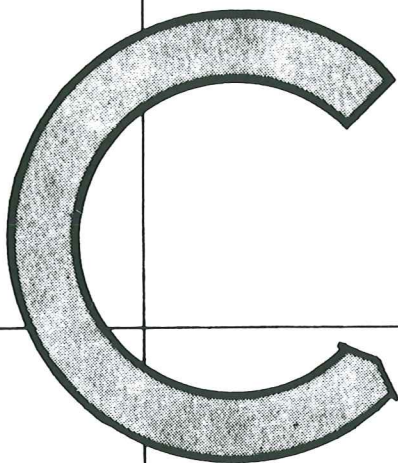


15169504



STUDIO TECNICO

Geom UGO CELOTTI

VIA MINCIO 22 - 20139 MILANO

TEL. 02/57.30.37.89 - 53.93.977 - 53.92.262 FAX

INDAGINI GEOGNOSTICHE - PROVE SU TERRENI DI FONDAZIONE
RICERCHE IDROLOGICHE AMBIENTALI - STRUMENTAZIONI GEOTECNICHE
RILIEVI TOPOGRAFICI - PROSPEZIONI GEOFISICHE E GEOELETTRICHE

COMUNE DI MONZA - UFFICIO SPORT via Appiani, 17
Monza (Milano)

Prove penetrometriche dinamiche eseguite nel terreno di fondazione di
quattro torri faro di prossima installazione nel campo sportivo SADA
in comune di Monza (Milano) - via Guarenti, 1.

DISEGNO N: 4790/2

DATA: 14-12-00

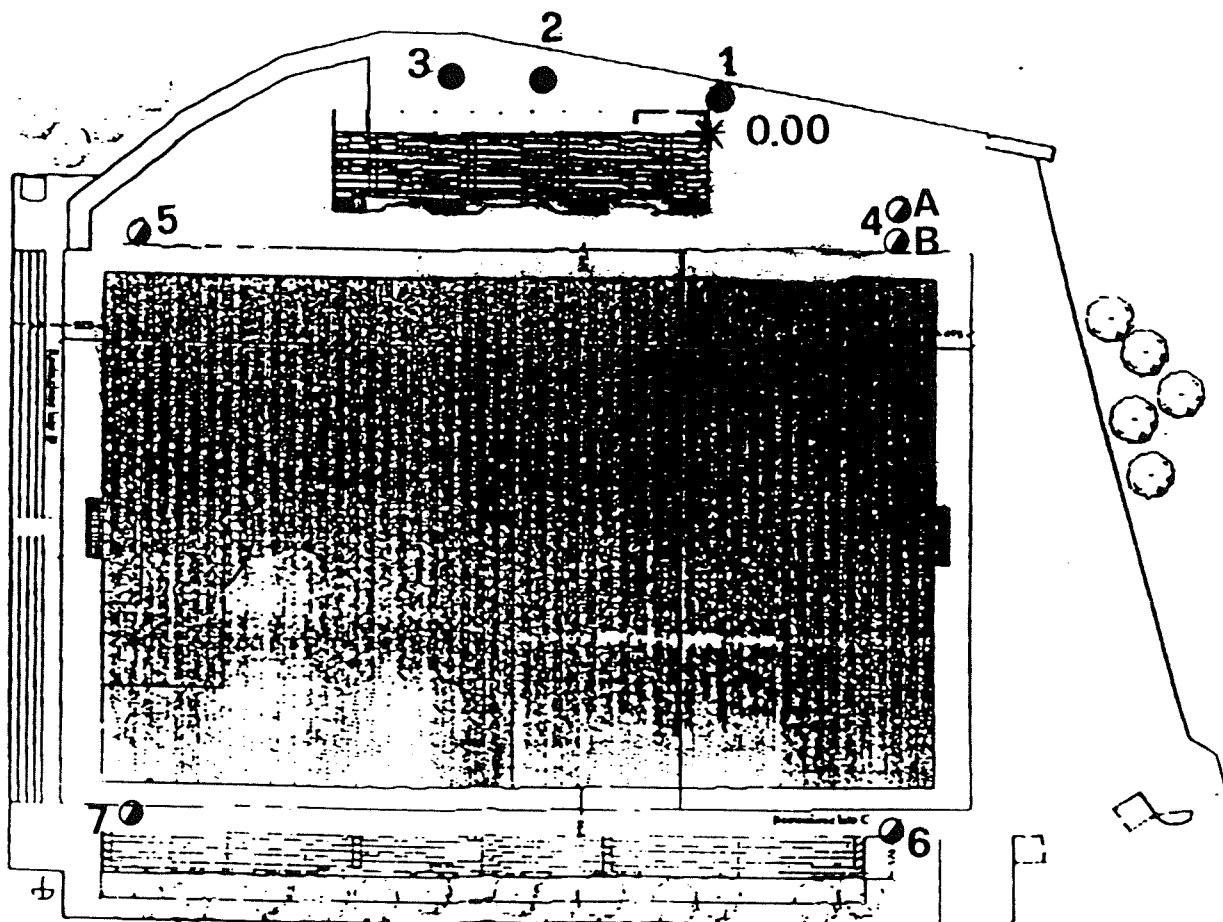
N.B. - Lo zero di riferimento delle profondità è posto a m. +1.00
dal piano asfaltato in prossimità della tribuna (v. dis.).

PECE

- Prove penetrometriche dinamiche riportate nel disegno n. 4790/1
- Prove penetrometriche dinamiche riportate in questo disegno

PLANIMETRIA
Scala 1:1000

PIANTA STATO DI FATTO



DB5C514007071

STUDIO TECNICO Geom. UGO CELOTTI - Via Mincio n° 22 - 20139 Milano

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA N°:4A

DATA: 11-12-2000

Disegno n°:47904H

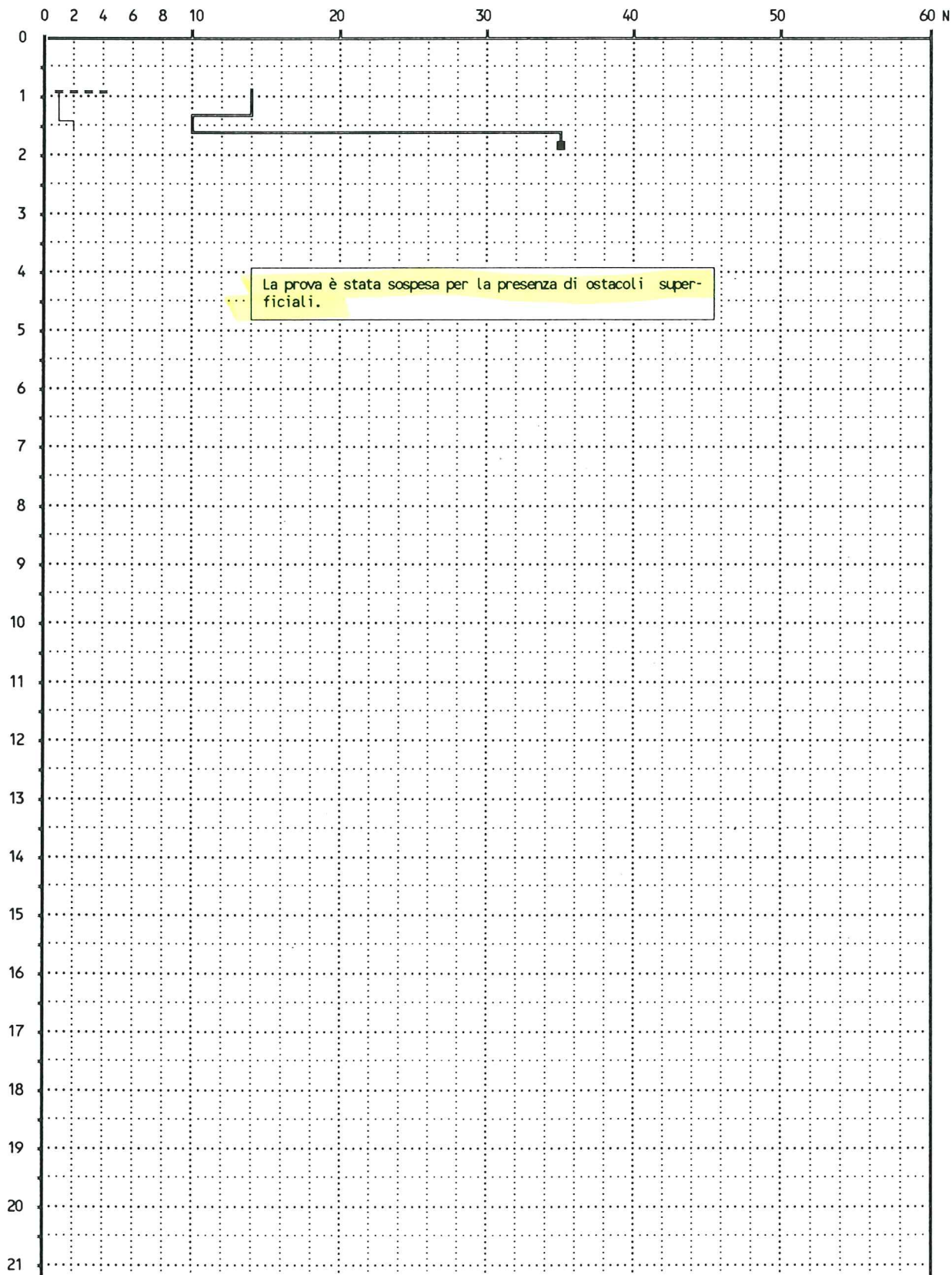
Località : MONZA

Penetrometro con asta isolata dal terreno circostante

N = Numero di colpi/piede di affondamento con mazza battente da 160 libbre e volata da 30 pollici

— Punta 60° $\phi = 2''$ — Tubazione di rivestimento $\phi = 1''1/2$

- - - Inizio prova m. 0.90 Assenza acqua fino a m.2.70 poi foro ostruito ■ Fine prova m. 1.90



