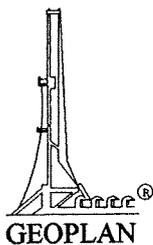


15-169508



STUDIO GEOPLAN
geologia applicata ed ambientale

CESARE RESNATI - LUISELLA COLOMBO
geologi associati

RAPP. 1952R02

EDILMONZA s.r.l.

RELAZIONE GEOTECNICA

Su terreno di fondazione
per nuovo ampliamento piscina
in MONZA
presso Impianto NEI

Monza, 28 febbraio 2002

IL GEOLOGO



1. PREMESSA

La presente Relazione Geotecnica viene redatta su incarico della società EDILMONZA s.r.l. che sta procedendo ad un intervento di ristrutturazione ed ampliamento di piscina comunale in Monza, presso Impianto NEI.

Vengono qui illustrati i risultati di un'indagine geotecnica finalizzata alle strutture di fondazione.

Il contenuto della presente ottempera, a meno dei fattori elencati di seguito, ai criteri espressi nel D.M. LL.PP. 11.03.88 e nella circolare LL.PP. n° 30483, emanati a norma dell'articolo 1 della Legge 64 /1974.

In tale relazione non viene considerato il problema della stabilità dei fronti di scavo che, se dovessero interagire con strutture confinanti quali strade, recinzioni, edifici, etc, dovrà essere oggetto di calcoli e valutazioni ulteriori.

1.1 CONDIZIONI GEOMORFOLOGICHE

Nell'area sono presenti depositi fluvioglaciali appartenenti alla più recente glaciazione würmiana, connessi con l'ultima fase glaciale quaternaria, costituiti da ghiaia e ciottoli in matrice sabbiosa e subordinatamente limoso-argillosa.

Si tratta dei depositi alluvionali derivanti dagli scaricatori glaciali, quindi con ciottoli poligenici, arrotondati, eteromorfi.

2. INDAGINE GEOTECNICA

L'indagine geotecnica di campagna è consistita nell'esecuzione di quattro prove penetrometriche dinamiche S.C.P.T. con penetrometro superpesante tipo Meardi A.G.I.; i relativi diagrammi di avanzamento con tabulati numerici ed elaborazioni varie sono contenuti in Allegato 1.

Le prove sono state eseguite dalla base della soletta in CLS presente a fondo scavo, ad una quota di circa -2.20 m da piano campagna.

La Fig. 1 rappresenta l'ubicazione planimetrica dei punti di prova.

2.1 CONDIZIONI STRATIGRAFICHE

Si è dapprima attraversato uno strato di terreno limoso-ghiaioso simile a quello visibile sulle pareti dello scavo, con spessore variabile da 1 a 2.40 m e con grado di addensamento da molto sciolto a moderatamente compatto; successivamente il terreno, con passaggio localmente molto netto, diviene ghiaioso-sabbioso compatto, tale che i rifiuti penetrometrici ($N > 100$) si sono registrati di -3.30 a -5.70 m da piano esecuzione prove.

Le condizioni stratigrafiche e geotecniche del terreno sono illustrate nella sezione di Fig. 2, in cui il terreno di fondazione è stato suddiviso secondo quattro classi di resistenza alla penetrazione dinamica, e precisamente:

- ◆ $N < 5$: limo sciolto;
- ◆ $5 < N < 15$: limo ghiaioso da sciolto a mediamente consistente;
- ◆ $15 < N < 25$: ghiaia e sabbia da mediamente consistente a molto compatta;
- ◆ $N > 25$: ghiaia e sabbia compatta.

2.2 CONDIZIONI IDROGEOLOGICHE

Non è stata rilevata presenza di acqua di falda durante l'esecuzione dell'indagine.

3. PARAMETRI GEOTECNICI

Di seguito si riportano i parametri geotecnici medi degli strati di terreno sollecitati dalle fondazioni, ricavati dai risultati delle prove penetrometriche, e riferiti alla quota indicativa di imposta fondazioni di circa - 2.20 m dalla quota media di piano campagna e coincidente con il piano di lavoro delle prove penetrometriche; si ipotizza l'utilizzo di fondazioni dirette.

