

COMMITTENTE:
MILANOSPORT SPA - MILANO

1377_11



**PROGETTO DI REALIZZAZIONE DI UNA TRIBUNA E UNA PISTA
COPERTA PRESSO IL CENTRO SPORTIVO XXV APRILE,
IN VIA CIMABUE A MILANO
- RELAZIONE GEOLOGICO – TECNICA -**

MONZA, 5 MAGGIO 2011

1.	PREMESSA.....	2
2.	RIFERIMENTI.....	2
3.	METODOLOGIA DI ESECUZIONE DELLE INDAGINI	3
4.	DESCRIZIONE DEL CANTIERE	7
5.	CONDIZIONI IDROGEOLOGICHE.....	7
6.	CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICO – TECNICA DEI TERRENI	7
7.	PROGETTO	9
8.	CALCOLO DELLA RESISTENZA DI PROGETTO.....	10
9.	CALCOLO DEI CEDIMENTI	11
10.	COEFFICIENTE DI REAZIONE DEL SOTTOFONDO DI WINKLER.....	13
11.	ANALISI DELLE AZIONI SISMICHE.....	13
12.	RIASSUNTO DEI PARAMETRI E DELLE CARATTERISTICHE DEL TERRENO.....	14
	ALLEGATI.....	15

1. PREMESSA

La società MilanoSport spa di Milano ci ha affidato l'incarico per l'esecuzione di un'indagine geognostica in supporto al progetto di realizzazione di una tribuna e di una pista coperta presso il centro sportivo XXV Aprile a Milano, in via Cimabue.

Il programma delle indagini ha previsto l'esecuzione di quattro prove penetrometriche dinamiche continue SCPT, di una prova geofisica MASW e di un sondaggio a carotaggio continuo con otto prove penetrometriche dinamiche in foro SPT; nel foro di sondaggio è stato installato un piezometro.

Le indagini sono state svolte in data 20 aprile 2011.

Le indagini, svolte in ottemperanza a quanto previsto dalla normativa del D.M. 14/01/2008, è stata finalizzata principalmente alla definizione delle caratteristiche stratigrafiche e geotecniche e sismiche dei terreni di fondazione; l'obiettivo è stato quello di verificare la relazione $R_d > E_d$, come indicato nelle NTC2008 2.3, allo scopo di ottenere la corretta scelta, impostazione e dimensionamento delle opere fondazionali.

Fanno parte della seguente relazione tecnica i seguenti allegati:

- ubicazione delle indagini
- grafici delle prove penetrometriche
- stratigrafia del sondaggio
- documentazione fotografica delle cassette catalogatrici
- elaborato prova geofisica MASW

2. RIFERIMENTI

Normative e raccomandazioni

Norme Tecniche per le Costruzioni - 14 Gennaio 2008.

Circolare LL.PP. 617 - 2009

Riferimenti bibliografici

- Skempton A.W. (1986). *"Standard Penetration Test Procedures and Effects in Situ Sands of Overburden Pressure, Relative Density, Particle Size, Ageing and Overconsolidation"* Géotechnique 36, n°2.
- Cestelli Guidi C. (1980). *"Geotecnica e Tecnica delle Fondazioni"*. Settima Edizione, Hoepli. Vol. 2, pp. 144-188.
- Cestari F. (1990). *"Prove Geotecniche in Sito"*. Geo-Graph. Pp. 207-284.
- R. Lancellotta (1993). *"Geotecnica"*. Zanichelli.

3. METODOLOGIA DI ESECUZIONE DELLE INDAGINI

Prova penetrometrica dinamica continua (SCPT)

La prova penetrometrica standard (Standard Cone Penetration Test) consiste nel misurare il numero di colpi necessario ad infiggere per 30 cm nel terreno una punta conica collegata alla superficie da una batteria di aste.

Le misure vengono fatte senza soluzione di continuità a partire da piano campagna: ogni 30 cm di profondità si rileva perciò un valore del numero di colpi necessario all'infissione.

Caratteristiche tecniche:

altezza di caduta della mazza: 75 cm; peso della mazza: 73 kg

punta conica: conicità 60°, $\phi = 51$ mm; aste: $\phi = 34$ mm

Il risultato viene dato in forma di grafico, con una linea rappresentante la resistenza che il terreno ha opposto alla penetrazione alla punta (RP).



Figura 1 - Penetrometro utilizzato.

Sondaggio a carotaggio continuo

Il sondaggio è stato eseguito con sonda idraulica montata su autocarro. La perforazione è stata eseguita a rotazione, a carotaggio continuo, con l'impiego di carotiere semplice $\phi_{int} = 101$ mm; dopo ogni manovra di perforazione si è provveduto al sostenimento del foro con l'impiego di tubi di rivestimento $\phi_{est} = 127$ mm.

