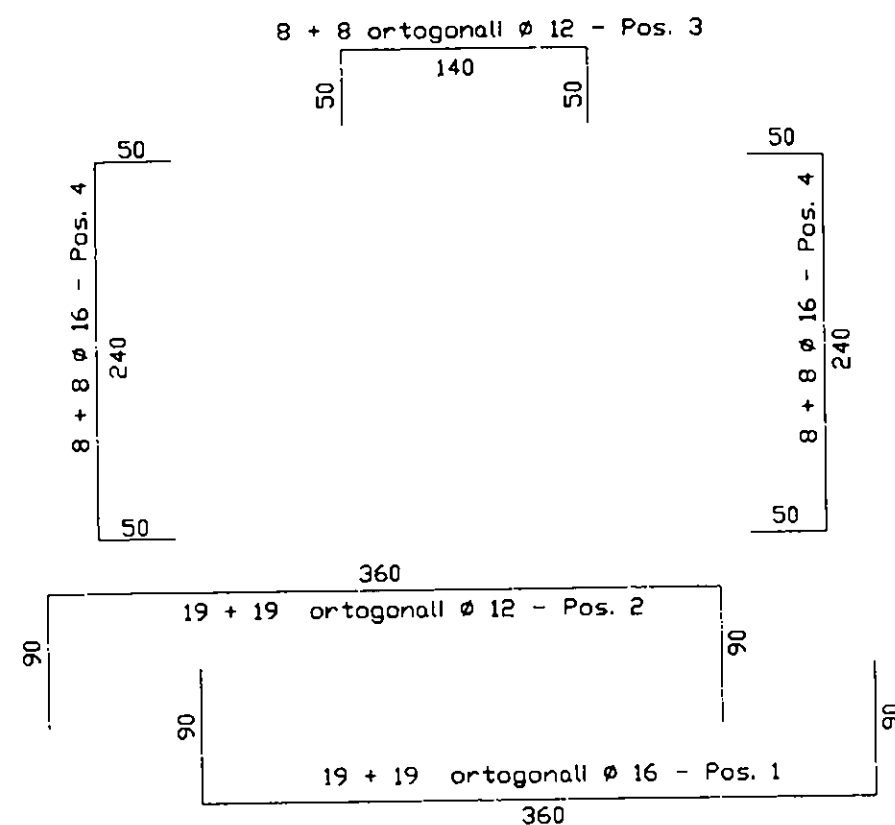
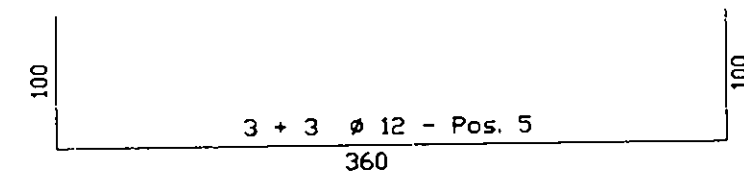
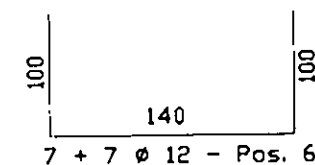