Prova	N _{SPT}	Z _C	φ	γ	G	E
1	4	2.0	25	16.5	16.5	5
2	8	0.9	28.5	17	16.5	9
3	11	2.0	30.5	17.5	16.5	13
4	8	1.0	28.5	17	16.5	9

dove: N_{SPT} = resistenza penetrometrica standard;
 Z_C = spessore strato compressibile per fondazione larga B = 1.50 m;
 φ = angolo di attrito in gradi;
 γ = peso di volume del terreno a quota fondazioni in kN/m³;
 G = peso di volume del terreno scavato in kN/m³;
 E = modulo di Young in MN/m²;
 μ = modulo di Poisson = 0.40

3.1 COSTANTE DI SOTTOFONDO

Può risultare utile per il progetto ingegneristico delle fondazioni avere un criterio di valutazione della costante di sottofondo; dalla relazione di VESIC (1961) si ha:

$$K_s = K'_s / B$$

con B = larghezza della fondazione;

$$K'_s = 0.65 \cdot \sqrt[1.2]{\frac{E_s \cdot B^4}{E_f \cdot J_f}} \cdot \frac{E_s}{1 - \mu^2}$$

dove: E_f = modulo di Young della fondazione;
 J_f = momento di inerzia della fondazione;
 E_s = peso di volume del terreno a quota fondazioni in kN/m³;
 μ = coefficiente di Poisson del suolo;
 B = larghezza della fondazione.

Secondo BOWLES è possibile utilizzare l'espressione semplificata:

$$K_s = \frac{E_s}{B \cdot (1 - \mu^2)}$$

da cui, introducendo i parametri geotecnici tabulati sopra, si ottiene la nuova tabella, con K_s espresso in kN/m^3 .

Prova	$K_s B$
1	5950
2	10700
3	15400
4	10700

4. CALCOLO PRESSIONE LIMITE

Il calcolo della pressione limite presuppone necessariamente l'esistenza di una determinata struttura di fondazione che, caricata con quella pressione limite, ne provoca la rottura generale.

Di seguito si ipotizzerà l'utilizzo di fondazioni dirette che, date le condizioni geomeccaniche del terreno esaminato, potranno essere strutturate preferibilmente continue di tipo nastroforme.

Nel caso in esame è corretto l'utilizzo della Formula di MEYERHOF, applicata considerando il carico verticale su un terreno prevalentemente incoerente (coesione non drenata c_u nulla ed angolo di attrito ϕ maggiore di 10°); l'espressione per il calcolo della pressione limite Q_{ult} è la seguente (1):

$$Q_{ult} = \sigma'_{vo} \cdot N_q \cdot S_q \cdot d_q + 0.5 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot d_\gamma$$

dove: $N_q = e^{\pi \tan \phi}$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4 \cdot \phi)$$

$$S_q = S_\gamma = 1 + 0.1 \cdot K_p \cdot B/L$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{K_p} \cdot Z/B$$

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \phi/2)$$

con: e : base dei logaritmi neperiani = 2.718

B : larghezza della fondazione = m 1.5 (indicativa)

L : lunghezza della fondazione = m 5.0 (indicativa)

Z : profondità di incastro della fondazione = m 0.50 (indicativa)

In Allegato 2 sono riportati i tabulati di calcolo delle formule di cui sopra, mentre di seguito se ne riportano i risultati.

Prova	Press. Lim. (kPa)	Press. Max amm.(kPa)
1	163	54
2	265	88
3	358	119
4	265	88

Il valore di pressione massima ammissibile è dato dal rapporto tra pressione limite e fattore di sicurezza, che l'attuale normativa prevede minimo 3; il valore di pressione ammissibile viene verificato nel seguente capitolo in funzione del cedimento che si ritiene ammissibile per la struttura in progetto.

5. CALCOLO DEI CEDIMENTI

Il procedimento di calcolo qui utilizzato è stato recentemente messo a punto da BURLAND & BURBIDGE (1987) sulla base dei dati forniti dalle prove penetrometriche dinamiche standard in terreno prevalentemente incoerente (2).

$$S = f_s \cdot f_h \cdot f_t \cdot \left[\sigma'_{vo} B^{0.7} \cdot I_c / 3 + (q' - \sigma'_{vo}) \cdot B^{0.7} \cdot I_c \right]$$

nella quale l'indice di compressibilità I_c vale (3):

$$I_c = \frac{1.706}{N_{av}^{1.4}}$$

con N_{av} = resistenza dinamica alla penetrazione.

I vari fattori f dipendono dalla forma e profondità della fondazione e dal tempo di applicazione del carico, qui esteso per un periodo di 50 anni.

I tabulati di calcolo presenti in Allegato 3 mostrano i valori dei parametri introdotti nelle (2) e (3) che conducono ai seguenti risultati di seguito tabulati:

Prove	σ_m	S	S'	S _t
1	65	19	30	49
2	65	7	11	18
3	65	5	7	12
4	65	7	11	18

dove: σ_m = pressione di contatto ammissibile in kPa
 S = cedimento immediato in mm
 S' = cedimento secondario in mm
 S_t = cedimento totale in mm.