Caratteristiche tecniche dell'attrezzatura da perforazione

Carotiere: diametro nominale $\phi_{st} = 101 \div 127$ mm; lunghezza utile $l = 300$ cm;

aste di perforazione con filettatura tronco conica: diametro nominale $\phi_{est} = 60 \div 76$ mm.



Figura 2 Sonda idraulica utilizzata.

Prove penetrometriche dinamiche SPT

Durante l'esecuzione del sondaggio sono state eseguite otto prove penetrometriche dinamiche SPT. Lo scopo è stato quello di rilevare lo stato di addensamento dei terreni a partire da una profondità di 6 metri. In particolare sono stati rilevati i numeri di colpi necessari all'infissione di 45 cm di asta, suddivisi in tratti da 15 cm. L'attrezzatura impiegata ha le seguenti caratteristiche tecniche:

- testa di battuta in acciaio avvitata su aste $\phi = 51$ mm;
- altezza di caduta del maglio = 75 cm;
- peso del maglio = 63,5 kg.

Le prove sono state eseguite con l'impiego di campionatore Raymond a punta chiusa a causa della presenza prevalente di materiale ghiaioso.



Figura 3 Esecuzione delle prove SPT.

Prova sismica MASW

Lo scopo dell'indagine è stata quella di ottenere la stratigrafia di velocità delle onde trasversali Vs da cui ricavare il parametro Vs30.

Le caratteristiche della prova sono:

Nome	Stendimento geofonico (m)	Energizzaz	Geofoni
M724	46	2	24

Analisi multicanale delle onde superficiali

Nella maggior parte delle indagini sismiche per le quali si utilizzano le onde compressive, più di due terzi dell'energia sismica totale generata viene trasmessa nella forma di onde di Rayleigh, la componente principale delle onde superficiali. Ipotizzando una variazione di velocità dei terreni in senso verticale, ciascuna componente di frequenza dell'onda superficiale ha una diversa velocità di propagazione (chiamata velocità di fase) che, a sua volta, corrisponde ad una diversa lunghezza d'onda per ciascuna frequenza che si propaga. Questa proprietà si chiama dispersione.

Sebbene le onde superficiali siano considerate rumore per le indagini sismiche che utilizzano le onde di corpo (riflessione e rifrazione), la loro proprietà dispersiva può essere utilizzata per studiare le proprietà elastiche dei terreni superficiali.

L'intero processo comprende tre passi: l'acquisizione delle onde superficiali (ground roll), la costruzione di una curva di dispersione (il grafico della velocità di fase rispetto alla frequenza) e l'inversione della curva di dispersione per ottenere il profilo verticale delle Vs.

Le onde di superficie sono facilmente generate da una sorgente sismica quale, ad esempio, una mazza battente, come è stato nel nostro caso.

In allegato sono riportati i risultati della prova MASW. Nel riquadro principale si osserva la stratigrafia delle Vs ricavata dalla prova, nonché le curve di dispersione misurate e calcolate. A destra è visibile il sismogramma mentre in basso è riportato il valore del parametro **Vs30** calcolato.



Figura 4 - Sismografo e stendimento geofonico.

4. DESCRIZIONE DEL CANTIERE

Il piano di inizio dell'indagine coincide con il piano stradale.

Le prove penetrometriche sono state spinte fino a 12 metri di profondità dal piano di inizio delle indagini, sufficienti alle esigenze di progetto.

Il sondaggio ha raggiunto la profondità di 25 metri dal piano strada.

Le quote sui grafici di penetrazione e sulla stratigrafia sono riferite al piano di inizio delle indagini e non allo "zero" di progetto.

5. CONDIZIONI IDROGEOLOGICHE

Nel foro di sondaggio è stato installato un piezometro che ha permesso di rilevare il livello della falda freatica a una profondità di 15,7 metri dal piano strada.

6. CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICO – TECNICA DEI TERRENI

Le prove effettuate (SCPT e SPT) hanno rilevato un andamento geotecnico confrontabile: fino alla profondità di circa 6/7 metri dal piano strada, il terreno è costituito da materiale di riporto e sabbia con limo e ghiaia scarsamente addensati, a cui segue, fino al termine delle prove, uno strato di ghiaia con sabbia mediamente addensate.

La stratigrafia del sondaggio, riportata tra gli allegati, ha permesso di descrivere con maggior precisione i vari passaggi litologici del terreno indagato.

I parametri geotecnici indicati nel seguito sono stati ottenuti indirettamente, mediante correlazioni empiriche, a partire dai risultati delle prove penetrometriche.