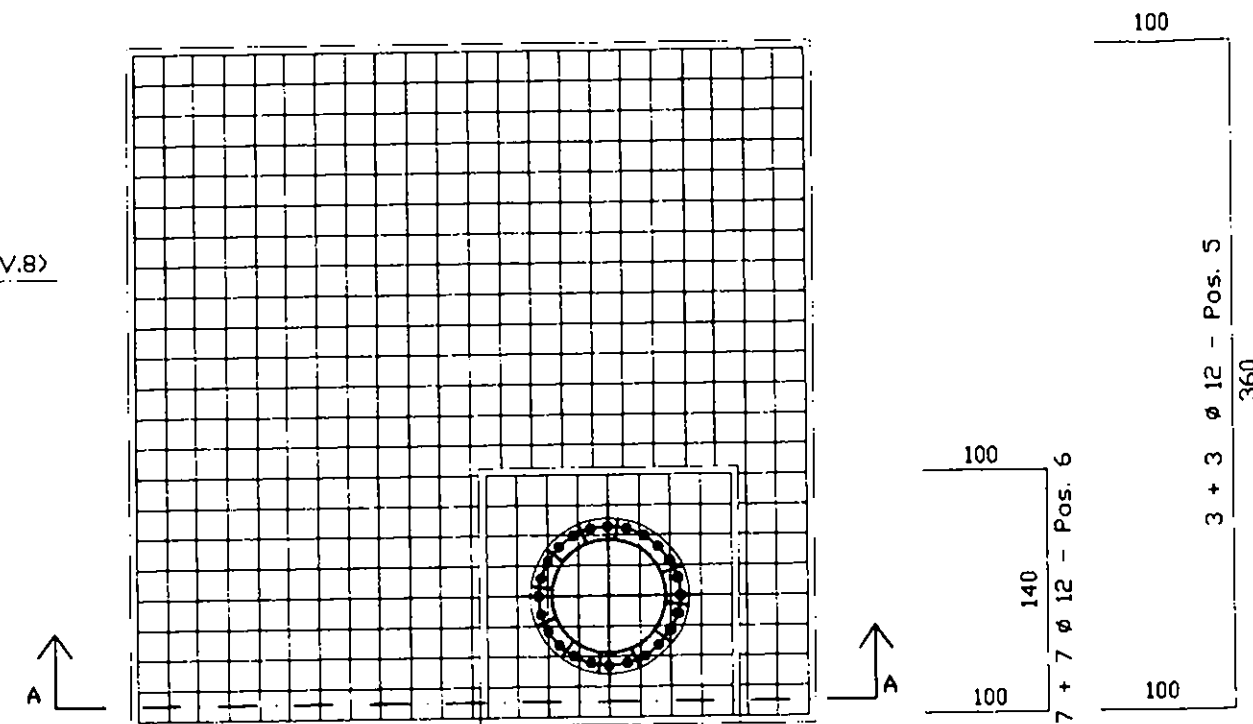
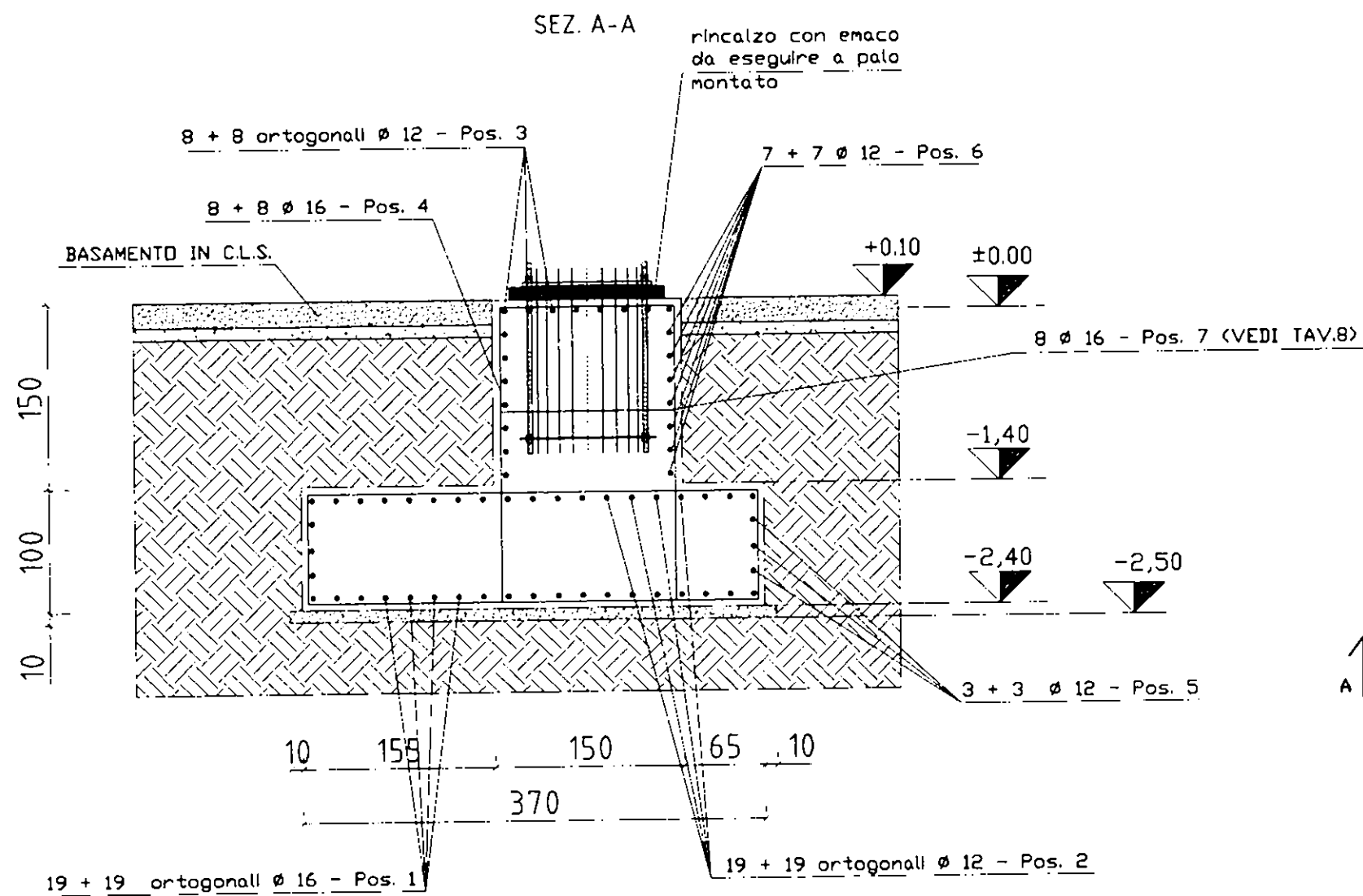
H3G