6. CONCLUSIONI

In base a quanto sopra esposto sui risultati dell'indagine geotecnica svolta in Monza (MI), presso l'Impianto Sportivo Comunale NEI, per conto della EDILMONZA s.r.l., relativamente al progetto di un nuovo ampliamento della piscina, si può concludere quanto segue:

- ❖ ipotesi di imposta fondazioni a – 2.20 m dalla quota media di piano campagna
- ❖ **fondazioni dirette continue, possibilmente nastriformi**, dotate dell'opportuna rigidità
- ❖ pressione media di contatto ammissibile: $\sigma_m = 65 \text{ kPa}$
- ❖ cedimenti immediati variabili da 5 a 19 mm
- ❖ cedimenti totali nel tempo variabili da 12 a 49 mm
- ❖ cedimenti differenziali dipendenti dal grado di rigidità delle strutture di fondazione.

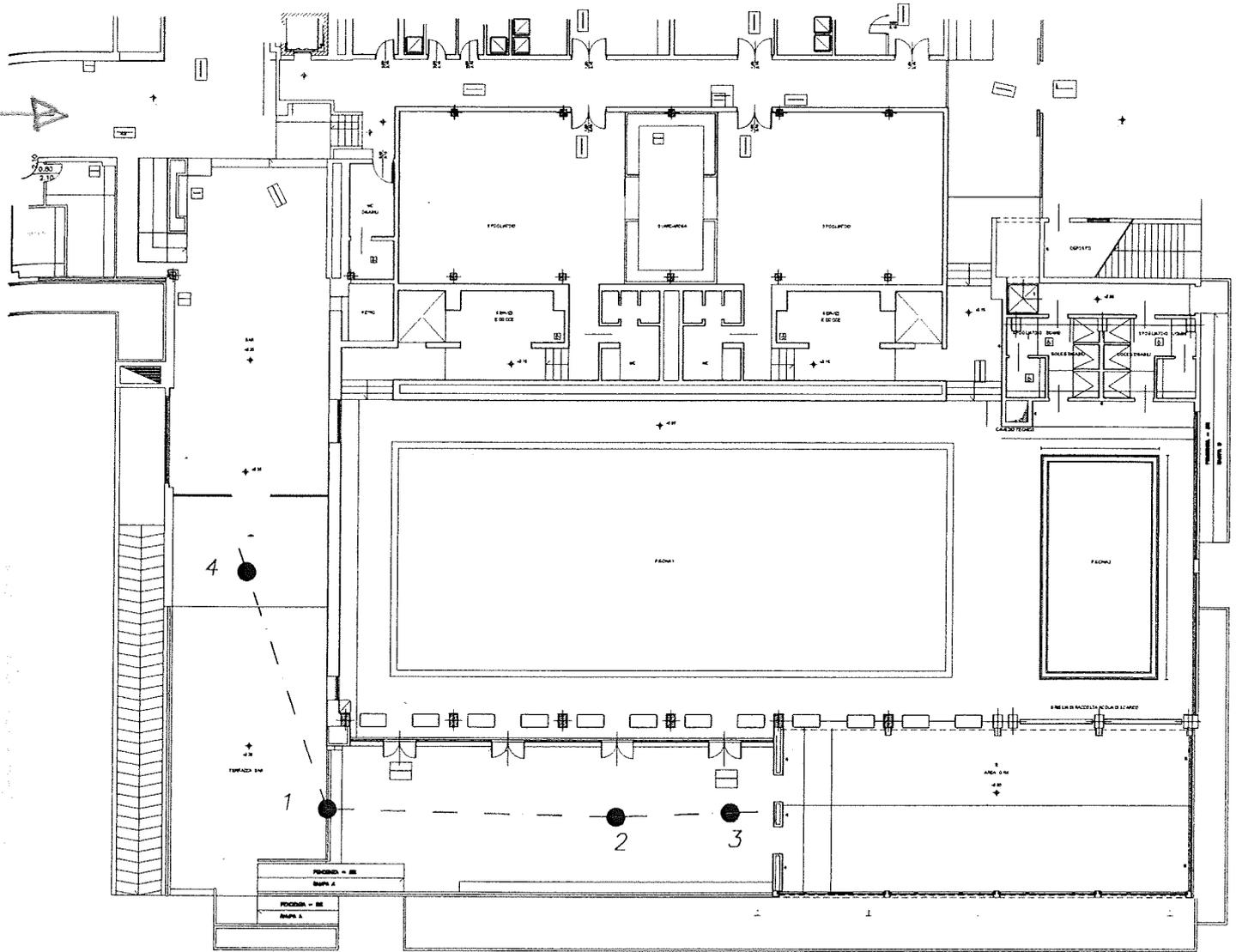
6.1. SUGGERIMENTI OPERATIVI