I valori adottati come rappresentativi delle caratteristiche geotecniche dei terreni investigati sono quelli consigliati da diversi Autori (Peck, Hanson e Thornburn, 1953; K. Terzaghi e R.B. Peck, 1976; G. Sanglerat, 1979; J.E. Bowles, 1982) e sono stati definiti in modo moderatamente cautelativo.

I valori delle resistenze all'avanzamento delle prove penetrometriche dinamiche sono stati correlati ai valori di N_{SPT} , utilizzati per la valutazione dei parametri di resistenza e deformabilità, mediante la seguente relazione:

$$N_{spt} = 1,5 \times N_{scpt}$$

I valori di resistenza alla penetrazione dinamica ricavati dalle prove in sito sono stati normalizzati in funzione della profondità, del tipo di attrezzatura utilizzata e della caratteristiche granulometriche generali dei terreni, secondo la seguente equazione:

$$N'(60) = N_{SPT} \times 1.08 \times C_r \times C_d \times C_n$$

dove: **N'(60)** = valore di resistenza normalizzato

C_r = fattore di correzione funzione della profondità

C_d = fattore di correzione funzione del diametro del foro

C_n = fattore di correzione funzione della granulometria del terreno

1.08 = valore di correzione funzione delle caratteristiche di restituzione dell'energia sviluppata dall'attrezzatura

La stima del valore della densità relativa (D_r) è stata eseguita secondo le equazioni proposte da Skempton (1986):

$$D_r \cong \sqrt{N_{60}/60}$$

La valutazione del valore dell'angolo d'attrito mobilizzabile, in termini di sforzi efficaci, è stata effettuata sulla base delle correlazioni proposte da Shmertmann, 1977.

Sono state quindi riconosciute due unità geotecniche, suddivise per spessore e aventi le seguenti caratteristiche meccaniche:

- **Dal piano di inizio indagini a circa – 6/7 m**
 $N_{SPT} = 5$
 $\Phi = 27^\circ$
 $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
 $D_r = 20 \%$

- **Da circa – 6/7 m al termine delle prove**
 $N_{SPT} = 30$
 $\Phi = 36^\circ$
 $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
 $D_r = 65 \%$

N.B.: N_{SPT} = numero colpi/30 cm;

Φ = angolo di attrito del materiale;

γ = peso di volume

D_r = densità relativa

Secondo quanto disposto dalle Norme Tecniche, tali parametri meccanici devono essere trattati in maniera statistica, adottando valori a cui sia associata una probabilità di superamento non superiore a 5% (2.3 – NTC2008), ottenendo parametri definiti “caratteristici”. Nel nostro caso appare giustificato il riferimento a valori medi, vista la confrontabilità delle prove.

profondità	Φ nominale (da prove)	Φ_k (caratteristico)
0 m – 6/7 m	27°	27°
6/7 m – termine delle prove	36°	36°

7. PROGETTO

L'intervento prevede la realizzazione di una tribuna e di una pista di atletica coperta.

La quota di imposta delle fondazioni, considerate dirette continue, risulterà a – 1,5 metri dal piano strada e i carichi, allo stato limite ultimo, saranno compresi tra 10 e 20 tonnellate a metro lineare.

8. CALCOLO DELLA RESISTENZA DI PROGETTO

Per il calcolo della resistenza di progetto R_d , la normativa impone l'utilizzo di coefficienti parziali riduttivi, da applicare ai valori caratteristici dei parametri meccanici del terreno, secondo due approcci (6.4.2.1 – NTC2008).

Le verifiche devono essere effettuate nei confronti dei seguenti stati limite:

SLU di tipo geotecnico (GEO) e SLU di tipo strutturale (STR), accertando che la condizione $E_d \leq R_d$, dove E_d è il valore di progetto dell'azione e R_d è il valore di progetto di della resistenza del sistema geotecnico.

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Si è scelto di utilizzare l'approccio 2, dove è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

Approccio 2: (azioni A1 + materiali M1 + resistenze R3)

I coefficienti parziali dei parametri di resistenza del terreno (M) sono unitari e la resistenza globale del sistema (R) è ridotta tramite il coefficiente del gruppo R3, pari a 2,3.

Una volta conosciuti ed elaborati i parametri geotecnici, calcoliamo la resistenza di progetto; la valutazione è eseguita sulla base dell'equazione proposta da Brinch-Hansen (1970); l'equazione adottata, nella sua forma più generale, è la seguente:

$$R_k = 0.5 \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma + c N_c s_c d_c + q N_q s_q d_q$$

dove:

R_k	[kPa]	= resistenza allo stato limite ultimo;
γ	[kN/mc]	= peso di volume;
B	[m]	= larghezza della fondazione;
c	[kPa]	= coesione;

q	[kPa]	= $\gamma \times D$ = sovraccarico dovuto al rinterro;
D	[m]	= profondità di incasso della fondazione;
N_γ, N_c, N_q	[-]	= fattori di capacità portante;
S_γ, s_c, s_q	[-]	= fattori forma;
d_γ, d_c, d_q	[-]	= fattori profondità.