DB5C514047070

STUDIO TECNICO Geom. UGO CELOTTI - Via Mincio n° 22 - 20139 Milano

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA N°:4B

DATA: 11-12-2000

Disegno n°:47904AH

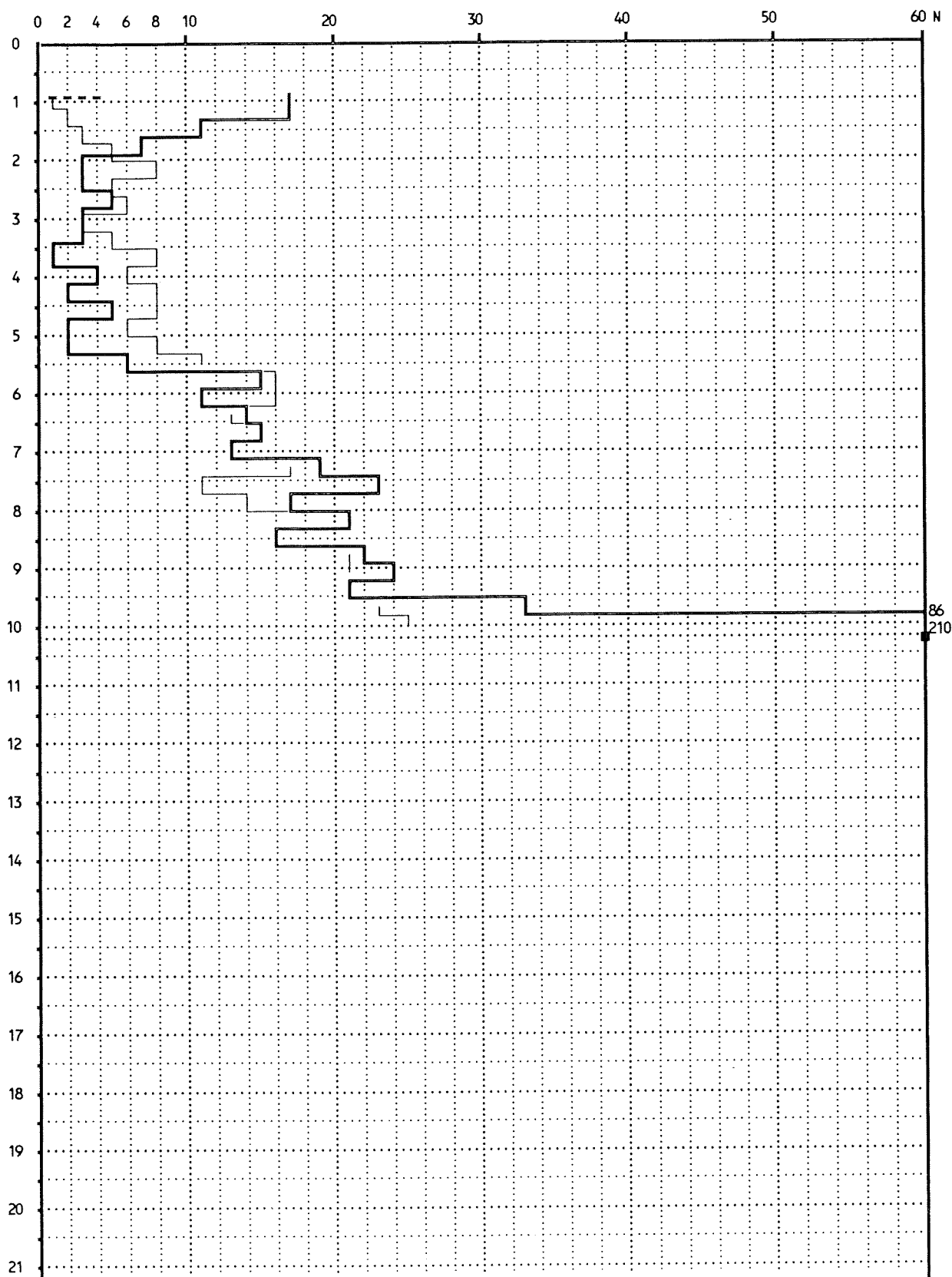
Località : MONZA

Penetrometro con asta isolata dal terreno circostante

N = Numero di colpi/piede di affondamento con mazza battente da 160 libbre e volata da 30 pollici

— Punta 60° $\phi = 2''$ — Tubazione di rivestimento $\phi = 1''1/2$

- - - Inizio prova m. 0.90 Assenza acqua fino a m.5.00 poi foro ostruito ■ Fine prova m.10.25



DB5C513666966

STUDIO TECNICO Geom. UGO CELOTTI - Via Mincio n° 22 - 20139 Milano

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA N°:5

DATA: 11-12-2000

Disegno n°:47905H

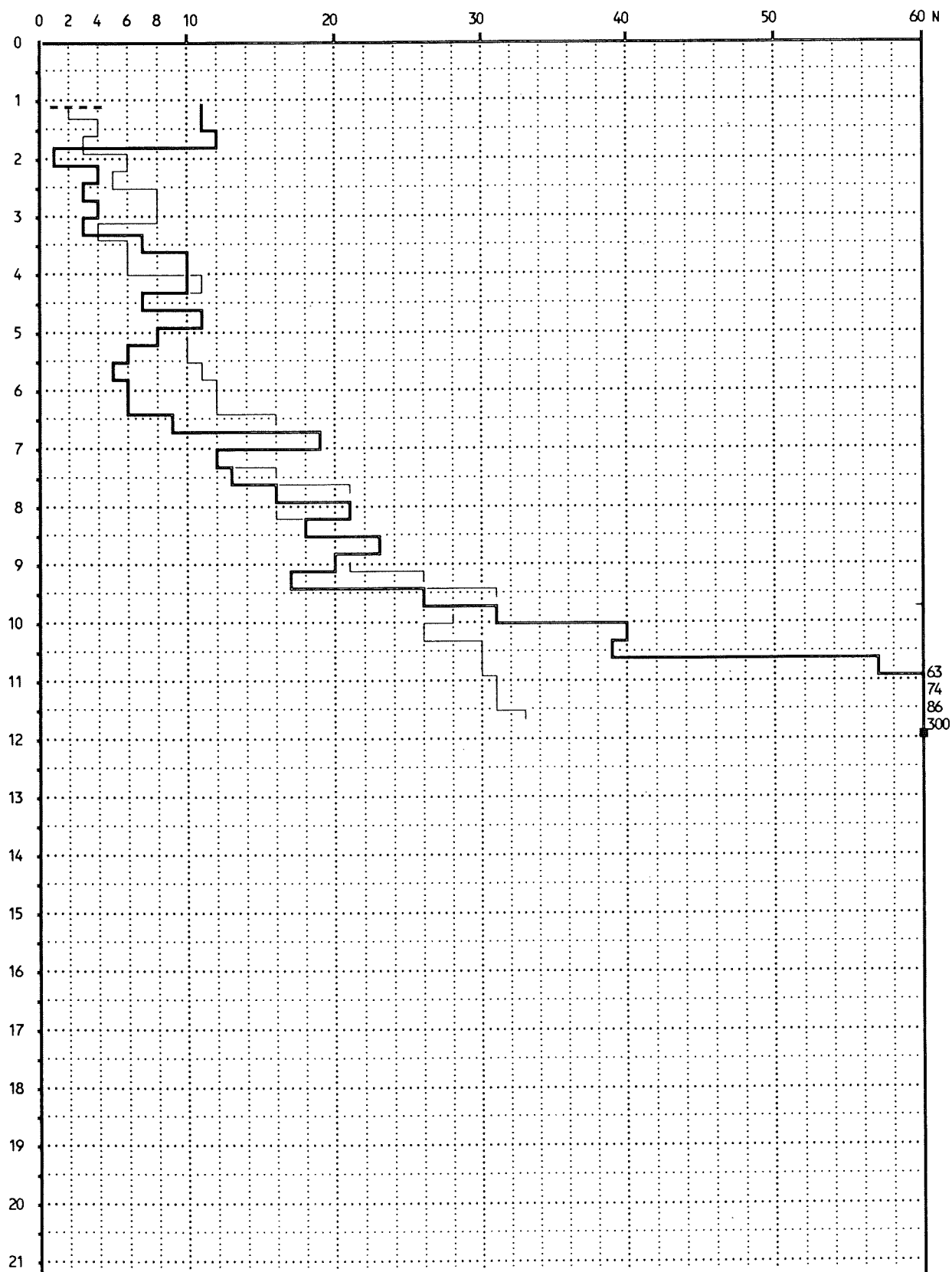
Località : MONZA

Penetrometro con asta isolata dal terreno circostante

N = Numero di colpi/piede di affondamento con mazza battente da 160 libbre e volata da 30 pollici

— Punta 60° $\phi = 2''$ — Tubazione di rivestimento $\phi = 1''1/2$

- - - Inizio prova m. 1.10 Assenza acqua fino a m.6.20 poi foro ostruito ■ Fine prova m.11.90



DB5C514797042

STUDIO TECNICO Geom. UGO CELOTTI - Via Mincio n° 22 - 20139 Milano

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA N°:6

DATA: 12-12-2000

Disegno n°:47906H

Località : MONZA

Penetrometro con asta isolata dal terreno circostante

N = Numero di colpi/piede di affondamento con mazza battente da 160 libbre e volata da 30 pollici