Nel caso si voglia migliorare la capacità portante del terreno di fondazione, dato che esistono notevoli variazioni nel grado di consistenza del medesimo, si consiglia di scavare 50 cm oltre la quota di imposta progettuale, quindi riportare macerie spigolose con pezzatura massima di 20 cm, che serviranno ad intasare il fondo scavo e non a produrre spessore; per i rimanenti 50 cm si realizzeranno 2 strati di terreno tipo "tout venant" opportunamente rullati e costipati con rullo vibrocompattatore del peso di almeno 80 kN che esgua per ogni strato di 25 cm almeno 3 passaggi incrociati alla velocità media di 2÷3 km/h.

Avendo eseguito a perfetta regola d'arte le operazioni sopra descritte, si potrà elevare la pressione media di contatto ammissibile: $\sigma_m = 85 \text{ kPa}$.

FIGURE

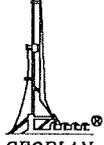
2
A

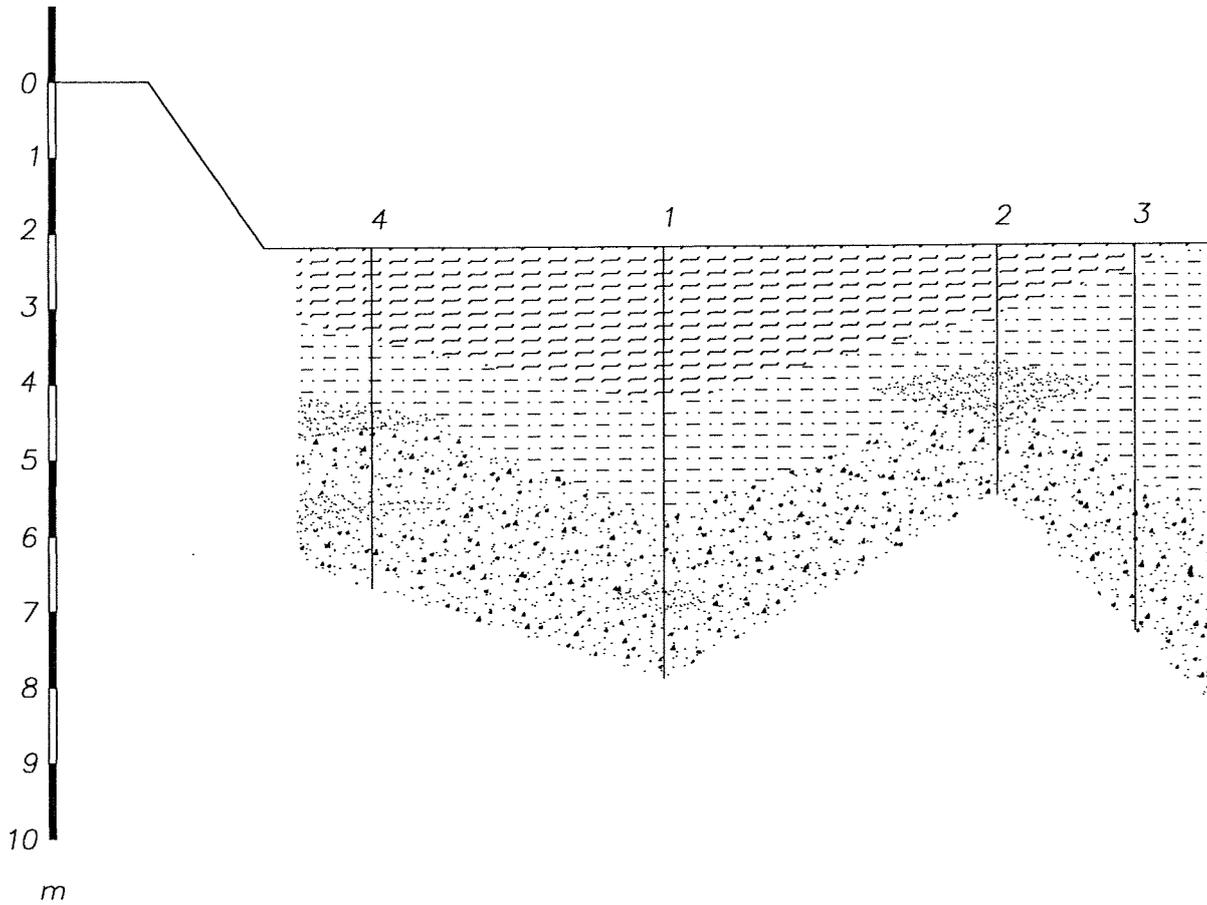


0 3 6 m

LEGENDA:

- Prova penetrometrica
- Traccia di sezione

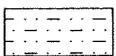
rapporto	1952R02	 GEOPLAN®
titolo:	data MAR 2002	
UBICAZIONE DEI PUNTI DI INDAGINE		figura
		1
		1952u



LEGENDA:



$N < 5$: Limo sciolto



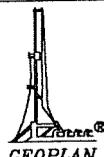
$5 < N < 15$: Limo ghiaioso da sciolto a mediamente consistente



$15 < N < 25$: Sabbia con ghiaia da mediamente consistente a molto consistente



$N > 25$: Ghiaia e sabbia molto compatta

titolo:	rapporto	1952R02	 GEOPLAN® figura 2 1952s
	data	MAR 2002	
SEZIONE GEOTECNICA			

ALLEGATO 1

Prove penetrometriche dinamiche

DB5C521797946

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA S.C.P.T.

Numero prova: 2

Data esecuzione: 19.02.02

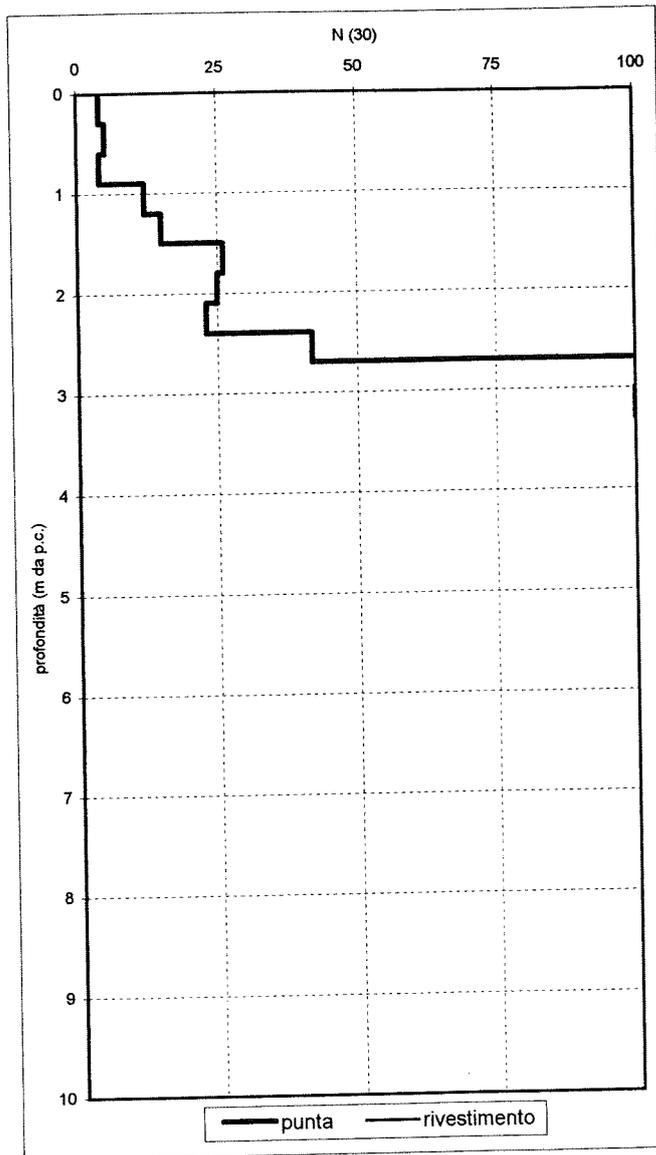
Rapporto: 1952R02

Quota: -2,2 m da p.c.