Alla quota di imposta considerata, cioè – 1,5 metri dal piano di inizio delle indagini, i risultati ottenuti sono

Approccio 2: $R_k = 193$ kPa

Per il calcolo del valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico, l'approccio impone il coefficiente parziale $R_3 = 2,3$.

Ne consegue che la resistenza di progetto R_d che non deve essere superata dalle azioni di progetto E_d è:

Approccio 2: $R_d = 84$ kPa ($>E_d$)

Per il calcolo dei cedimenti, prendiamo in considerazione il carico di esercizio (Stato Limite di Esercizio), ovvero considerando le azioni non amplificate dai coefficienti A_1 . Dividiamo quindi il valore di progetto R_d per il valore medio dei coefficienti di amplificazione delle azioni (A_1), che, nel caso dell'approccio considerato, possiamo quantificare in **1,4**. Verificheremo quindi i cedimenti per una pressione sul terreno da parte delle fondazioni pari a circa **60 kPa (=SLE)**

9. CALCOLO DEI CEDIMENTI

Per il calcolo dei cedimenti utilizziamo il metodo di Burland & Burbidge, basato su un'analisi statistica di oltre 200 casi reali, comprendenti fondazioni di dimensioni variabili tra 0.8 e 135 m. L'espressione per il calcolo dei cedimenti è la seguente:

$$s = f_s \cdot f_H \cdot f_t \cdot \left[\sigma'_{vo} \cdot B^{0.7} \cdot \frac{I_C}{3} + (q' - \sigma'_{vo}) \cdot B^{0.7} \cdot I_C \right],$$

dove: q' = pressione efficace lorda (kPa),

σ'_{vo} = tensione verticale efficace agente alla quota di imposta della fondazione (kPa),

B = larghezza della fondazione (m),

I_c = indice di compressibilità,

f_s, f_H, f_t = fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, della spessore dello strato compressibile e della componente viscosa dei cedimenti.

I valori dei cedimenti forniti dall'equazione sopra esposta sono espressi in mm.

Il valore medio di I_c è dato da:

$$I_c = \frac{1.706}{N_{AV}^{1.4}},$$

dove N_{AV} rappresenta la media dei valori N_{SPT} all'interno di una profondità significativa, z_i , deducibile da dati tabulati da Burland & Burbidge (1984) e reperibili in letteratura tecnica.

Se lo strato compressibile ha uno spessore H inferiore ai valori di z_i , nell'equazione per il calcolo del cedimento se ne tiene conto tramite il fattore f_H dalla seguente relazione:

$$f_H = \frac{H}{z_i} \cdot \left(2 - \frac{H}{z_i} \right).$$

Il fattore di forma f_s è dato da:

$$f_s = \left(\frac{1.25 \cdot L/B}{L/B + 0.25} \right)^2.$$

Infine, il fattore correttivo f_t , è dato da:

$$f_t = \left(1 + R_3 + R \cdot \log \frac{t}{3} \right),$$

in cui t = tempo espresso in anni (≥ 3);

R_3 = costante pari a 0,3 nel caso di carichi statici.

Calcolo dei cedimenti - Burland & Burbidge (1984)		
	<i>Tempo, 0 sec</i>	<i>Tempo, 10 anni</i>
Pressione: 60 kPa (SLE), Quota di imposta: - 1,5 m, Carico = 20 t/ml	$s_i = 15$ mm	$s_i = 23$ mm
Pressione: 60 kPa (SLE), Quota di imposta: - 1,5 m, Carico = 10 t/ml	$s_i = 10$ mm	$s_i = 15$ mm

10. COEFFICIENTE DI REAZIONE DEL SOTTOFONDO DI WINKLER

Il valore del coefficiente di Winkler è il parametro che permette di determinare la rigidità di una fondazione; viene calcolato con il metodo di Vesic che lega il coefficiente ai cedimenti (immediati) della fondazione ed al carico allo SLU.

L'espressione generale adottata per il calcolo è la seguente:

$$K_w = R_d \times C$$

Dove C è un coefficiente adimensionale inversamente proporzionale al valore di cedimento.