Loc.: Via Pisa 12

Tav.: SEZIONE A-A'

2

PIANTA FONDAZIONE PALO



MISURE ESPRESSE IN CENTIMETRI

Cls fondazione R'ck 25 N/mm²
Acciaio FeB44k controllato



STAZIONE DI TELEFONIA CELLULARE SISTEMA UMTS

Eam s.p.A.

Progettista:
HomeOnLine s.r.l.
Arch. Davide Sciarantino
Via De Cristoforis, 15
20124 Milano

Sito: COLOGNO CENTRO

Cod.: MI.1773

Disegn.: v.p.

Data: 15.07.03

PROGETTO ESECUTIVO

Appr.: HomeOnLine

Revis.:

Form.: A3

Scala: 1:50

File: pe_MI1773.DWG

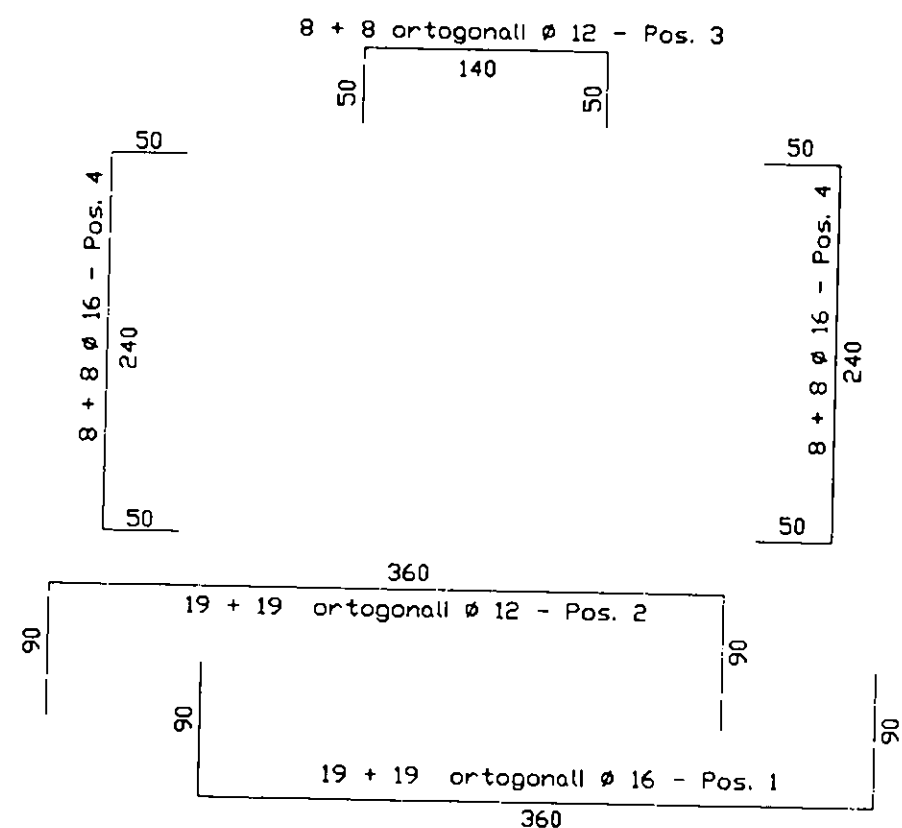
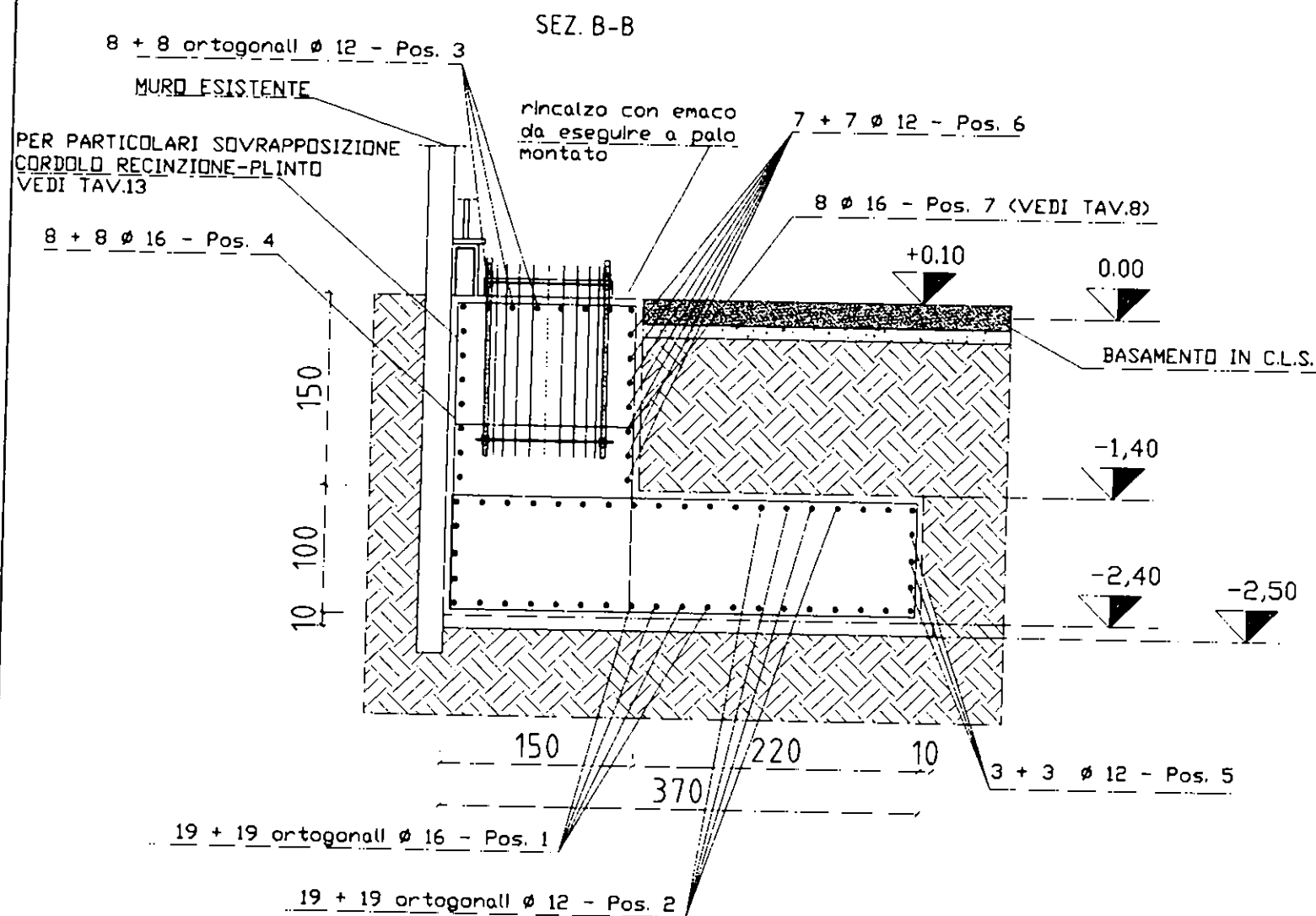
Committente:

H3G

Loc.: Via Pisa 12

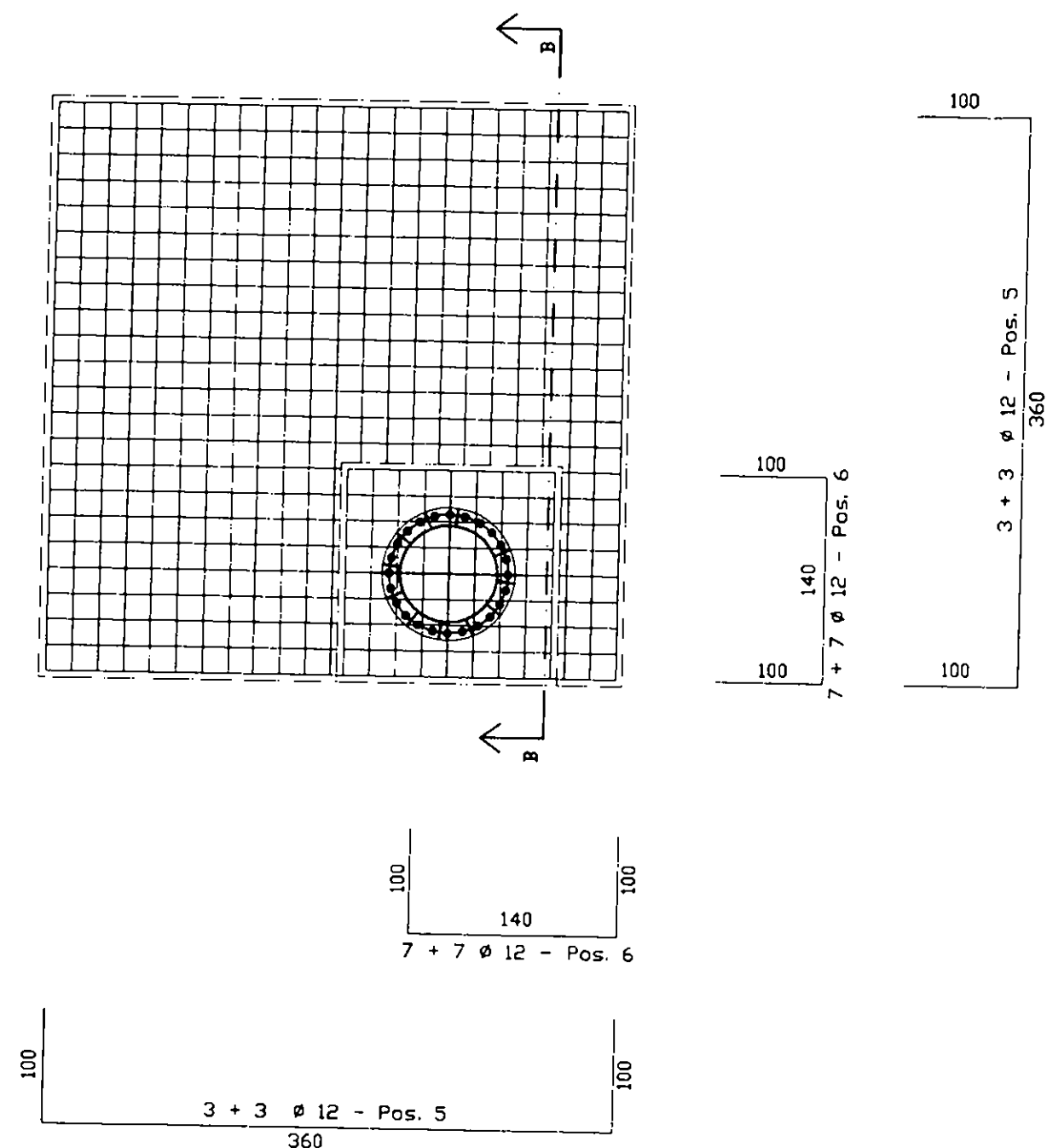
Tav.: PARTICOLARE FONDAZIONE PALO

9

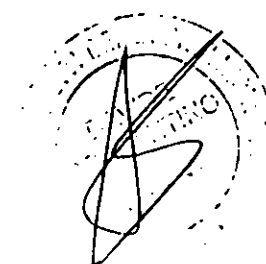


MISURE ESPRESSE IN CENTIMETRI

PIANTA FONDAZIONE PALO

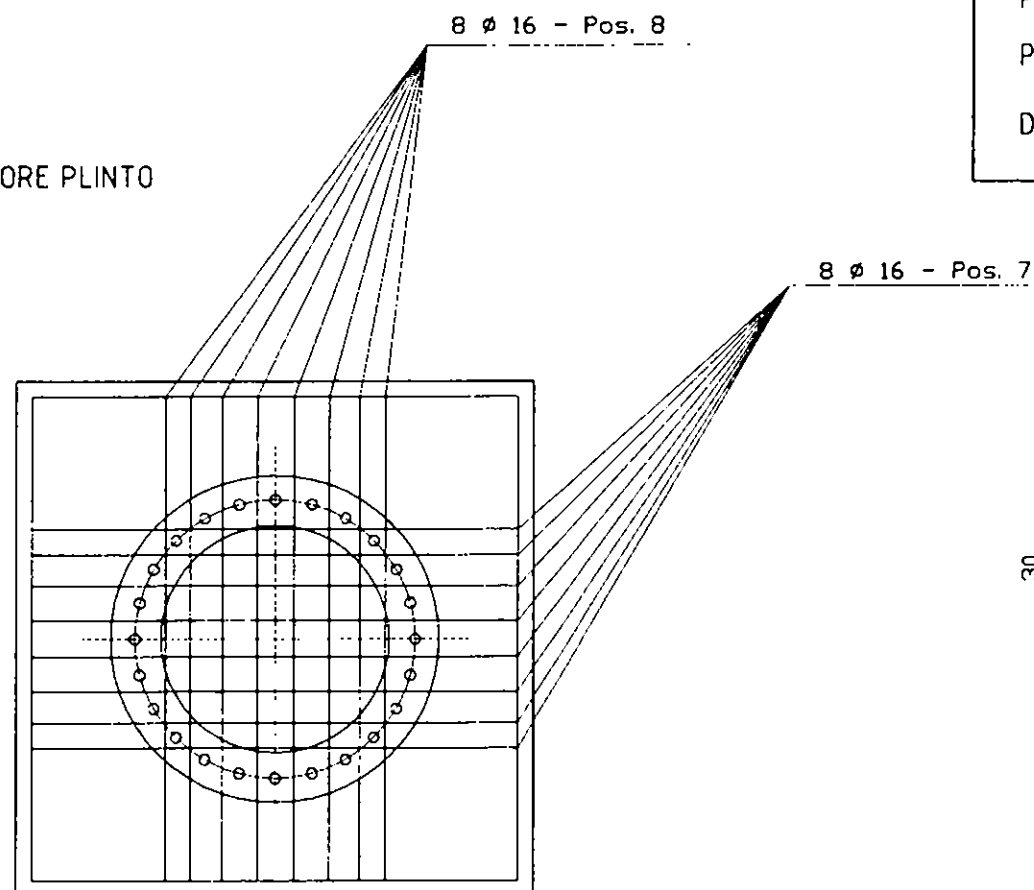


Cl_s fondazione R'ck 25 N/mm²
Acciaio FeB44k controllato



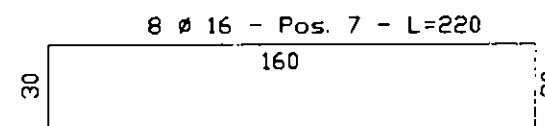
STAZIONE DI TELEFONIA CELLULARE SISTEMA UMTS						
Eam S.p.A.	Progettista: HomeOnline s.r.l. Arch. Davide Scarrantino Via De Cristoforis, 15 20124 Milano	Sito: COLOGNO CENTRO			Cod.: M_1773	
		Disegn.: V.P.	Data: 15.07.03	PROGETTO ESECUTIVO		
		Appr: HomeOnline	Reviz.:			
		Committente: H3G	Form.: A3	Scala: 1:50	File: co_M.1773.DWG	10
Loc.: Via Pisa 12						
Tav.: PARTICOLARE FONDAZIONE PALO						

PIANTA DADO SUPERIORE PLINTO