Committente: Edil Monza

Cantiere: Monza

m da p.c.	punta	rivestimento
0,00		
0,30	4	
0,60	5	
0,90	4	
1,20	12	
1,50	15	
1,80	26	
2,10	25	
2,40	23	
2,70	42	
3,00	110	
3,30	100	
3,60		
3,90		
4,20		
4,50		
4,80		
5,10		
5,40		
5,70		
6,00		
6,30		
6,60		
6,90		
7,20		
7,50		
7,80		
8,10		
8,40		
8,70		
9,00		
9,30		
9,60		
9,90		
10,20		
10,50		
10,80		
11,10		
11,40		
11,70		
12,00		
12,30		
12,60		
12,90		
13,20		
13,50		
13,80		
14,10		
14,40		
14,70		
15,00		



CARATTERISTICHE TECNICHE DEL PENETROMETRO TIPO MEARDI A.G.I.

Peso del maglio: 73 kg
 Altezza di caduta: 75 cm
 Angolo al vertice della punta : 60°
 Diametro del cono: 50.8 mm
 Peso delle aste: 4.6 kg/m
 Diametro est. del rivestimento: 48 mm
 Peso del rivestimento: 5.3 kg/m

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA S.C.P.T.

Numero prova: **3**

Data esecuzione: **19.02.02**

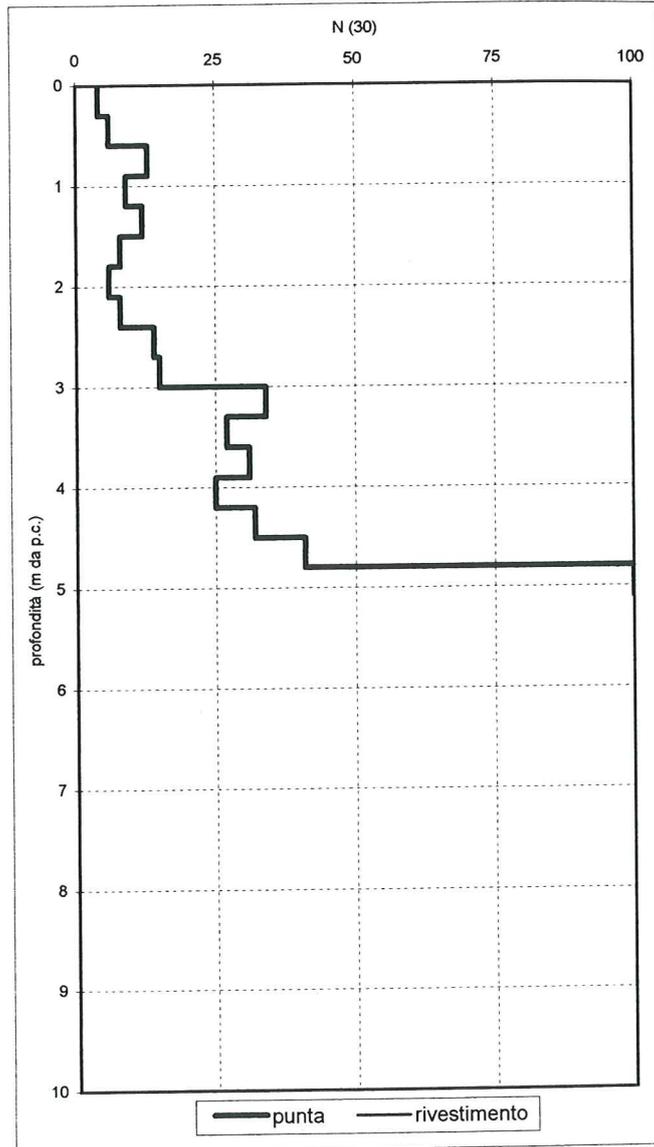
Rapporto: **1952R02**

Quota: **-2,2 m da p.c.**

Committente: **Edil Monza**

Cantiere: **Monza**

m da p.c.	punta	rivestimento
0,00		
0,30	4	
0,60	6	
0,90	13	
1,20	9	
1,50	12	
1,80	8	
2,10	6	
2,40	8	
2,70	14	
3,00	15	
3,30	34	
3,60	27	
3,90	31	
4,20	25	
4,50	32	
4,80	41	
5,10	100	
5,40		
5,70		
6,00		
6,30		
6,60		
6,90		
7,20		
7,50		
7,80		
8,10		
8,40		
8,70		
9,00		
9,30		
9,60		
9,90		
10,20		
10,50		
10,80		
11,10		
11,40		
11,70		
12,00		
12,30		
12,60		
12,90		
13,20		
13,50		
13,80		
14,10		
14,40		
14,70		
15,00		