CARICO (t/ml)	PRESSIONE (kPa)	CEDIMENTI (mm)	COEFF. DI WINKLER (kN/m ³)
20	84	15/23	5880
10	84	10/15	8820

11. ANALISI DELLE AZIONI SISMICHE

Il Decreto Ministeriale del 14 Gennaio 2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni" impone la verifica delle azioni sismiche sulle nuove costruzioni.

Come prima fase si determinano i parametri delle azioni sismiche di progetto proprie del sito oggetto di intervento; il territorio comunale di Milano è collocato in zona sismica 4, con parametri sismici per periodi di ritorno di riferimento T_r , riportati nella seguente tabella:

"Stato Limite"	T_r [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T^*_c [s]
Operatività	30	0.018	2.552	0.160
Danno	35	0.020	2.552	0.169
Salvaguardia Vita	332	0.043	2.633	0.267
Prevenzione Collasso	682	0.053	2.666	0.290

Dove A_g = accelerazione orizzontale massima al sito,

F_o = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,

T_c = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per la scelta dei parametri progettuali, vista l'importanza dell'opera, abbiamo assegnato al manufatto una vita nominale V_n (2.4.1 - NTC2008) maggiore di 50 anni e una classe d'uso "I" (2.4.2 - NTC2008). Ne consegue che il periodo di riferimento V_r per le azioni sismiche è pari a $V_n \times C_u$ (coefficiente d'uso = 0,7 per classe d'uso I) = 35 anni.

L'azione sismica di progetto tiene inoltre conto della categoria di sottosuolo di riferimento (3.2.2 – NTC2008); sono previste cinque classi di terreni, identificabili sulla base delle caratteristiche stratigrafiche e delle proprietà geotecniche rilevate nei primi 30 metri, e definite dai seguenti parametri: velocità delle onde S, numero colpi SPT e/o coesione non drenata.

Le NTC2008 raccomandano fortemente la misura diretta della velocità di propagazione delle onde di taglio VS; a tale scopo è stata eseguita una prova sismica MASW, il cui risultato è $V_{s30} = 321 \text{ m/s}$.

L'area oggetto di indagine presenta quindi terreni rientranti nella **categoria C**, definiti nel DM come "*depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti*" caratterizzati da graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 180 m/s e 360 m/s.

Come condizione topografica al contorno, dovrà essere considerata la categoria T1, propria dei terreni pianeggianti.

12. RIASSUNTO DEI PARAMETRI E DELLE CARATTERISTICHE DEL TERRENO

CARATTERISTICHE STRATIGRAFICHE DEI TERRENI DI FONDAZIONE: **materiale di riporto**

STATO DI ADDENSAMENTO ALLA QUOTA DI IMPOSTA: **scarso**

STATO LIMITE ULTIMO ALLE QUOTE DI IMPOSTA: **84 kPa (Rd)**

STATO LIMITE DI ESERCIZIO ALLE QUOTE DI IMPOSTA: **60 kPa**

COEFFICIENTE DI REAZIONE DI WINKLER: **per 20 t/ml 5880 kN/m³, per 10 t/ml 8820 kN/m³**

PRESENZA DI ACQUE SOTTERRANEE: **livello di falda ad una profondità di 15,7 metri dal piano strada**

CATEGORIA SISMICA DEL SUOLO: **C, $V_{s30} = 321 \text{ m/s}$**

dott. geol. Fabio Fusina

ALLEGATI

COMMITTENTE: MILANOSPORT S.p.A.