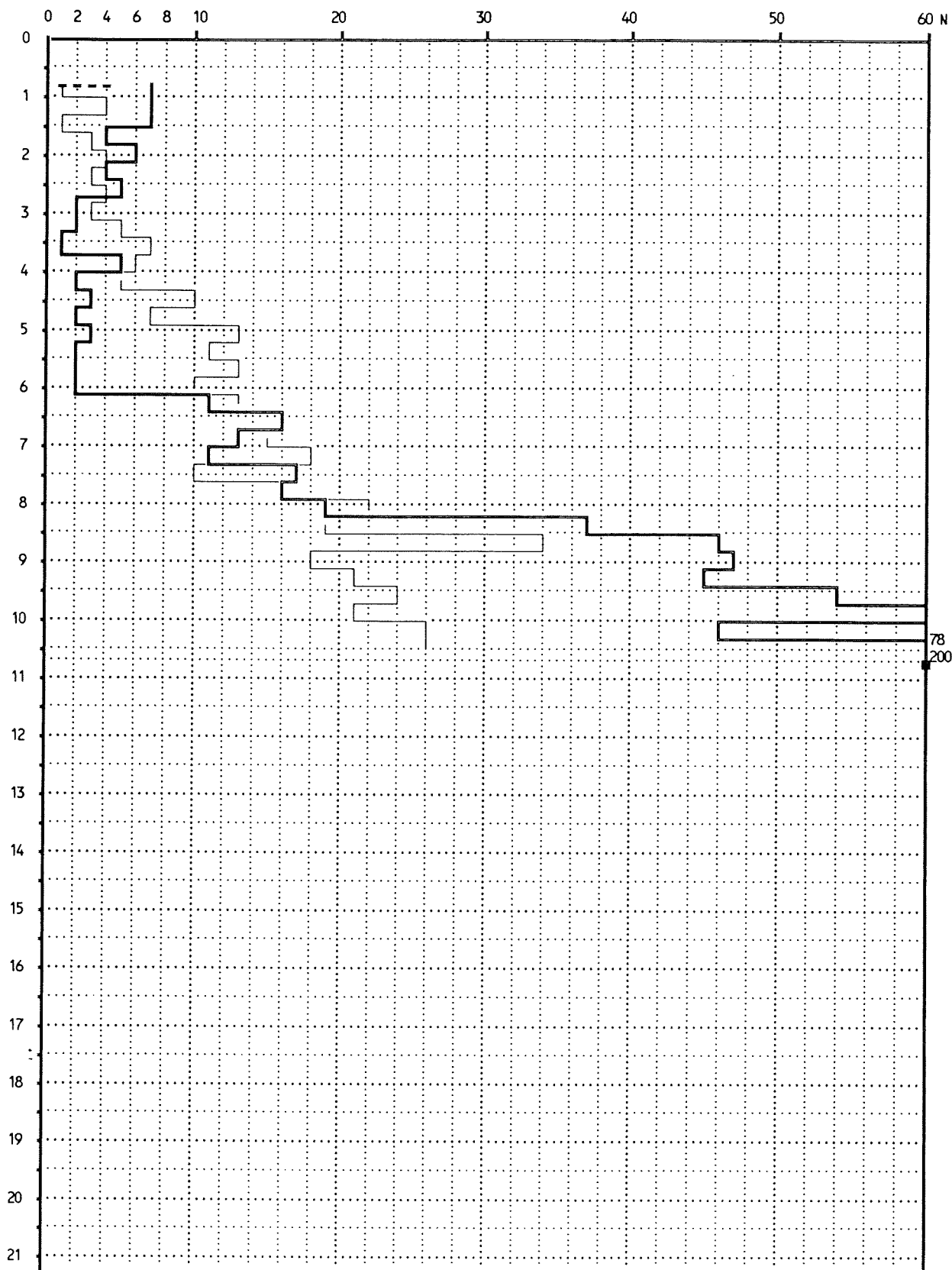
— Punta 60° $\phi = 2''$

— Tubazione di rivestimento $\phi = 1''1/2$

- - - Inizio prova m. 0.80

Assenza acqua fino a m.4.60 poi foro ostruito

■ Fine prova m.10.75



DB5C514416940

STUDIO TECNICO Geom. UGO CELOTTI - Via Mincio n° 22 - 20139 Milano

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA N°:7

DATA: 12-12-2000

Disegno n°:47907H

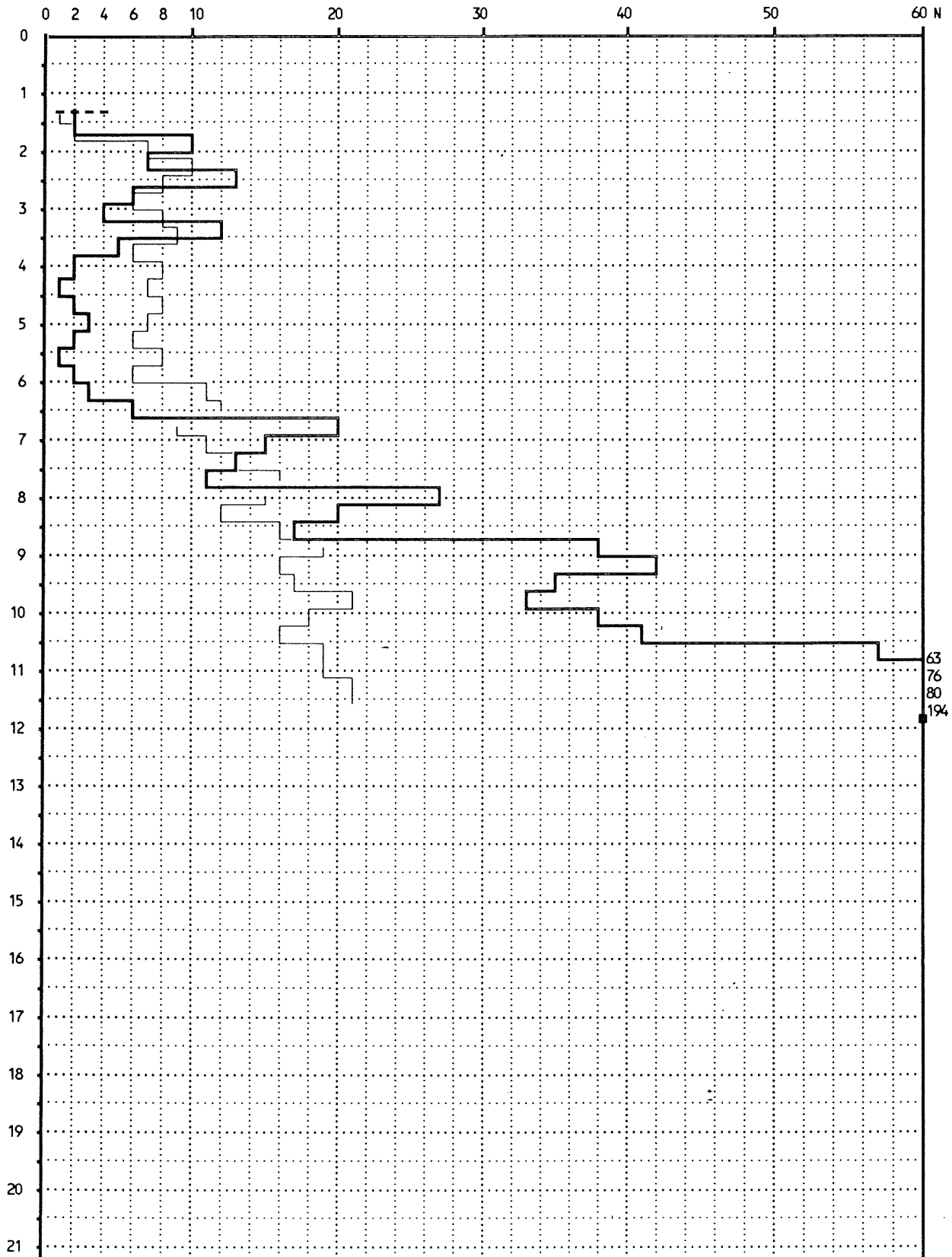
Località : MONZA

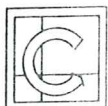
Penetrometro con asta isolata dal terreno circostante

N = Numero di colpi/piede di affondamento con mazza battente da 160 libbre e volata da 30 pollici

— Punta 60° $\phi = 2''$ — Tubazione di rivestimento $\phi = 1''1/2$

- - - Inizio prova m. 1.30 Assenza acqua fino a m.5.40 poi foro ostruito ■ Fine prova m.11.85





STUDIO TECNICO GEOM. UGO CELOTTI

VIA MINCIO, 22 - C.A.P. 20139 **MILANO** - TEL. 02.57303789 - 02.5393977 - 02.5392262 FAX

INDAGINI GEOGNOSTICHE - PROVE SU TERRENI DI FONDAZIONE - RICERCHE IDROLOGICHE AMBIENTALI
STRUMENTAZIONI GEOTECNICHE - RILIEVI TOPOGRAFICI - PROSPEZIONI GEOFISICHE GEOELETTICHE

C.C.I.A.A. N. 802.603 - A.N.C. S20 N. 4021405 - COD. FISC. CLT GMR 34P18 H501V - PART. IVA 00064240153

Milano 09/03/2001

Prot. N. 4790/053/01

Spett.le

COMUNE DI MONZA

UFFICIO SPORT

Via Appiani n° 17

20052 MONZA (MI)

OGGETTO: Prove penetrometriche dinamiche eseguite nel terreno di
fondazione di quattro torri faro di prossima installazione
nel campo sportivo SADA nel Comune di MONZA (MI) - Via
GUARENTI, 1.

RELAZIONE GEOTECNICA

Premessa

Il presente rapporto analizza i terreni interessati dalle fondazioni di n° 4 TORRI FARO di prossima installazione nel campo sportivo SADA nel COMUNE DI MONZA (MI) in via Guarenti, 1.

I terreni in esame sono stati oggetto di un'indagine geotecnica consistita nell'esecuzione di prove penetrometriche dinamiche continue i cui risultati, unitamente alla conoscenza della zona maturata dagli scriventi, ha permesso di esaminare e definire i seguenti argomenti:

- caratterizzazione litostratigrafica e meccanica dei terreni dell'area in esame,
- indicazioni sull'idrologia della zona,
- definizione della tipologia di fondazione più idonea per le strutture in progetto,
- verifiche d'interesse geotecnico delle soluzioni fondazionali previste,
- raccomandazioni progettuali ed esecutive.



L'indagine e il presente rapporto sono conformi a quanto disposto nelle normative seguenti:

- DECRETO MINISTERIALE del 11/03/88 *"Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni, ecc."*.
- CIRCOLARE MINISTERO LL.PP. del 24/09/88 n° 30483.
- A.G.I. - ASSOCIAZIONE GEOTECNICA ITALIANA - *"Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle Indagini geotecniche"* (1977).

Lo zero di riferimento assunto nel seguito s'identifica con quello dell'indagine, posto alla +1 m dal piano asfaltato in prossimità della tribuna.



Capitolo 1 INDAGINE GEOTECNICA

TECNICA

L'indagine geotecnica è consistita nell'esecuzione di n° 4 prove penetrometriche dinamiche continue a punta conica con tubazione di rivestimento in avanzamento i cui risultati più significativi e le profondità raggiunte sono riassunti nella tabella 1.1 seguente.

Tutto quanto...

TABELLA 1.1 – RIASSUNTO PROVE PENETROMETRICHE CONTINUE¹

del disegno...

2.1 - Note...

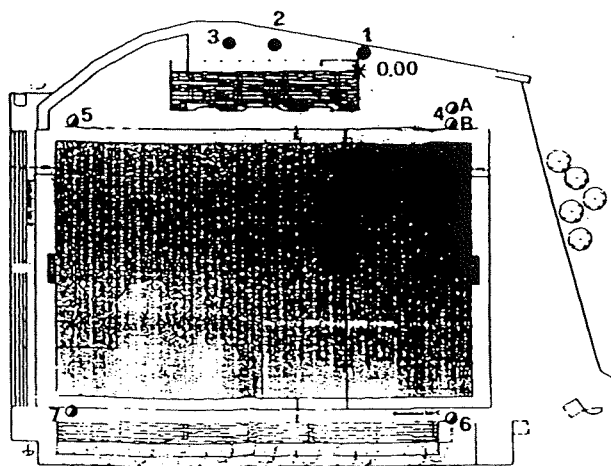
Dal...

PROVA N°	Q _{pc} m	Q _{7.5} m	Q ₁₅ m	Q _M m
4	-0.9	-5.6	-7.1	-10.3
5	-1.1	-3.3	-6.7	-11.9
6	-0.8	-6.1	-7.3	-10.8
7	-1.3	-6.6	-7.8	-11.9

Nella figura 1.1 è riportata la planimetria dell'area d'intervento dove sono indicate l'ubicazione delle verticali d'indagine e delle torri faro in progetto.

E...

FIGURA 1.1 – PLANIMETRIA DELL'AREA E UBICAZIONE VERTICALI D'INDAGINE



Nel disegno n° 4790/2 del 14/12/00 sono riportati i risultati dell'indagine con gli identificativi planoaltimetrici delle prove.

¹ Nella tabella si è indicato con:

Q_{pc} la quota del piano campagna,

Q_{7.5-15} la quota in cui N≥7.5-15 colpi/piede (N = resistenza penetrometrica),

Q_M la quota di fine prova.



Capitolo 2 CARATTERIZZAZIONE GEO-TECNICA

Premessa

L'indagine non ha permesso di prendere visione diretta dei terreni non essendo stato eseguito alcun sondaggio geotecnico.

Tutto quanto si riferisce alla granulometria dei terreni è pertanto indicativo e basato sulla conoscenza della zona e sull'andamento dei diagrammi penetrometrici, e dovrà essere verificato e confermato dalla visione diretta dei terreni.

2.1 - Natura dei terreni

Dai risultati dell'indagine geotecnica nel suo complesso, i terreni dell'area in esame sono schematizzati come di seguito esposto.

PRIMO LIVELLO

Dal p.c. alla -3.3÷-6.6 m (cfr. $Q_{7.5}$ di tabella 1.1)

È costituito presumibilmente da sabbia limosa deposta in uno stato di addensamento molto sciolto, avendo fatto registrare valori medi significativi della resistenza penetrometrica inferiori a 7.5 colpi/piede, tipicamente pari a 2-3 colpi/piede.

SECONDO LIVELLO

Dalla -3.3÷-6.6 m alla massima profondità raggiunta dall'indagine

Si ritiene costituito da sabbia con ghiaia, variamente gradata arealmente e con la profondità.

I terreni del secondo livello sono caratterizzati da un brusco aumento della resistenza penetrometrica che dai bassi valori tipici del primo livello raggiunge valori pari a 10÷15 colpi/piede nella parte alta, in aumento con la profondità fino a raggiungere il rifiuto in tutte le prove eseguite. Ciò denota una densità media al tetto in aumento progressivo con la profondità.

La separazione tra la parte alta e la parte bassa del livello è posta a quote comprese tra la -6.7 m e la -7.8 m (cfr. Q_{15} di tabella 1.1).



2.2 - Idrologia

Nel corso dell'indagine non è stata segnalata la presenza dell'acqua di falda. Questa infatti si ritiene presente nell'area in esame a profondità non interessate significativamente dalle strutture in esame e nel seguito sarà pertanto ignorata.

2.3 - Caratteristiche geotecniche dei terreni

Nella tabella 2.1 seguente si riportano le caratteristiche geotecniche medie dei terreni in esame, valutate anche con l'ausilio delle correlazioni indicate nelle note in calce alla tabella, utilizzando i risultati complessivi dell'indagine.

A tali parametri potrà essere fatto riferimento nelle calcolazioni di carattere geotecnico.

TABELLA 2.1 – CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DI RIFERIMENTO²

LIVELLO	Q_l m	γ KN/m ³	φ gradi	D_r %	m /	n /	v /
PRIMO	-3.3÷-6.6	19	22÷23	20÷30	120÷200	.7	.4
SECONDO P.A.	-6.7÷-7.8	19	26÷28	25÷45	250÷450	.7	.4
SECONDO P.B.	/	19	31÷33	55÷75	600÷900	.6	.35

² Nella tabella si è indicato con:

Q_l la quota del letto dello strato,

γ il peso di volume del terreno naturale,

φ l'angolo d'attrito calcolato secondo le correlazioni di MALCEV (1964),

D_r la densità relativa = $(e_n - e_m)/(e_m - e_n)$; e = indice dei vuoti; e_n in situ, e_m minimo; e_n massimo, calcolata secondo le correlazioni di GIBBS-HOLTZ (1975), SCHULTZ-MEZEMBACH (1961), BAZARAA-PECK (1967) - BAZARAA (1969) mediate.

m il gradiente del modulo di JOUNG E nella formulazione $E = m (\sigma_c/\sigma_r)^n \sigma_r$ (JANBU), calcolato secondo la correlazione di JAMIOLKOWSKI-PASQUALINI (1975) utilizzando la D_r , σ_c ; σ_r rispettivamente la pressione di contenimento efficace e la pressione di riferimento, quest'ultima pari a 100 per E e σ_c in KPa,

v il rapporto di POISSON.



Capitolo 3 CARATTERISTICHE SOMMARIE DEL PROGETTO

Il progetto prevede l'installazione di n° 4 torri faro aventi un'altezza di 20 m circa.