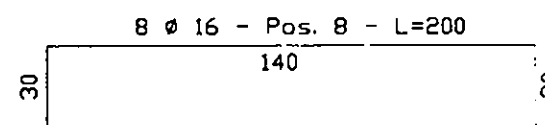
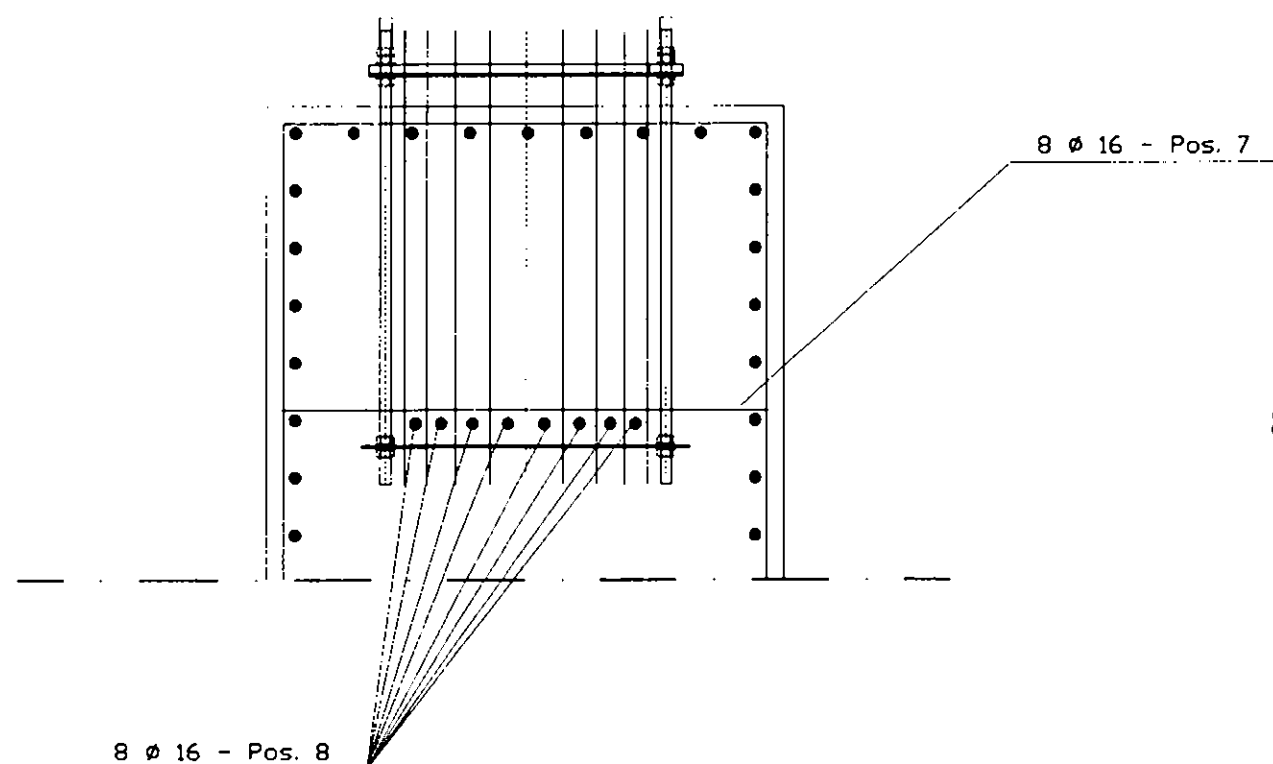


PREVEDERE QUESTI FERRI ORTOGONALI
PER MIGLIORARE L'ANCORAGGIO DELLA
DIMA ALLA GABBIA DEL DADO SUPERIORE

POSIZIONARE I FERRI TRA I TIRAFONDI
SOPRA L'ANELLO INFERIORE DELLA DIMA
DOPO AVERLA COLLOCATA NELLA POSIZIONE
PREVISTA



SEZIONE DADO SUPERIORE PLINTO



DISTINTA ARMATURE GABBIA DI FONDAZIONE

Pos.	Ø	N.	Sv.	Sagoma	Ø 16
7	16	8	2.00		16.00
8	16	8	2.00		16.00
Acciaio FeB44k controllato					
PESO TOTALE ARMATURE 50.50		LUNGH. TOTALE		32.00	
		kg/m		1.578	
		PESO (kg)		50.50	



STAZIONE DI TELEFONO CELLULARE SISTEMA UMTS

Eam s.p.a.

Progettista:
HomeOnline s.r.l.
Arch. Davide Scaroni
Via De Cristoforis, 15
20124 Milano

Site: COLOGNO CENTRO

Cod.: ML 1773

Disegn.: v.p.