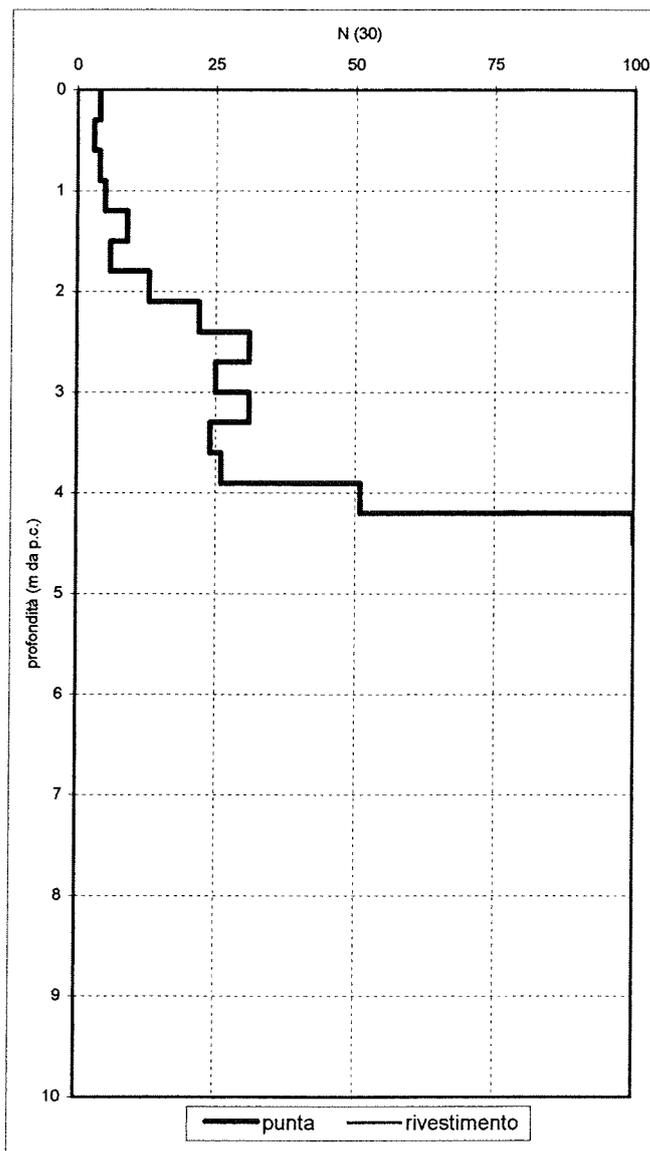
CARATTERISTICHE TECNICHE DEL PENETROMETRO TIPO MEARDI A.G.I.

Peso del maglio: **73 kg**
 Altezza di caduta: **75 cm**
 Angolo al vertice della punta : **60°**
 Diametro del cono: **50.8 mm**
 Peso delle aste: **4.6 kg/m**
 Diametro est. del rivestimento: **48 mm**
 Peso del rivestimento: **5.3 kg/m**

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA S.C.P.T.

Numero prova: **4** Data esecuzione: **19.02.02**
 Rapporto: **1952R02** Quota: **-2,2 m da p.c.**
 Committente: **Edil Monza**
 Cantiere: **Monza**

m da p.c.	punta	rivestimento
0,00		
0,30	4	
0,60	3	
0,90	4	
1,20	5	
1,50	9	
1,80	6	
2,10	13	
2,40	22	
2,70	31	
3,00	25	
3,30	31	
3,60	24	
3,90	26	
4,20	51	
4,50	100	
4,80		
5,10		
5,40		
5,70		
6,00		
6,30		
6,60		
6,90		
7,20		
7,50		
7,80		
8,10		
8,40		
8,70		
9,00		
9,30		
9,60		
9,90		
10,20		
10,50		
10,80		
11,10		
11,40		
11,70		
12,00		
12,30		
12,60		
12,90		
13,20		
13,50		
13,80		
14,10		
14,40		
14,70		
15,00		

**CARATTERISTICHE TECNICHE DEL PENETROMETRO TIPO MEARDI A.G.I.**

Peso del maglio: 73 kg
 Altezza di caduta: 75 cm
 Angolo al vertice della punta: 60°
 Diametro del cono: 50.8 mm
 Peso delle aste: 4.6 kg/m
 Diametro est. del rivestimento: 48 mm
 Peso del rivestimento: 5.3 kg/m

ALLEGATO 2

Calcolo capacità portante

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE**FORMULA DI MEYERHOF**Committente: **Edil Monza**Rapporto: **1952R02**Cantiere: **Monza, NEI**