CANTIERE DI MILANO - VIA CIMABUE

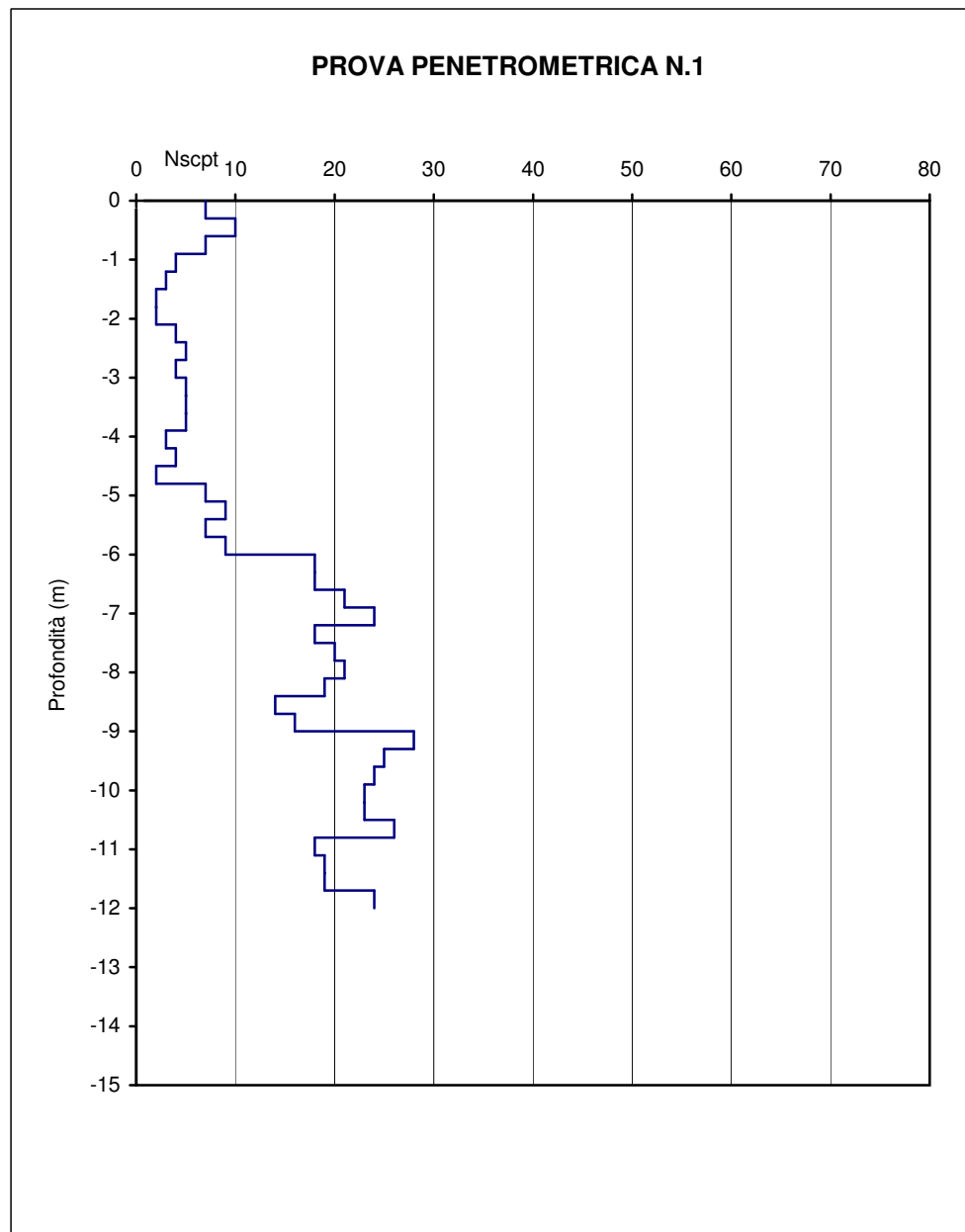
PROFONDITA' DELLA FALDA : - 15,7 m

DATA DI ESECUZIONE DELLE PROVE : 20/04/2011

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA CONTINUA S.C.P.T. (STANDARD A.G.I.)

Profondità	RP	RL
0	7	
	10	
	7	
	4	
-1,5	3	
	2	
	2	
	4	
	5	
-3	4	
	5	
	5	
	5	
	3	
-4,5	4	
	2	
	7	
	9	
	7	
-6	9	
	18	
	18	
	21	
	24	
-7,5	18	

Profondità	RP	RL
	20	
	21	
	19	
	14	
-9	16	
	28	
	25	
	24	
	23	
-10,5	23	
	26	
	18	
	19	
	19	
-12	24	
-13,5		
-15		



FUSINA S.R.L.

Via Boccioni, 6 - 20052 Monza

tel. 039/2028619

COMMITTENTE: MILANOSPORT S.p.A.