Il sistema di carico in fondazione previsto dal progetto è il seguente³:

$$N = 212 \text{ KN}$$

$$M = 186 \text{ KNm}$$

La fondazione è prevista impostata alla -2.9 m.

³ Valori all'estradosso delle fondazioni.



Capitolo 4 **FONDAZIONI**

4.1 – Definizione della tipologia di fondazione da adottare per le strutture in progetto

Sulla base delle caratteristiche litostratigrafiche e meccaniche dei terreni in esame e in considerazione delle caratteristiche strutturali e di carico di quanto in progetto, si ritiene ammissibile l'adozione di FONDAZIONI DIRETTE impostate direttamente alla quota prevista dal progetto, previa la bonifica dei terreni ivi presenti per uno spessore non inferiore a 1 m.

Tale bonifica si rende necessaria allo scopo di minimizzare i cedimenti e regolarizzare i terreni presenti al piano d'appoggio delle fondazioni.

4.2 – Analisi fondazioni

Nel seguito sono analizzate le fondazioni sopra prospettate considerate impostate alla -2.9 m su bonifico di spessore $\Delta H = 1$ m.

4.2.1 - Ipotesi e modalità di calcolo

I calcoli sono condotti adottando le ipotesi e le modalità di seguito elencate.

CALCOLO CAPACITÀ PORTANTE

- **a)** Il metodo classico adottato considera il terreno incompressibile e in condizioni di rottura generale e permette di ottenere la CAPACITÀ PORTANTE LIMITE q_l relativa a fondazioni superficiali. Per tenere in conto della compressibilità del suolo viene introdotto l'indice di rigidezza secondo VESIC (1975) che rapportato all'indice critico permette di ottenere un coefficiente di riduzione della q_l variabile al variare della rigidezza dei terreni interessati dalle fondazioni.

La CAPACITÀ PORTANTE AMMISSIBILE q_a viene dedotta dalla q_l introducendo un opportuno coefficiente di sicurezza alla rottura, in linea con la normativa vigente.

- **b)** Sono adottate nell'analisi le espressioni indicate da MEYERHOF,



HANSEN e VESIC. La capacità portante proposta è il risultato della media aritmetica dei valori ottenuti con i tre metodi.

- c) I parametri geotecnici utilizzati nella valutazione della q_u , principalmente la resistenza al taglio e la deformabilità sono dedotti dalla caratterizzazione del suolo esposta nel capitolo 2. Al riguardo si sono adottati i valori più conservativi opportunamente mediati entro lo spessore significativamente interessato dalle fondazioni.

CALCOLO CEDIMENTI

- d) Per il calcolo dei cedimenti si sono utilizzati due metodi di differente impostazione teorica.

In uno il terreno viene considerato come semispazio elastico omogeneo e isotropo caratterizzato da un modulo elastico equivalente derivato da quanto esposto nel capitolo 2, nell'altro i cedimenti sono valutati mediante l'introduzione diretta della resistenza penetrometrica, assunta nel valore medio ponderale entro lo spessore significativamente interessato dalla fondazione.

- e) I cedimenti calcolati sono da considerare come cedimenti immediati, sviluppantisi quindi al momento dell'applicazione dei carichi.

4.2.2 - Risultati dei calcoli

Con le modalità e le ipotesi sopra illustrate, nell'appendice di calcolo sono riportati i parametri ed i risultati dei calcoli di capacità portante e di cedimento. Nelle medesime pagine sono altresì esposte sinteticamente le equazioni relative ai metodi di calcolo sopra descritti.

I risultati sono riassunti nelle tabelle 4.1 e 4.2 seguenti.



TABELLA 4.1 – RIASSUNTO DEI CALCOLI DI CAPACITÀ PORTANTE E DI CEDIMENTO⁴

TIPO	B m	q _l Kpa	q _a Kpa	w cm
ISOL	1	321.4	91.8	.4
	1.5	287.5	82.1	.6
	2	284.1	81.2	.8
	2.5	290.6	83	1.2
	3	301.6	86.2	1.5

TABELLA 4.2 – CARATTERISTICHE ELASTICHE EQUIVALENTI

TIPO	B m	E Kpa	k _{vm} KN/m ³	k _{si} KN/m ³
ISOL	1	8417	25833	36025
	1.5	8409	14683	20508
	2	8714	9928	13687
	2.5	9134	7455	10077
	3	9604	5955	7873

4.3 – Indicazioni progettuali

4.3.1 - La PRESSIONE DI CONTATTO FONDAZIONE-TERRENO q_t potrà essere calcolata nel rispetto della seguente espressione (MEYERHOF - 1953):

$$q_t = N / [(B_1 - 2 * e_1) * (B_2 - 2 * e_2)] \leq q_a$$

dove:

$e = M/N$,

N = risultante forze verticali in fondazione,

M = coppia in fondazione.

4.3.2 - I cedimenti calcolati sono da considerare sviluppanzisi

⁴ Nelle tabelle si è indicato con:

B il lato della fondazione,

q_l la portata limite nei confronti della rottura del terreno,

q_a la portata ammissibile nei confronti della rottura del terreno,

w il cedimento medio sotto la pressione q_a ,

E il modulo di elasticità verticale riferito a terreno alla BOUSSINESQ,

k_{vm} il coefficiente medio di sottofondo verticale per terreno alla WINKLER = (q_a/w) ,

k_{si} il coefficiente di sottofondo verticale tangente iniziale riferito alla funzione di tipo iperbolico:

$$q_t = q_l * k_{si} * w_t / (q_l + k_{si} * w_t)$$



entro breve tempo dall'applicazione dei carichi.

Nei calcoli per il progetto delle fondazioni si consiglia di assumere i valori del coefficiente di sottofondo verticale per terreno ipotizzato alla WINKLER ovvero i valori del modulo elastico verticale equivalente per terreno alla BOUSSINESQ riportati nella già citata tabella 4.2.

Il primo è di tipo

4.4 – Raccomandazioni esecutive

Considerata la condizione stratigrafica dei terreni nell'area in esame, le fondazioni delle torri faro sono state previste impostate alla quota di progetto, $Q_f = -2.9$ m su bonifico avente uno spessore $\Delta H = 1$ m.

A discrezione della D.LL., eventualmente con parere favorevole degli scriventi, lo spessore del bonifico potrà essere ridotto a .5 m qualora i terreni d'imposta fossero particolarmente omogenei ed a bassa frazione limosa.

1.5 m

Il bonifico potrà essere costituito da inerte vibrocompattato formato dal 70% di ghiaia e ghiaietto, dal 25% di sabbia e dal 5% di fino depositi a strati. Gli spessori degli strati di stesura saranno funzione dell'apparecchiatura di compattazione adottata e comunque non superiore a .3 m. In ogni caso i materiali stesi dovranno raggiungere il 97.5% dell'OTTIMO DI PROCTOR MODIFICATO.

L'impronta del bonifico sul terreno naturale avrà dimensioni pari a $(B+1)$ m.



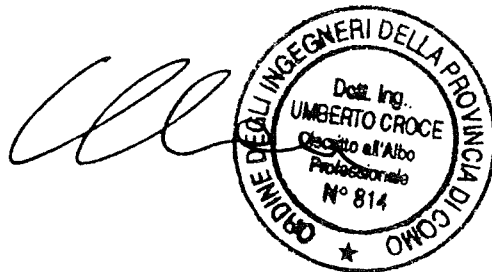
Capitolo 5 **CONCLUSIONI**

5.1 - I terreni in esame sono stati schematizzati in n° 2 livelli differenziatisi per la differente natura e le differenti caratteristiche meccaniche.

Il primo è costituito presumibilmente da sabbia limosa di densità sciolta, il secondo è formato da sabbia e ghiaia di densità media, in aumento con la profondità.

5.2 - Per le fondazioni delle torri faro in esame sono state proposte e analizzate fondazioni del tipo diretto a plinto isolato impostate alla quota Q_f prevista dal progetto su bonifico avente spessore pari a 1 m.

A tali fondazioni è risultata associata una capacità portante q_a compresa tra 81 e 92 Kpa con associati cedimenti w sempre inferiori a 1.5 cm.

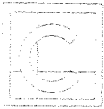




APPENDICE di CALCOLO

ANALISI FONDAZIONI DIRETTE

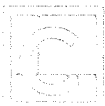
- Calcolo capacita' portante
- Calcolo cedimenti



ANALISI FONDAZIONI DIRETTE

FONDAZIONI ISOLATE

Unita' di misura: KN; KPa; m; gradi sess.
1 KN=.1 t; 1 KPa=.1 t/mq

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE

STRATO N.	Ql	FI	c	m	n	v	Nm
1	3.9	30.0	0.0	400	0.70	0.40	20.0
2	\	22.0	0.0	150	0.70	0.40	3.0

Ql = quota letto strato
FI = angolo d' attrito
c = coesione media
m = grad. mod. elast.
n = espon. del modulo
v = rapp. di Poisson
Nm = num. medio colpi
del penetrometro
Gs; Gi = peso di volume
terreno sopra e
sotto la fondaz.

SPESSORE INTERESSATO DALLA FONDAZIONE: $B * 2$

Cal N.	Gs	Gi	FI	c	m	n	v	Nm
1	17.0	19.0	27.3	0.0	317	0.70	0.40	14.3
2	17.0	19.0	25.6	0.0	261	0.70	0.40	10.6
3	17.0	19.0	24.7	0.0	233	0.70	0.40	8.7
4	17.0	19.0	24.1	0.0	217	0.70	0.40	7.5
5	17.0	19.0	23.8	0.0	206	0.70	0.40	6.8

COEFF. MULTIPLICATIVO DEI FATTORI DI PROFONDITA' = 0.0

COEFF. DI SICUREZZA ALLA ROTTURA DEL TERRENO $F_s = 3.5$ SPESSORE TERRENO DEFORMABILE SOTTO LA FONDAZIONE $D_h = 30.0$

ANDAMENTO RESISTENZA PENETR. TERRENO SOTTO FONDAZIONE: DECRESCENTE.

TERRENO INTERESSATO DALLA FONDAZIONE: SABBIA O SABBIA LIMOSA FUORI FALDA.

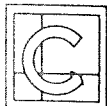
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Cal. N.	Tipo Fond.	B	L	Qpc	Qcf	Qf	Qw
1	ISOL	1.00	1.00	1.0	2.2	2.9	n.p.
2	ISOL	1.50	1.50	1.0	2.2	2.9	n.p.
3	ISOL	2.00	2.00	1.0	2.2	2.9	n.p.
4	ISOL	2.50	2.50	1.0	2.2	2.9	n.p.
5	ISOL	3.00	3.00	1.0	2.2	2.9	n.p.

B = lato m i n o r e
L = lato maggiore
QUOTE :
Qpc = campagna in eser.
Qcf = calpestio infer.
Qf = imposta fondaz.
Qw = livello a c q u a

ESPRESSIONE UTILIZZATA PER IL CALCOLO DELLA PORTATA LIMITE q_l

$q_l = c N_c s_c d_c i_c g_c f_c + q_s N_q s_q d_q i_q g_q f_q + 1.5 G_i B N_g s_g d_g i_g g_g f_g$
(per significato dei simboli e sviluppo dei calcoli cfr. pag. seguente).