Data: 15.07.03

PROGETTO ESECUTIVO

Appr: HomeOnline

Ravv.:

Form.: A3

Scala: 1:50

File: pe ML1773.DWG

Committente:

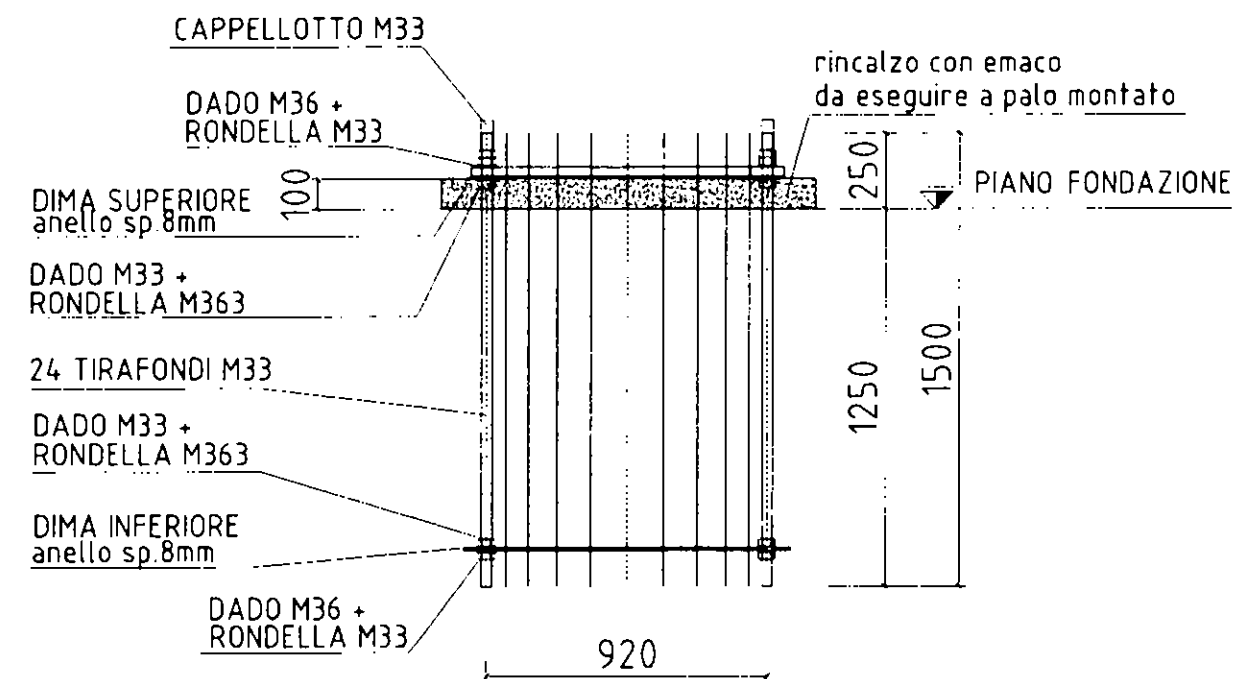
H3G

Loc.: Via Psa 12

Tav.: PARTICOLARE FONDAZIONE PALO

10/A

Technical drawing of a circular component, likely a wheel or a large flange. The drawing shows a circular face with a central hub and radial spokes. The outer rim has a diameter of 920. The inner hub has a diameter of 762. The total width of the component, including the flange, is 1030. The drawing is a top-down view, showing the circular geometry and the radial arrangement of the spokes.



Tipo	pezzi
DADO M33 UNI 5588-65 classe 6S a passo grosso categoria A	96
RONDELLA M33 UNI 6592 Cat.A	96
CAPPELLOTTI per M33	24

FONDAZIONE DA REALIZZARE
IN CLS di CLASSE RcK₂₅₀

CURARE IL SERRAGGIO DEI DADI
ALLE DIME DI POSIZIONAMENTO

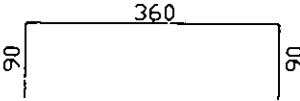
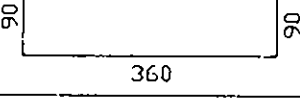
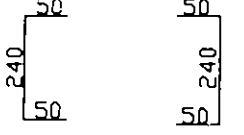
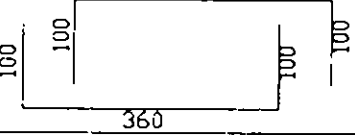
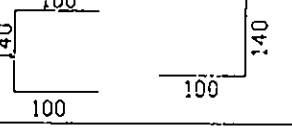
FISSARE LA POSA DEI TIRAFONDI
ASSICURANDONE LA VERTICALITA'
E CURARE LA FASE DI GETTO
EVITANDO POSSIBILI SPOSTAMENTI

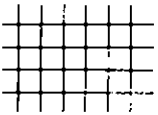
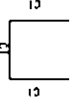
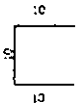
CURARE L'ORIENTAMENTO
DELL'ASSE DELLA DIMA

Acciaio FeB44k controllato

STAZIONE DI TELEFONIA CELLULARE SISTEMA UMTS				
Eam s.p.a. Progettista: HomeOnLine s.r.l. Arch. Davide Scarrantino Via De Cristoforis, 15 20124 Milano	Sito: COLOGNO CENTRO		Cod.: M_1773	
	Data: 15.07.03	PROGETTO ESECUTIVO		
	App: HomeOnLine	Rave:		
Committente: H3G	Form: A3	Scale: 1:50	File: pe_M1773.DWG	
	Loc.: Via Pisa 12			
	Tav.: PART. COLARE FONDAZIONE PALO			