CANTIERE DI MILANO - VIA CIMABUE

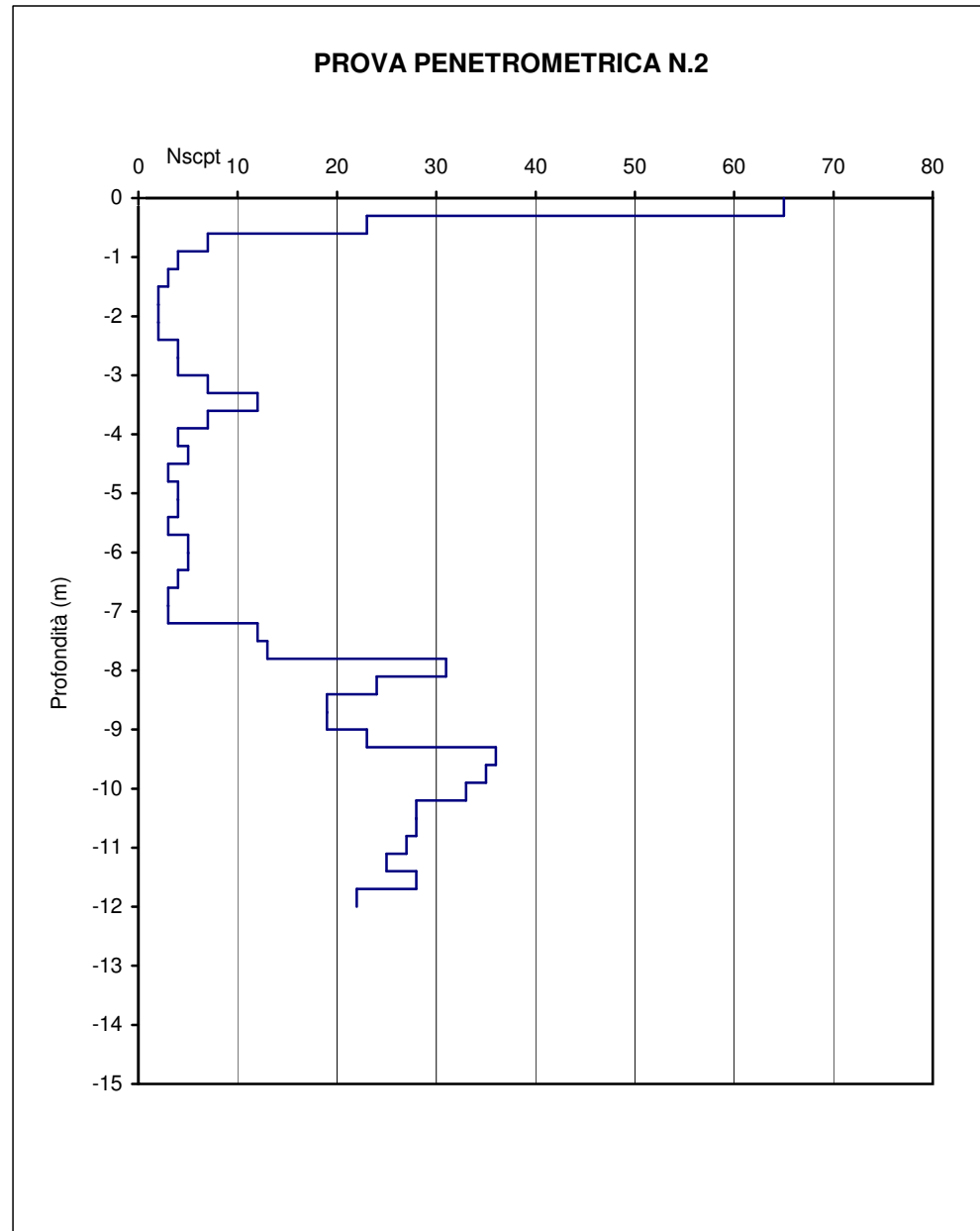
PROFONDITA' DELLA FALDA : - 15,7 m

DATA DI ESECUZIONE DELLE PROVE : 20/04/2011

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA CONTINUA S.C.P.T. (STANDARD A.G.I.)

Profondità	RP	RL
0	65	
	23	
	7	
	4	
-1,5	3	
	2	
	2	
	2	
	4	
-3	4	
	7	
	12	
	7	
	4	
-4,5	5	
	3	
	4	
	4	
	3	
-6	5	
	5	
	4	
	3	
	3	
-7,5	12	

Profondità	RP	RL
	13	
	31	
	24	
	19	
-9	19	
	23	
	36	
	35	
	33	
-10,5	28	
	28	
	27	
	25	
	28	
-12	22	
-13,5		
-15		



FUSINA S.R.L.

Via Boccioni, 6 - 20052 Monza

tel. 039/2028619

COMMITTENTE: MILANOSPORT S.p.A.