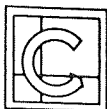
CALCOLO CAPACITA' PORTANTE

METODO DI VESIC

Calc.	1	2	3	4	5	
Nc	24.54	21.55	20.24	19.50	19.03	FATTORI di
Nq	13.69	11.31	10.30	9.74	9.38	capacita' portante
Ng	15.18	11.77	10.37	9.62	9.15	del terreno
sc	1.56	1.52	1.51	1.50	1.49	FATTORI di
sq	1.52	1.48	1.46	1.45	1.44	forma della
sg	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	fondazione
cc	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	FATTORI di
cq	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	compressibilita'
cg	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	del terreno
dc	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	FATTORI di
dq	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	profondita'
IR	226.0	196.4	176.8	162.9	152.4	INDICE di RIGIDEZZA
IC	53.95	46.00	42.60	40.72	39.52	INDICE CRITICO
ic	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	FATTORI di
iq	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	inclin. ed eccentric.
ig	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	del carico
Gi	19.00	19.00	19.00	19.00	19.00	Gi medio signific.
qs	11.90	11.90	11.90	11.90	11.90	(Qf - Qcf) * Gs
ql	333.56	299.52	297.05	304.89	317.35	
qa=ql/Fs	95.30	85.58	84.87	87.11	90.67	

METODO DI HANSEN

Nc	24.54	21.55	20.24	19.50	19.03	
Nq	13.69	11.31	10.30	9.74	9.38	
Ng	9.84	7.39	6.40	5.87	5.54	
sc	1.56	1.52	1.51	1.50	1.49	
sq	1.52	1.48	1.46	1.45	1.44	
sg	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	
cc	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
cq	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
cg	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
dc	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
dq	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
IR	226.0	196.4	176.8	162.9	152.4	
IC	53.95	46.00	42.60	40.72	39.52	
ic	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
iq	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
ig	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
Gi	19.00	19.00	19.00	19.00	19.00	
qs	11.90	11.90	11.90	11.90	11.90	
ql	303.09	262.09	251.77	251.46	255.63	
qa=ql/Fs	86.60	74.88	71.94	71.85	73.04	



Calc.	1	2	3	4	5	METODO DI MEYERHOF
Nc	24.54	21.55	20.24	19.50	19.03	
Nq	13.69	11.31	10.30	9.74	9.38	
Ng	10.01	7.43	6.40	5.85	5.51	
sc	1.54	1.50	1.49	1.48	1.47	
sq	1.27	1.25	1.24	1.24	1.24	
sg	1.27	1.25	1.24	1.24	1.24	
cc	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
cq	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
cg	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
dc	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
dq	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
IR	226.0	196.4	176.8	162.9	152.4	
IC	53.95	46.00	42.60	40.72	39.52	
ic	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
iq	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
ig	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
Gi	19.00	19.00	19.00	19.00	19.00	
qs	11.90	11.90	11.90	11.90	11.90	
ql	327.50	300.90	303.41	315.43	331.72	
qa=ql/Fs	93.57	85.97	86.69	90.12	94.78	

PORTATA MEDIA
(VESIC, HANSEN e MEYERHOF)

Calc.	1	2	3	4	5
ql	321.38	287.50	284.08	290.60	301.57
qa=ql/Fs	91.82	82.14	81.17	83.03	86.16

CALCOLO DEI CEDIMENTI

$$w1 = ar \cdot af \cdot ad \cdot B \cdot (1-v^2) \cdot [(qa-q)/E + q/Es]$$

$$w2 = ff \cdot fh \cdot ft \cdot [q \cdot B^{1/3} \cdot Icc/3 + (qa - q) \cdot B^{1/3} \cdot Icc]$$

Calc.	1	2	3	4	5	FATTORE di RIGIDEZ. FATTORE di FORMA FATTORE di PROFOND. PRESSIONE TERRENO (Qf - Qpc) * Gs MODULO PRIMO CARICO MODULO RICOMPRESS. CEDIM.cm-BOWLES 1982 COEFF. SOTTOF. VERT FATTORE di FORMA FATTORE di COMPRES. FATTORE di VISCOS. IND. di COMPRESS. PROFOND. SIGNIFIC. CEDIM.cm-BURLAND 984 COEFF. SOTTOF. VERT
ar	0.76	0.76	0.76	0.76	0.76	
af	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12	
ad	0.63	0.69	0.74	0.78	0.81	
qa	91.82	82.14	81.17	83.03	86.16	
q	32.30	32.30	32.30	32.30	32.30	
E	8417	8409	8714	9134	9604	
Es	24524	24691	25667	26951	28369	
w1	0.38	0.53	0.73	0.94	1.17	
kv1	24218	15396	11151	8841	7360	
ff	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
fh	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
ft	1.16	1.16	1.16	1.16	1.16	
Icc	0.041	0.063	0.083	0.101	0.117	
zi	2.000	3.000	4.000	5.000	6.000	
w2	0.33	0.59	0.93	1.37	1.89	
kv2	27448	13970	8704	6070	4550	
wm	0.36	0.56	0.83	1.15	1.53	
kvm	25833	14683	9928	7455	5955	

COMUNE DI MONZA

SETTORE PRG E PIANIFICAZIONE TERRITORIALE

Archivio cartaceo Database geologico-geotecnico

CODICE 15149505

PROGETTO TRIBUNA CAMPO SPORTIVO "SADA"

FORNITORE COMUNE DI MONZA

SETTORE SPORT

REFERENTE ARCH. BERTI

CONTENUTO					
Sondaggi	SPT	SCPT	Prove laboratorio	K	Trincea
		X			

INFORMATIZZAZIONE					
Sondaggi	SPT	SCPT	Prove laboratorio	K	Trincea

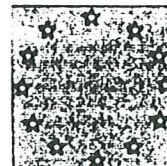
*Arxiview
Access/Generale*

OPERATORE CHIARA

DATA 28/04/2003



COMUNE DI MONZA
SETTORE SPORT
Ufficio Impiantistica Sportiva
Via Appiani, 17 – 20052 Monza (MI)
Tel 039/36.30.233 – Tel/fax 039/32.42.46
E-MAIL: sporttecnico@comune.monza.mi.it



Prot. n. 157/2003

Spett.le Settore
Programmazione Urbanistica
Arch. Giorgio Maioli

Oggetto: Stadio G.A. Sada: Prove penetrometriche.

Con la presente siamo a trasmettervi le prove penetrometriche relative alle fondazioni di una tribuna e alle quattro torri faro del campo sportivo Sada nel Comune di Monza.

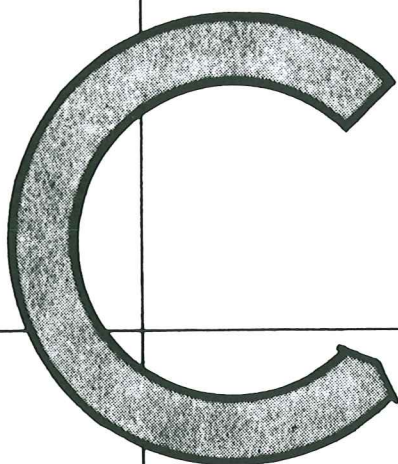
Rimanendo a disposizione per eventuali chiarimenti, è gradita l'occasione per porgere distinti saluti.

Monza, li 18 Aprile 2003

IL CAPO UNITA'
(Arch. Fabio Marco Berti)



15149505



STUDIO TECNICO

Geom UGO CELOTTI

VIA MINCIO 22 - 20139 MILANO

TEL. 02/57.30.37.89 - 53.93.977 - 53.92.262 FAX

INDAGINI GEOGNOSTICHE - PROVE SU TERRENI DI FONDAZIONE
RICERCHE IDROLOGICHE AMBIENTALI - STRUMENTAZIONI GEOTECNICHE
RILIEVI TOPOGRAFICI - PROSPEZIONI GEOFISICHE E GEOELETTRICHE

COMUNE DI MONZA - UFFICIO SPORT via Appiani, 17
Monza (Milano)

Prove penetrometriche dinamiche eseguite nel terreno in prossimità
delle fondazioni di una tribuna di un campo sportivo in comune di
Monza (Milano).

DISEGNO N: 4790/1

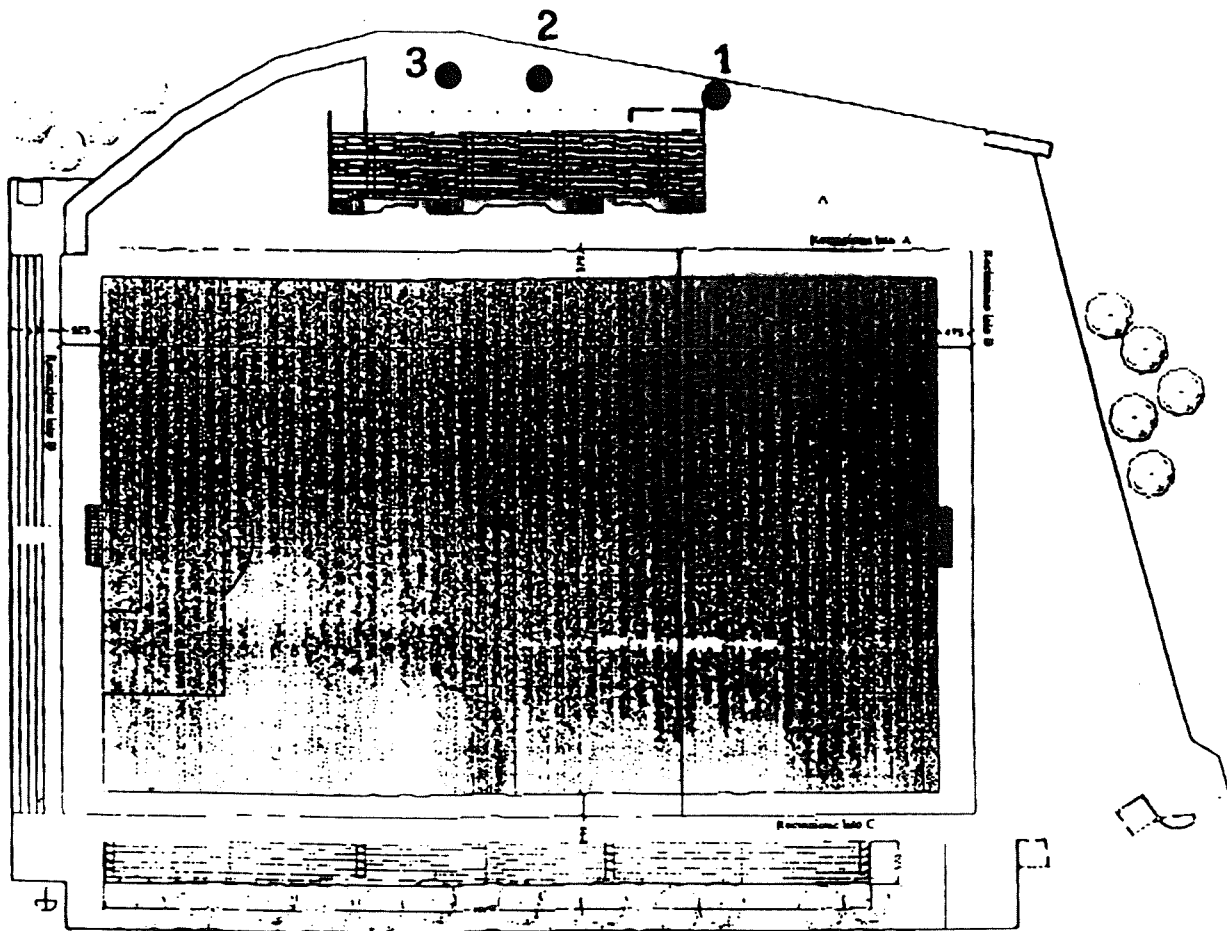
DATA: 28-06-00

N.B. - Lo zero di riferimento delle profondità coincide con il piano del piazzale asfaltato adiacente alla tribuna.