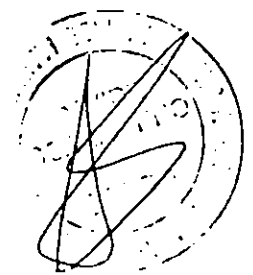
MISURE ESPRESSE IN MILLIMETRI

DISTINTA ARMATURE PLINTO						
Pos.	Ø	N.	Sv.	Sagoma	Ø 12	Ø 16
1	16	19	5.40			102.60
	16	19	5.40			102.60
2	12	19	5.40		102.60	
	12	19	5.40		102.60	
3	12	8	2.40		19.20	
	12	8	2.40		19.20	
4	16	8	3.40			27.20
	16	8	3.40			27.20
	16	8	3.40			27.20
	16	8	3.40			27.20
5	12	3	5.60		16.80	
	12	3	5.60		16.80	
	12	3	5.60		16.80	
	12	3	5.60		16.80	
6	12	7	3.40		23.80	
	12	7	3.40		23.80	
	12	7	3.40		23.80	
	12	7	3.40		23.80	
					406.00	314.00
Acciaio FeB44k controllato						
PESO TOTALE ARMATURE 856.00			LUNGH. TOTALE (m)		406.00	314.00
			kg/m		0.888	1.578
			PESO (kg)		360.50	495.50
			VOLUME CLS PLINTO 17.065 mc			
			Cls fondazione R'ck 25 N/mmq			
			VOLUME MAGRONE 1.521 mc			
			Magrone R'ck 15 N/mmq			
			CASSERO 23.80 mq			

DISTINTA ARMATURE PLATEA SHELTER							
Pos.	Ø	N.	Sv.	Sagoma	Ø 8	Ø 8	
rete	8	2	20 x 20	Ø 8 20x20			20 mq 20
1	8	37	0.30		20		
2	8	21	0.30		42		
Acciaio FeB44k controllato							
PESO TOTALE ARMATURE 24.50			LUNGH. TOTALE		62	40	-
			kg/m - kg/mq		0.395	3.95	-
			PESO (kg)		24.50	158.00	-
PESO TOTALE RETE ELETTR. 158.00			VOLUME CLS PLATEA 4.48 mc				
			Calcestruzzo R'ck 30 N/mmq				
			VOLUME MAGRONE 1.92 mc				
			Magrone R'ck 15 N/mmq				
			CASSERO 4.16 mq				

N.B. prima dei getti di calcestruzzo verificare il posizionamento di tutte le tubazioni degli impianti

N.B. La distinta prevede anche il ferro che andrà tagliato per il raccordo col plinto



STAZIONE DI TELEFONIA CELLULARE SSTEVA UMIS					
Eam s.p.A.	Progettista: HomeOnline s.r.l. Arch. Davide Scarantino Via De Cristoforis, 15 20124 Milano	Sito: CLOGNO CENTRO			Cod.: M. 1773
		Diseg.: v.p.	Data: 15.07.03	PROGETTO ESECUTIVO	
		Approvazione: HomeOnline	Revisione:		
Committente: H3G		Form.: A3	Scala: 1:50	File: pe..MI.773.DWG	10/C
		Loc.: Via Pisa 12			
		Tav.: DISTINTA FERR			

Via Pompei, 35 - 21013 Gallarate (VA)
Tel. 0331- 797286 - Fax. 0331- 776082



Spett.le HOME ON LINE

Alla cortese attenzione **Geom. Marco Leonora**

Oggetto: Sito H3G di COLOGNO CENTRO [MI-1773]
Comunicazione delle AZIONI ALLA BASE per palo flangiato H=30 m
Dichiarazione di conformità

Faccio seguito alla Vs. richiesta per comunicarVi le azioni alla base del palo in oggetto. La struttura è un palo autoportante di tipo flangiato, di altezza nominale H=30 m, realizzato in cinque tronchi di tubo aventi lunghezza di 6.0 m/cad, di diametro Ø762x11 - Ø610x11 - Ø558x10 - Ø508x10 - Ø457x10. In sommità è ancorata una palina Ø114x4, avente lunghezza 2.5m, a cui vengono fissate le antenne per radiomobile. L'accesso in sommità è garantito da una scala omologata tipo "Soll"; la discesa dei cavi di impianto avverrà mediante apposita rastrelliera portacavi fissata al palo a 60° dalla scala uomo per facilitare le normali operazioni di manutenzione. Sulla struttura sono previste le seguenti installazioni:

- n° 3 antenne h=1.3m H3G (+ 3 ant. future h=1.3m) a quota c.a. 31.55 m
- n° 2 parabole Ø 60cm per P.R. H3G a quota c.p. 29.20 m
- n° 2 parabole Ø 60cm per P.R. H3G a quota c.p. 28.20 m

Il progetto è stato eseguito sulla base delle direttive del DM 16-01-96 in vigore, per la località definita dai seguenti parametri di classificazione:

- Comune : Cologno Monzese (MI)
- Regione : Lombardia (zona I)
- Altitudine : 130 m slm
- Classe di Rugosità : D
- Categoria di esposizione : II

Comunico pertanto i valori alla base ed allego copia del disegno della dima dei tirafondi:

AZIONI ALLA BASE:

N	7.000 Kg
T	2.400 Kg
M	43.500 Kg·m

Il sottoscritto **Dott. Ing. Tiziano Bollati** con studio a Gallarate (VA) in via Pompei 35, presso la ditta IRTE S.p.A. iscritto all'Albo Professionale di Milano al n° 20865, **attesta** che tutte le strutture in carpenteria metallica sono state calcolate e progettate a norma delle vigenti disposizioni di legge e rispettanti le specifiche di progetto H3G.