	1	2	3	4	5
B larghezza della fondazione in m	1,00	1,00	1,00	1,00	
L lunghezza della fondazione in m	5,00	5,00	5,00	5,00	
Z profondità di incastro in m	0,50	0,50	0,50	0,50	
γ_1 peso di volume terreno scavato in KN/mc	16,50	16,50	16,50	16,50	
γ_2 peso di volume terreno in posto in KN/mc	16,50	17,00	17,50	17,00	
ϕ angolo di attrito in °	25,00	28,50	30,50	28,50	
c coesione in KPa	0,00	0,00	0,00	0,00	
β angolo di inclinazione del carico in °	0,00	0,00	0,00	0,00	
k_p coefficiente di spinta passiva	2,464	2,825	3,061	2,825	
N_q fattore di capacità portante	10,662	15,554	19,479	15,554	
N_γ fattore di capacità portante	6,766	12,169	17,052	12,169	
N_c fattore di capacità portante	20,721	26,806	31,372	26,806	
s_c fattore di forma	1,099	1,113	1,122	1,113	
s_q fattore di forma	1,049	1,057	1,061	1,057	
s_γ fattore di forma	1,049	1,057	1,061	1,057	
d_c fattore di profondità	1,157	1,168	1,175	1,168	
d_q fattore di profondità	1,078	1,084	1,087	1,084	
d_γ fattore di profondità	1,078	1,084	1,087	1,084	
i_c fattore di inclinazione	1,000	1,000	1,000	1,000	
i_q fattore di inclinazione	1,000	1,000	1,000	1,000	
i_γ fattore di inclinazione	1,000	1,000	1,000	1,000	
Q_{ult} pressione limite in MPa	0,163	0,265	0,358	0,265	
Q_{amm} pressione ammissibile max. in MPa	0,054	0,088	0,119	0,088	

Legenda:

1: prova 1

2: prova 2

3: prova 3

4: prova 4

ALLEGATO 3

Calcolo dei cedimenti

CALCOLO DEI CEDIMENTI**METODO DI BURLAND E BURBIDGE (1984)**Committente: **Edil Monza**Rapporto: **1952R02**Cantiere: **Monza, NEI**

	1	2	3	4	5
q' pressione efficace lorda in kPa	65,00	65,00	65,00	65,00	
s' tensione verticale efficace in kPa	33,00	33,00	33,00	33,00	
γ peso di volume in KN/mc	16,50	16,50	16,50	16,50	
h profondità delle fondazioni in m	2,00	2,00	2,00	2,00	
B larghezza della fondazione in m	1,50	1,50	1,50	1,50	
L lunghezza della fondazione in m	5,00	5,00	5,00	5,00	
H spessore dello strato compressibile in m	2,00	0,90	2,00	1,00	
Zi profondità significativa in m	2,00	1,00	2,00	1,00	
t tempo in anni	50	50	50	50	
Ic indice di compressibilità	0,24	0,09	0,06	0,09	
N _{AV} media (N _{sPT})	4	8	11	8	
F _s fattore di forma	1,35	1,35	1,35	1,35	
F _h fattore di compressione	1,00	0,99	1,00	1,00	
F _t fattore tempo	1,54	1,54	1,54	1,54	
S cedimento immediato in mm	19,294	7,238	4,681	7,311	
S' cedimento nel tempo in mm	29,798	11,178	7,230	11,291	
St cedimento totale in mm	49,092	18,416	11,911	18,602	

Legenda:

1: prova 1

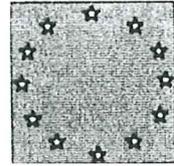
2: prova 2

3: prova 3

4: prova 4



COMUNE DI MONZA
SETTORE SPORT
Ufficio Impiantistica Sportiva
Via Appiani, 17 – 20052 Monza (MI)
Tel 039/36.30.733 – Tel/fax 039/32.42.46
E-MAIL: sporttecnico@comune.monza.mi.it
C.F. 02030880153 – P.I.V.A. 00728830969



Prot. n. 188/2003

Spett.le Settore
Programmazione Urbanistica
Arch. Giorgio Maioli

**Oggetto: Impianto sportivo via Rosmini – Prove penetrometriche dinamiche
Impianto NEI – Relazione geotecnica**

Con la presente siamo a trasmettervi:

1. Le prove penetrometriche dinamiche, relative alla relazione geotecnica, per la realizzazione di torri per l'illuminazione dell'impianto sportivo comunale in via Rosmini, nel Comune di Monza;
2. La relazione geotecnica, relativa al terreno di fondazione per nuovo ampliamento piscina presso Impianto NEI nel Comune di Monza;

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

Monza, li 07 Maggio 2003

IL CAPO UNITA'
(Arch. Fabio Marco Berti)