PLANIMETRIA
Scala 1:1000

B505

PIANTA STATO DI FATTO



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA N°:1

DATA: 22-06-2000

Disegno n°:47901H

Località : MONZA

Penetrometro con asta isolata dal terreno circostante

N = Numero di colpi/piede di affondamento con mazza battente da 160 libbre e volata da 30 pollici

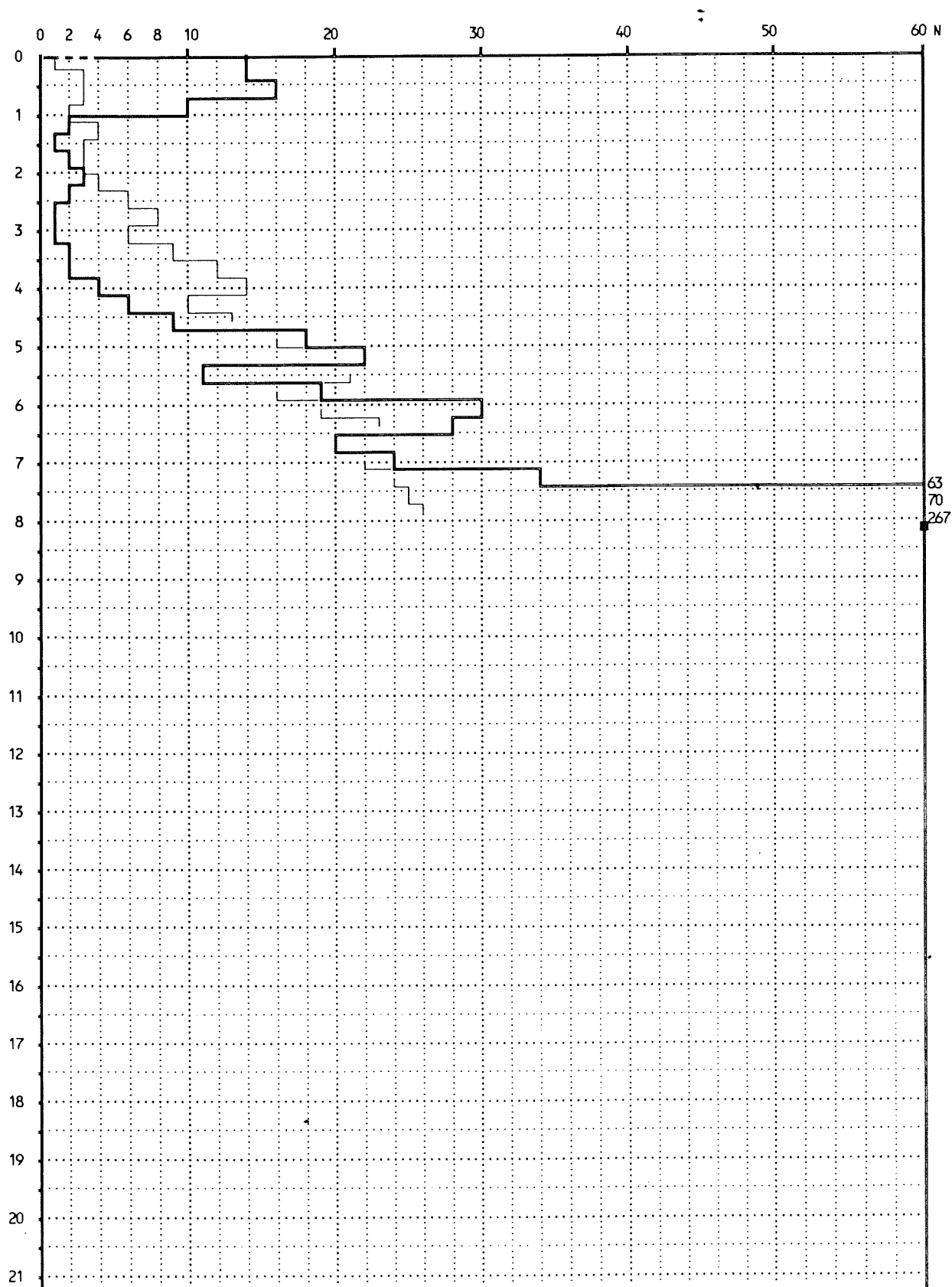
— Punta 60° $\phi = 2''$

— Tubazione di rivestimento $\phi = 1''1/2$

--- Inizio prova m. 0.00

Assenza acqua fino a m.3.00 poi foro ostruito

■ Fine prova m. 8.10



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA N°:2

DATA: 22-06-2000

Disegno n°:47902H

Località : MONZA

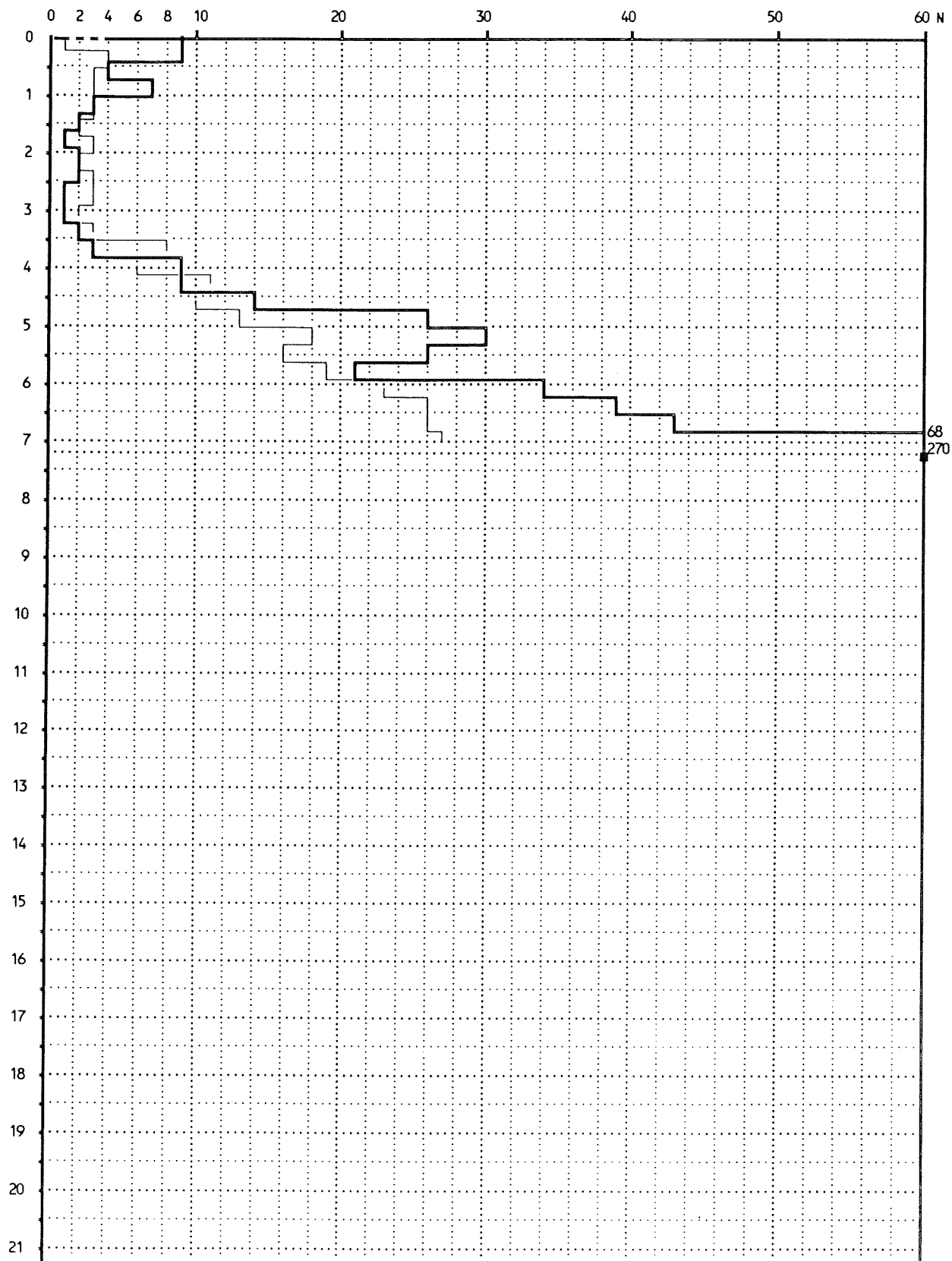
Penetrometro con asta isolata dal terreno circostante

N = Numero di colpi/piede di affondamento con mazza battente da 160 libbre e volata da 30 pollici

— Punta 60° $\phi = 2''$

— Tubazione di rivestimento $\phi = 1''1/2$

- - - Inizio prova m. 0.00 Assenza acqua fino a m.2.50 poi foro ostruito ■ Fine prova m. 7.20



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA N°:3

DATA: 22-06-2000

Disegno n°:47903H

Località : MONZA

Penetrometro con asta isolata dal terreno circostante

N = Numero di colpi/piede di affondamento con mazza battente da 160 libbre e volata da 30 pollici

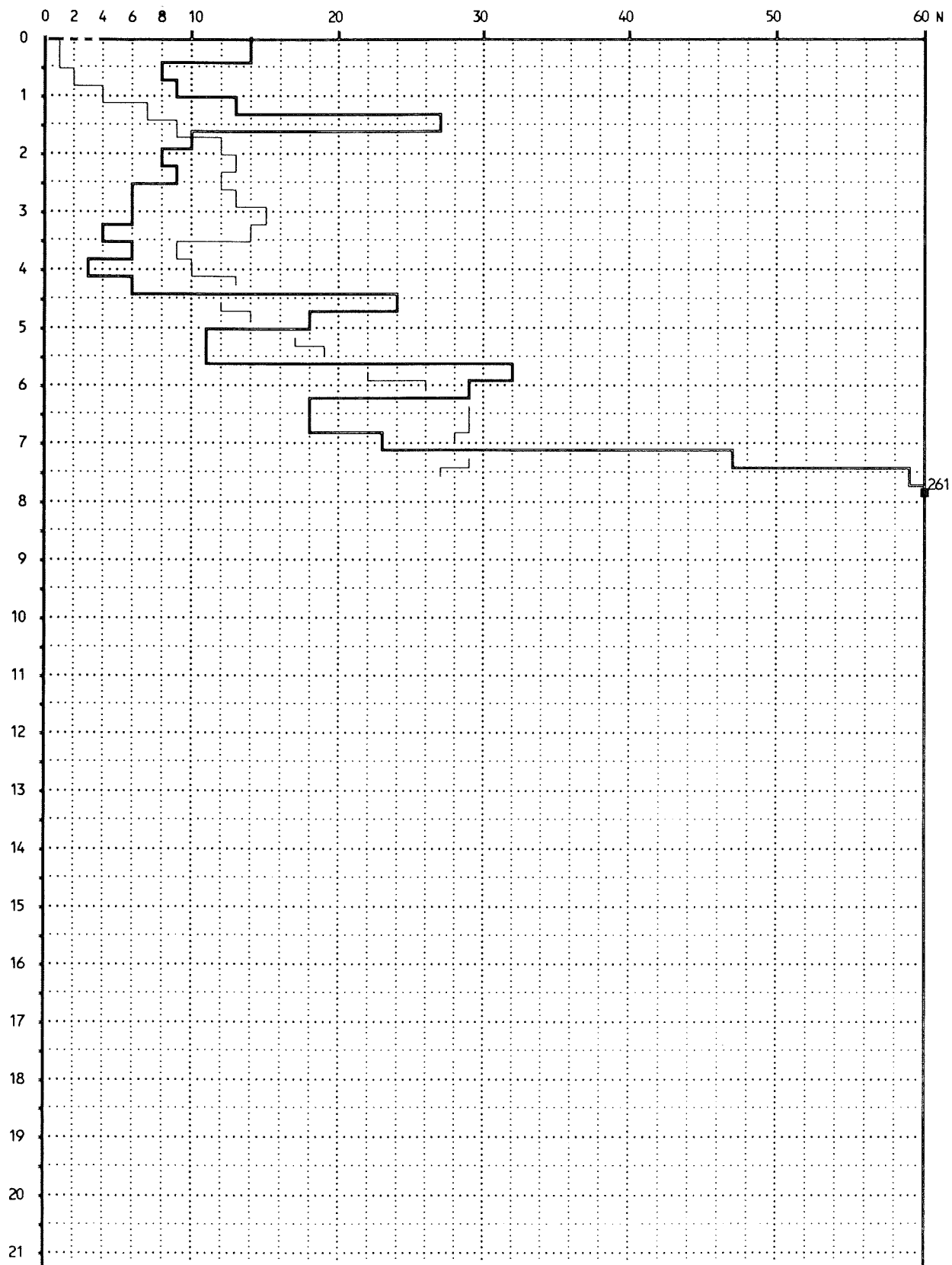
— Punta 60° $\phi = 2''$

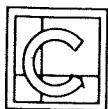
— Tubazione di rivestimento $\phi = 1''1/2$

- - - Inizio prova m. 0.00

Assenza acqua fino a m.1.20 poi foro ostruito

■ Fine prova m. 7.80





STUDIO TECNICO GEOM. UGO CELOTTI

VIA MINCIO, 22 - C.A.P. 20139 **MILANO** - TEL. 02.57303789 - 02.5393977 - 02.5392262 FAX

INDAGINI GEOGNOSTICHE - PROVE SU TERRENI DI FONDAZIONE - RICERCHE IDROLOGICHE AMBIENTALI
STRUMENTAZIONI GEOTECNICHE - RILIEVI TOPOGRAFICI - PROSPEZIONI GEOFISICHE GEOELETTICHE

C.C.I.A.A. N. 802.603 - A.N.C. S20 N. 4021405 - COD. FISC. CLT GMR 34P18 H501V - PART. IVA 00064240153

Milano 04/07/2000

Prot. N. 4790/136/00

Spett.le
COMUNE DI MONZA
UFFICIO SPORT
Via Appiani n° 17
20052 MONZA (MI)

Oggetto: Prove penetrometriche dinamiche eseguite nel terreno in
prossimità delle fondazioni di una tribuna di un campo
sportivo nel Comune di MONZA (MI).
RELAZIONE GEOTECNICA.