CANTIERE DI MILANO - VIA CIMABUE

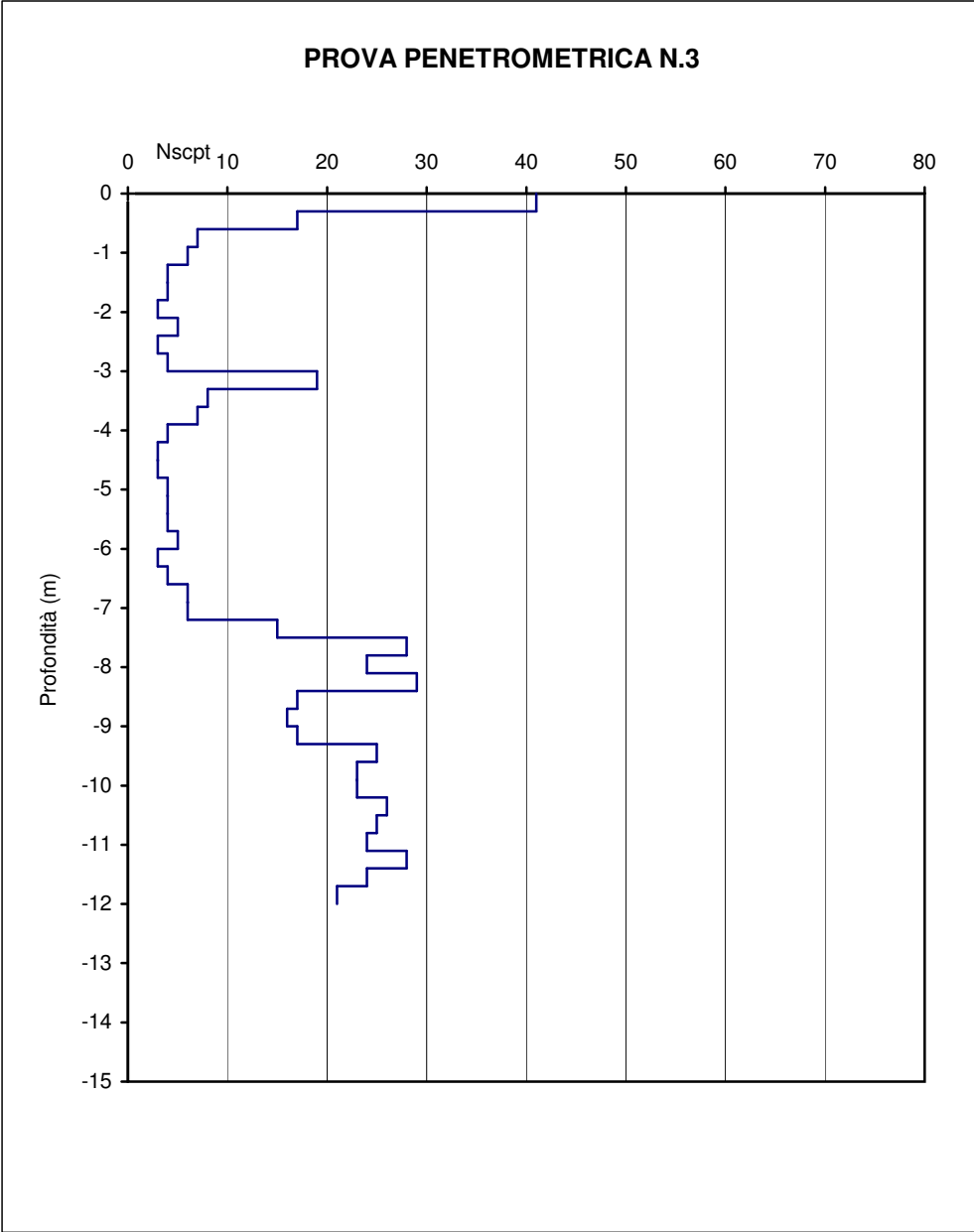
PROFONDITA' DELLA FALDA : - 15,7 m

DATA DI ESECUZIONE DELLE PROVE : 20/04/2011

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA CONTINUA S.C.P.T. (STANDARD A.G.I.)

Profondità	RP	RL
0	41	
	17	
	7	
	6	
-1,5	4	
	4	
	3	
	5	
	3	
-3	4	
	19	
	8	
	7	
	4	
-4,5	3	
	3	
	4	
	4	
	4	
-6	5	
	3	
	4	
	6	
	6	
-7,5	15	

Profondità	RP	RL
	28	
	24	
	29	
	17	
-9	16	
	17	
	25	
	23	
	23	
-10,5	26	
	25	
	24	
	28	
	24	
-12	21	
-13,5		
-15		



FUSINA S.R.L.

Via Boccioni, 6 - 20052 Monza

tel. 039/2028619

COMMITTENTE: MILANOSPORT S.p.A.
 CANTIERE DI MILANO - VIA CIMABUE
 PROFONDITA' DELLA FALDA : - 15,7 m
 DATA DI ESECUZIONE DELLE PROVE : 20/04/2011

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA CONTINUA S.C.P.T. (STANDARD A.G.I.)

Profondità	RP	RL
0	7	
	6	
	21	
	17	
-1,5	8	
	3	
	5	
	2	
	1	
-3	2	
	3	
	5	
	6	
	3	
-4,5	2	
	3	
	3	
	3	
	3	
-6	5	
	5	
	6	
	12	
	15	
-7,5	11	

Profondità	RP	RL
	22	
	32	
	25	
	18	
-9	23	
	21	
	22	
	24	
	30	
-10,5	26	
	28	
	26	
	22	
	21	
-12	20	
-13,5		
-15		