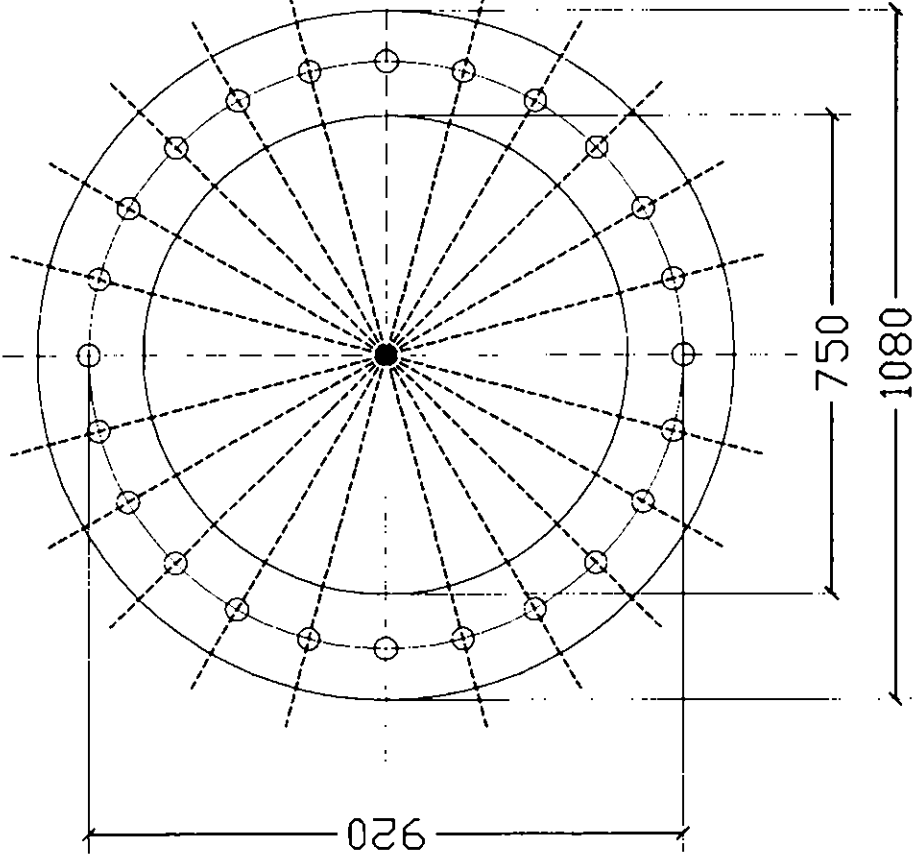
A disposizione per eventuali chiarimenti, porgo distinti saluti.

Ing. Tiziano Bollati

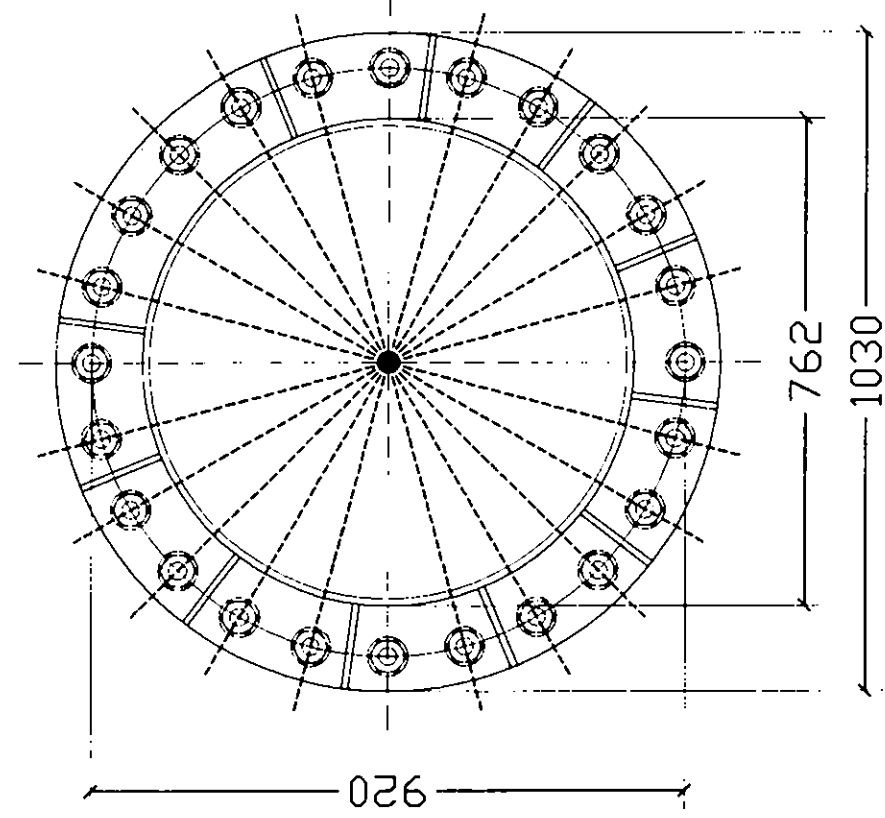
DIMA di POSIZIONAMENTO SUPERIORE e INFERIORE

PIASTRA DI BASE a PALO MONTATO

△ ASSE
FONDAZIONE



△ ASSE
FONDAZIONE



CAPPELLOTTO M33

DADO M36 +
RONDELLA M33

DIMA SUPERIORE
anello sp.8mm

DADO M33 +
RONDELLA M363

24 TIRAFONDI M33

DADO M33 +
RONDELLA M363

DIMA INFERIORE
anello sp.8mm

DADO M36 +
RONDELLA M33

RINCALZO CON EMACO
DA ESEGUIRE A PALO MONTATO

PIANO
FONDAZIONE

NOTE

FONDAZIONE DA REALIZZARE
IN CLS di CLASSE Rck>=250
CURARE IL SERRAGGIO DEI DADI
ALLE DIME DI POSIZIONAMENTO
FISSARE LA POSA DEI TIRAFONDI
ASSICURANDONE LA VERTICALITA'
E CURARE LA FASE DI GETTO
EVITANDO POSSIBILI SPOSTAMENTI
CURARE L'ORIENTAMENTO
DELL'ASSE DELLA DIMA

DISTINTA BULLONERIA	
Tipo	pezzi
DADO M33 UNI 5588-65 classe 6S a passo grosso categoria A	96
RONDELLA M33 UNI 6592 Cat.A	96
CAPPELLOTTI per M33	24

MATERIALE		Tondi Ø33 in acciaio Fe 510B	SEGNi DI LAV.
TRATTAMENTI TERMICI			TOLLERANZE NON INDICATE
SCALA A4	DENOMINAZIONE	POSA TIRAFONDI	IMPIEGO
DISEGN.SP	COLOGNO CENTRO MI-1773 - H=30m		H3G SpA
DATA MARZO 01			
CONTR. #			
mQ071/6			
IRTE SPA - 2013 GALLARATE - ITALY			ST-0009-02b