Premessa

Il presente rapporto prende in esame i terreni interessati dalle fondazioni di una tribuna del CAMPO SPORTIVO di MONZA.

La finalità dello studio è quella di valutare le condizioni di stabilità delle fondazioni della tribuna.

Allo scopo saranno utilizzati i risultati di un'indagine geotecnica eseguita in prossimità della struttura in esame, consistente in prove penetrometriche dinamiche continue.

L'indagine e il presente rapporto sono conformi a quanto disposto nelle normative seguenti:

- DECRETO MINISTERIALE del 11/03/88 *"Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni, ecc."*.
- CIRCOLARE MINISTERO LL.PP. del 24/09/88 n° 30483.
- A.G.I. - ASSOCIAZIONE GEOTECNICA ITALIANA - *"Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle Indagini geotecniche"* (1977).

Lo zero di riferimento assunto nel seguito s'identifica con quello dell'indagine e coincide con il piano del piazzale asfaltato adiacente alla tribuna.



Capitolo 1 **INDAGINE**

1.1 – Indagine geotecnica

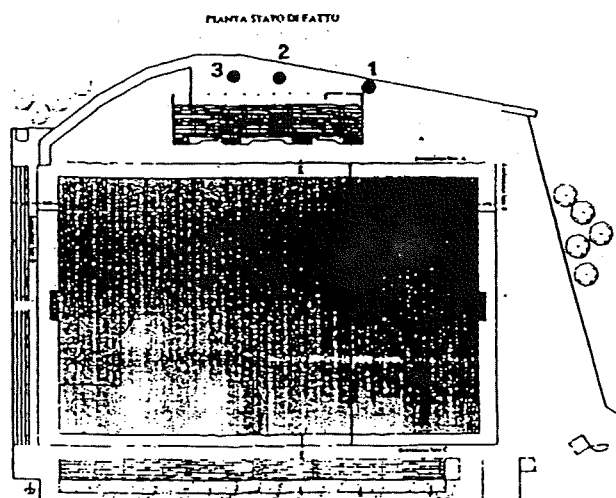
L'indagine geotecnica eseguita nell'area in esame è consistita nell'esecuzione di n° 3 prove penetrometriche dinamiche continue a punta conica con tubazione di rivestimento in avanzamento i cui risultati più significativi e le profondità raggiunte sono riassunti nella tabella 1.1 seguente.

TABELLA 1.1 - RIASSUNTO PROVE PENETROMETRICHE CONTINUE¹

PROVA N°	Q _{pc} m	Q _{7.5} m	Q ₂₀ m	Q _M m
1	±0	-4.4	-5.9	-8.1
2	±0	-3.8	-4.7	-7.2
3	±0	-4.4	-5.6	-7.8

Nella figura 1.1 è riportata la planimetria dell'area d'intervento in cui sono indicati l'ubicazione delle verticali d'indagine e la sagoma della struttura in esame.

FIGURA 1.1 – PLANIMETRIA DELL'AREA E UBICAZIONE VERTICALI D'INDAGINE



¹ Nella tabella si è indicato con:

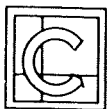
Q_{pc} la quota del piano campagna,

Q_{7.5/20} la quota al disotto della quale N ≥ 7.5/20 colpi/piede (N = resistenza penetrometrica continua),

Q_M la quota di fine prova.



Nel disegno n° 4790/1 del 28/06/00 relativo alla pratica in oggetto sono riportati i risultati dell'indagine con gli identificativi planoaltimetrici delle prove eseguite.



Capitolo 2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

L'indagine eseguita non ha permesso di prendere visione diretta dei terreni non essendo stato eseguito alcun sondaggio geotecnico.

Tutto quanto si riferisce alla granulometria dei terreni è pertanto indicativo e basato sulla conoscenza della zona e sull'andamento dei diagrammi penetrometrici e dovrà essere verificato e confermato dalla visione diretta dei terreni.

2.1 - Natura dei terreni

Dai risultati dell'indagine geotecnica nel suo complesso, i terreni dell'area in esame sono schematizzati come di seguito esposto.

PRIMO LIVELLO

È presente al disotto del ricoprimento superficiale fino a quote comprese entro l'area tra la -3.8 m e la -4.4 m (cfr. $Q_{7.5}$ di tabella 1.1).

La natura dei terreni del primo livello è di difficile individuazione potendo questi essere costituiti da materiali di riporto o in situ, con associate in generale, caratteristiche meccaniche molto scadenti, comunque sensibilmente eterogenee, avendo associati valori medi significativi della resistenza penetrometrica pari a 1-2 colpi/piede nella zona interessata dalle verticali d'indagine n° 1 e 2, e compresi tra 3 e 6 colpi/piede in corrispondenza della prova n° 3.

SECONDO LIVELLO

È presente al disotto del primo e si estende fino alla massima profondità raggiunta dall'indagine.

È costituito presumibilmente da sabbia e ghiaia, variamente gradate, ed è caratterizzato da un brusco aumento della resistenza penetrometrica che dai bassi valori tipici del primo livello raggiunge valori compresi tra 10 e 20 colpi/piede nella parte alta in rapido aumento con la profondità fino a raggiungere il rifiuto al termine delle prove.

Lo stato d'addensamento dei terreni del secondo livello è definibile



medio nella *parte alta* passante ad elevato in profondità (*parte bassa*).

Il piano di separazione tra la parte alta e la parte bassa è posto a quote comprese tra la -4.7 m e la -5.9 m (cfr. Q_{20} di tabella 1.1).

2.2 - Idrologia

Nel corso dell'indagine non è stata segnalata la presenza dell'acqua di falda che si ritiene presente a quote non interagenti significativamente con le strutture in esame.

Nel seguito pertanto questa sarà ignorata.

2.3 - Caratteristiche geotecniche dei terreni

Nella tabella 2.1 seguente si riportano le caratteristiche geotecniche medie dei terreni in esame, valutate anche con l'ausilio delle correlazioni indicate nelle note in calce alla tabella, utilizzando i risultati complessivi dell'indagine.

A tali parametri potrà essere fatto riferimento nelle calcolazioni di carattere geotecnico.

TABELLA 2.1 - CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DI RIFERIMENTO²

LIVELLO	Q_l m	γ KN/m ³	φ gradi	D_r %	m /	n /	v /
PRIMO	-3.8÷-4.4	19	22÷23	20÷30	120÷200	.7	.4
SECONDO P.A.	-4.7÷-5.9	19	26÷28	25÷45	250÷450	.7	.4
SECONDO P.B.	/	19	31÷33	55÷75	600÷900	.6	.35

² Nella tabella si è indicato con:

Q_l la quota del letto dello strato,

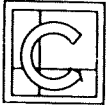
γ il peso di volume del terreno naturale,

φ l'angolo d'attrito calcolato secondo le correlazioni di MALCEV (1964),

D_r la densità relativa = $(e_n - e_m)/(e_M - e_m)$, (e = indice dei vuoti; e_n in situ, e_m minimo; e_M massimo) calcolata secondo le correlazioni di GIBBS-HOLTZ (1975), SCHULTZ-MEZEMBACH (1961), BAZARAA-PECK (1967) - BAZARAA (1969) mediate,

m il gradiente del modulo di JOUNG E nella formulazione $E = m (\sigma_c/\sigma_r)^n \sigma_r$ (JANBU) (σ_c ; σ_r rispettivamente la pressione di contenimento efficace e la pressione di riferimento, quest'ultima pari a 100 per E e σ_c in Kpa), calcolato secondo la correlazione di JAMIOLKOWSKI-PASQUALINI (1975) utilizzando la D_r ,

v il rapporto di POISSON.



Capitolo 3 CARATTERISTICHE SOMMARIE DELLE STRUTTURE IN OGGETTO

La tribuna si sviluppa su un'area di forma rettangolare di area pari a $10 \times 50 \text{ m}^2$ circa.

Le fondazioni sono del tipo diretto a trave rovescia, di larghezza B pari a:

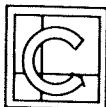
$$B = 2.05 \text{ m}$$

impostate alla quota Q_f pari a:

$$Q_f = -1.4 \text{ m}$$

La pressione q_t di contatto delle fondazioni con il terreno, sulla base delle indicazioni forniteci dai Tecnici della Committente, è pari a:

$$q_t = 60 \text{ Kpa}$$



Capitolo 4 **FONDAZIONI**

Premessa

Nel seguito viene condotta l'analisi delle fondazioni della tribuna in esame finalizzata alla definizione delle condizioni di stabilità delle stesse.

Sono altresì valutate le caratteristiche di deformabilità equivalenti dei terreni interessati dalle fondazioni.

4.1 – Analisi fondazioni

Nel seguito sono analizzate le fondazioni sopra prospettate considerate impostate alla quota Q_f .

4.1.1 - Ipotesi e modalità di calcolo

CONDIZIONI D'APPOGGIO

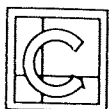
- **a)** L'analisi è eseguita su fondazioni continue di differenti larghezze, variabili entro un *range* che comprende la dimensione reale della fondazione.
- **b)** La condizione d'appoggio delle fondazioni è quella risultante dalle indagini, ovvero: terreni presunti sabbio-limosi costituenti il primo livello.

Con ciò non si sono considerate quindi eventuali bonifiche del terreno se non la normale preparazione del sedime prevista secondo la norma del buon costruire, ovvero materiali di riporto antropico.

Le ipotesi esposte in *b* dovranno essere verificate per ritenere valido quanto di seguito esposto.

CAPACITÀ PORTANTE

- **a)** Il metodo classico adottato considera il terreno incompressibile e in condizioni di rottura generale e permette di ottenere la CAPACITÀ PORTANTE LIMITE q_l relativa a fondazioni superficiali. Per tenere in conto della compressibilità del suolo viene introdotto l'indice di rigidezza secondo VESIC (1975) che rapportato all'indice critico permette di ottenere un coefficiente di riduzione della q_l variabile al variare della rigidezza dei terreni in-



teressati dalle fondazioni.

- **b)** Sono adottate nell'analisi le espressioni indicate da MEYERHOF, HANSEN e VESIC. La capacità portante proposta è il risultato della media aritmetica dei valori ottenuti con i tre metodi.
- **c)** I parametri geotecnici utilizzati nella valutazione della q_u , principalmente la resistenza al taglio e la deformabilità sono dedotti dalla caratterizzazione del suolo esposta nel capitolo 2. Al riguardo si sono adottati i valori più conservativi opportunamente mediati entro lo spessore significativamente interessato dalle fondazioni.

CEDIMENTI

- **a)** Per in calcolo dei cedimenti si sono utilizzati due metodi di differente impostazione teorica.
In uno il terreno viene considerato come semispazio elastico omogeneo e isotropo caratterizzato da un modulo elastico equivalente derivato da quanto esposto nel capitolo 2, nell'altro i cedimenti sono valutati mediante l'introduzione diretta della resistenza penetrometrica, assunta nel valore medio ponderale entro lo spessore significativamente interessato dalla fondazione.
- **b)** I cedimenti calcolati sono da considerare come cedimenti immediati, sviluppantisi quindi al momento dell'applicazione dei carichi e quindi, per le fondazioni con associate le condizioni di carico attuali, già sviluppati in passato.
- **c)** La pressione utilizzata per la valutazione dei cedimenti è stata assunta pari alla q_a , pressione ammissibile intesa come q_u/F_s (F_s = coefficiente di sicurezza pari a 3).

4.1.2 - Risultati dei calcoli

Con le modalità e le ipotesi riportate nel paragrafo 4.1.1, nell'appendice di calcolo sono riportati i parametri e i risultati dei calcoli di capacità portante e di cedimento. Nelle medesime pagine sono altresì esposte sinteticamente le equazioni relative ai metodi di calcolo descritti nel paragrafo precedente.

I risultati sono riassunti nelle tabelle 4.1 e 4.2 seguenti.

**TABELLA 4.1 – RIASSUNTO ANALISI DI STABILITÀ
FONDAZIONI DIRETTE³**

B m	q _l Kpa
1.5	128.3
1.75	140.4
2	153.9
2.25	163
2.5	174.6

TABELLA 4.2 – CARATTERISTICHE ELASTICHE EQUIVALENTI

B m	E Kpa	k _{vm} KN/m ³	k _{si} KN/m ³
1.5	6308	3294	3977
1.75	8877	4269	5940
2	11074	4750	6879
2.25	13036	5001	7342
2.5	14841	5122	7585

4.1.3 – Osservazioni sui risultati dei calcoli

- a) Criteri d'ammissibilità della stabilità delle fondazioni

Utilizzando i risultati dell'analisi sopra riportata, si consideri che, secondo i criteri d'ammissibilità che normalmente vengono da noi proposti per l'accettabilità della condizione di stabilità delle fondazioni o dell'incremento dei carichi indotto dalla ristrutturazione, le fondazioni possono essere considerate in buone condizioni di stabilità per valori di F_s superiori a $2.5 \div 3$.

Per valori di F_s compresi tra 1.5 e 2.5 le fondazioni potranno essere considerate stabili pur essendo molto sensibili in termini di cedimento a variazioni delle condizioni di sollecitazione; in altri termini, variazioni anche poco rilevanti dei carichi trasmessi al terreno, possono indurre cedimenti significativi che, essendo il terreno sollecitato in campo elastico non lineare, sono da intendere come cedi-

³ Nelle tabelle si è indicato con:

B la larghezza della fondazione,

q_l la portata limite nei confronti della rottura del terreno,

E il modulo di elasticità verticale riferito a terreno alla BOUSSINESQ,

k_{vm} il coefficiente medio di sottofondo verticale per terreno alla WINKLER,

k_{si} il coefficiente di sottofondo verticale tangente iniziale.



menti irreversibili.

Per valori di F_s inferiori a 1.5 infine, le fondazioni sono da ritenere instabili in quanto il terreno è sollecitato con pressioni prossime a quelle di rottura. In tal caso, senza alcuna variazione delle condizioni geotecniche e di carico, le fondazioni sotto tali pressioni subiscono cedimenti non stabilizzati, in progressione continua nel tempo.

- b) *Commenti sulla stabilità globale delle fondazioni*

In considerazione di ciò e dei valori di q_l riportati nella tabella 4.1, nota la pressione di contatto fondazione-terreno si potrà agevolmente definire la condizione di stabilità delle fondazioni esistenti. Ad esempio, considerando le caratteristiche di carico q_t indicate nel capitolo 3, la condizione di stabilità delle fondazioni della tribuna in esame risulta quella indicata nella tabella 4.3 seguente.

TABELLA 4.3 – CONDIZIONI DI STABILITÀ FONDAZIONI⁴

B m	q_l Kpa	q_t Kpa	F_s /
2.05	155.7	60	2.6

Da quanto esposto in tabella e adottando i criteri esposti nel paragrafo 4.2.1 risulta che **le fondazioni della tribuna in esame sono in buone condizioni di stabilità** avendo associato un coefficiente di sicurezza nei confronti della rottura del terreno in linea con le disposizioni di legge e con i valori normalmente previsti nella prassi progettuale.

Si ricorda che si dovrà verificare l'effettiva natura dei terreni secondo quanto indicato nel paragrafo 4.1.1 – Condizioni d'appoggio, al fine di ritenere valido quanto esposto.

⁴ Nella tabella si è indicato con:

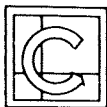
B la larghezza della fondazione,

q_l la pressione limite dedotta dalla tabella 4.1,

q_t la pressione di contatto fondazione-terreno,

F_s il coefficiente di sicurezza alla rottura del terreno.

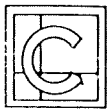




APPENDICE di CALCOLO

ANALISI FONDAZIONI DIRETTE

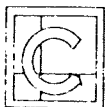
- Calcolo capacita' portante
- Calcolo cedimenti



ANALISI FONDAZIONI DIRETTE

FONDAZIONI NASTRIFORMI

Unita' di misura: KN; KPa; m; gradi sess.
1 KN=.1 t; 1 KPa=.1 t/mq



STRATO N.	Ql	FI	c	m	n	v	Nm
1	4.4	23.0	0.0	120	0.70	0.40	3.0
2	\	28.0	0.0	400	0.70	0.40	16.0

Ql = quota letto strato
FI = angolo d' attrito
c = coesione media
m = grad. mod. elast.
n = espon. del modulo
v = rapp. di Poisson
Nm = num. medio colpi
del penetrometro
Gs; Gi = peso di volume
terreno sopra e
sotto la fondaz.

SPESSORE INTERESSATO DALLA FONDAZIONE: B * 2

Cal N.	Gs	Gi	FI*	c	m	n	v	Nm
1	17.0	19.0	15.8	0.0	120	0.70	0.40	3.0
2	17.0	19.0	16.3	0.0	160	0.70	0.40	4.9
3	17.0	19.0	16.8	0.0	190	0.70	0.40	6.3
4	17.0	19.0	17.0	0.0	213	0.70	0.40	7.3
5	17.0	19.0	17.3	0.0	232	0.70	0.40	8.2

FI = angolo d' attrito
c = coesione media
m = grad. mod. elast.
sotto la fondaz.
v = rapp. di Poisson
Gs; Gi = peso di volume
terreno sopra e
sotto la fondaz.
Nm = num. medio colpi
del penetrometro

COEFF. DI SICUREZZA ALLA ROTTURA DEL TERRENO Fs = 3.0
SPESSORE TERRENO DEFORMABILE SOTTO LA FONDAZIONE Dh = 30.0

ANDAMENTO RESISTENZA PENETR. TERRENO SOTTO FONDAZIONE: CRESCENTE.

TERRENO INTERESSATO DALLA FONDAZIONE: SABBIA O SABBIA LIMOSA FUORI FALDA.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Cal. N.	Tipo Fond.	B	L	Qpc	Qcf	Qf	Qw
1	NASTR	1.50	/	0.0	0.0	1.4	n.p.
2	NASTR	1.75	/	0.0	0.0	1.4	n.p.
3	NASTR	2.00	/	0.0	0.0	1.4	n.p.
4	NASTR	2.25	/	0.0	0.0	1.4	n.p.
5	NASTR	2.50	/	0.0	0.0	1.4	n.p.

B = largh. fondazione

QUOTE :

Qpc = campagna in eser.

Qcf = calpestio infer.

Qf = imposta fondaz.

Qw = livello a c q u a

ESPRESSIONE UTILIZZATA PER IL CALCOLO DELLA PORTATA LIMITE q_l

$q_l = c N_c s_c d_c i_c g_c f_c + q_s N_q s_q d_q i_q g_q f_q + 1.5 G_i B N_g s_g d_g i_g g_g f_g$
(per significato dei simboli e sviluppo dei calcoli cfr. pag. seguente).

(*) Il valore dell'angolo attrito risultante dalla composizione
degli strati è stato dedotto utilizzando l'espressione:

$$\varphi_r = \arctg [2/3 \operatorname{tg} \varphi]$$

per tenere in conto l'elevata compressibilità dei terreni in
accordo con TERZAGHI (1943).



CALCOLO CAPACITA' PORTANTE

Calc.	1	2	3	4	5	METODO DI VESIC
Nc	11.50	11.84	12.19	12.34	12.56	FATTORI di
Nq	4.25	4.46	4.68	4.77	4.91	capacita' portante
Ng	2.97	3.19	3.43	3.53	3.68	del terreno
sc	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	FATTORI di
sq	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	forma della
sg	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	fondazione
cc	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	FATTORI di
cq	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	compressibilita'
cg	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	del terreno
dc	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	FATTORI di
dq	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	profondita'
IR	153.9	192.5	215.0	232.6	242.9	INDICE di RIGIDEZZA
IC	39.03	40.61	42.28	42.97	44.03	INDICE CRITICO
ic	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	FATTORI di
iq	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	inclin. ed eccentric.
ig	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	del carico
Gi	19.00	19.00	19.00	19.00	19.00	Gi medio signific.
qs	23.80	23.80	23.80	23.80	23.80	(Qf - Qcf) * Gs
ql	143.59	159.28	176.59	189.02	204.39	
qa=ql/Fs	47.86	53.09	58.86	63.01	68.13	
Nc	11.50	11.84	12.19	12.34	12.56	METODO DI HANSEN
Nq	4.25	4.46	4.68	4.77	4.91	
Ng	1.38	1.52	1.67	1.73	1.83	
sc	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
sq	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
sg	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
cc	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
cq	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
cg	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
dc	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
dq	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
IR	153.9	192.5	215.0	232.6	242.9	
IC	39.03	40.61	42.28	42.97	44.03	
ic	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
iq	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
ig	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
Gi	19.00	19.00	19.00	19.00	19.00	
qs	23.80	23.80	23.80	23.80	23.80	
ql	120.90	131.42	143.08	150.55	160.33	
qa=ql/Fs	40.30	43.81	47.69	50.18	53.44	



Calc.	1	2	3	4	5	METODO DI MEYERHOF
Nc	11.50	11.84	12.19	12.34	12.56	
Nq	4.25	4.46	4.68	4.77	4.91	
Ng	1.32	1.46	1.60	1.66	1.76	
sc	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
sq	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
sg	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
cc	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
cq	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
cg	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
dc	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
dq	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
IR	153.9	192.5	215.0	232.6	242.9	
IC	39.03	40.61	42.28	42.97	44.03	
ic	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
iq	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
ig	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
Gi	19.00	19.00	19.00	19.00	19.00	
qs	23.80	23.80	23.80	23.80	23.80	
ql	120.27	130.63	142.11	149.41	159.01	
qa=ql/Fs	40.09	43.54	47.37	49.80	53.00	

PORTATA MEDIA
(VESIC, HANSEN e MEYERHOF)

Calc.	1	2	3	4	5
ql	128.25	140.45	153.93	162.99	174.58
qa=ql/Fs	42.75	46.82	51.31	54.33	58.19

CALCOLO DEI CEDIMENTI

$$w1 = ar \cdot af \cdot ad \cdot B \cdot (1-v^2) \cdot [(qa-q)/E + q/Es]$$
$$w2 = ff \cdot fh \cdot ft \cdot [q \cdot B^{0.7} \cdot Icc/3 + (qa - q) \cdot B^{0.7} \cdot Icc]$$

Calc.	1	2	3	4	5	
ar	0.83	0.83	0.83	0.83	0.83	FATTORE di RIGIDEZ.
af	2.10	2.10	2.10	2.10	2.10	FATTORE di FORMA
ad	0.96	0.96	0.97	0.97	0.97	FATTORE di PROFOND.
qa	42.75	46.82	51.31	54.33	58.19	PRESSIONE TERRENO
q	23.80	23.80	23.80	23.80	23.80	(Qf - Qpc) * Gs
E	6308	8877	11074	13036	14841	MODULO PRIMO CARICO
Es	18513	26031	32442	38183	43442	MODULO RICOMPRESS.
w1	0.90	0.86	0.91	0.95	1.02	CEDIM.cm-BOWLES 1982
kv1	4749	5417	5633	5731	5700	COEFF. SOTTOF. VERT
ff	1.53	1.53	1.53	1.53	1.53	FATTORE di FORMA
fh	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	FATTORE di COMPRES.
ft	1.16	1.16	1.16	1.16	1.16	FATTORE di VISCOS.
Icc	0.366	0.184	0.130	0.106	0.090	IND. di COMPRES.
zi	1.366	1.506	1.644	1.781	1.917	PROFOND. SIGNIFIC.
w2	2.32	1.50	1.33	1.27	1.28	CEDIM.cm-BURLAND 984
kv2	1839	3121	3867	4271	4544	COEFF. SOTTOF. VERT
wm	1.61	1.18	1.12	1.11	1.15	CEDIMENTO MEDIO cm
kvm	3294	4269	4750	5001	5122	COEFF. SOTTOF. MEDIO