

FUSINA S.R.L.

INDAGINI NEL SOTTOSUOLO

COMMITTENTE :

PARKO SPA - MILANO

1745_13



**PROGETTO DI UN COMPLESSO RESIDENZIALE
A BURAGO DI MOLGORA (MB) – S.P.211 (AMBITO 1)
- RELAZIONE GEOLOGICO – TECNICA -**

MONZA, 19 APRILE 2013

Via Boccioni, 6 - 20900 Monza
Tel. 039/2028619 – Fax 039/2230311 – Cell. 348/7213807 – E-mail info@fusinasrl.it
C.F. e P.IVA 03014210961 - R.E.A. 1624114

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.....	8
7.	PROGETTO	12
8.	CALCOLO DELLA RESISTENZA DI PROGETTO	12
9.	CALCOLO DEI CEDIMENTI.....	14
10.	COEFFICIENTE DI REAZIONE DEL SOTTOFONDO DI WINKLER.....	15
11.	PROVA DI INFILTRAZIONE.....	17
12.	ANALISI DELLE AZIONI SISMICHE	18
	ALLEGATI	20

1. PREMESSA

La società Parko spa di Milano ci ha affidato l'incarico per l'esecuzione di un'indagine geognostica in supporto al progetto di un complesso residenziale a Burago di Molgora (MB), tra le S.P 211 e S.P. 215.

Il programma delle indagini ha previsto l'esecuzione di otto prove penetrometriche dinamiche continue SCPT, due trincee esplorative, una prova di infiltrazione in pozzetto e una prova sismica MASW,

La campagna di indagini è stata eseguita il 18 aprile 2013.

Le indagini, svolte in ottemperanza a quanto previsto dalla normativa del D.M. 14/01/2008, sono state finalizzate 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;
- elaborato grafico della prova MASW;
- stratigrafie e foto delle trincee esplorative

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).



Esecuzione della prova P1.

Trincee esplorative

Le due trincee esplorative sono state eseguite mediante escavatore meccanico cingolato, che ha permesso di raggiungere la profondità di 4 metri in ciascuna di esse.



Esecuzione delle trincee.

Prova di infiltrazione in pozzetto

Per la prova di infiltrazione è stata eseguita una trincea, e a fondo scavo, ossia – 4 metri dal piano campagna, è stata eseguita la prova.

A fondo scavo è stato ricavato, sempre mediante pala meccanica, un pozzetto di 1 m x 1 m e profondo 0,7 m, che è stato poi riempito con acqua, per un'altezza iniziale di 30 cm.

Si è proceduto, quindi, alla misura del moto di filtrazione dell'acqua nel terreno che costituiva il fondo del pozzetto. Le operazioni hanno compreso la misura a intervalli regolari (ogni 2 minuti) della variazione di altezza del pelo libero dell'acqua, immessa precedentemente nel pozzetto.



Esecuzione prova di infiltrazione.

Prova sismica MASW

Lo scopo dell'indagine è stata quella di ottenere la stratigrafia di velocità delle onde trasversali V_s da cui ricavare il parametro V_{s30} .

Le caratteristiche della prova sono:

Stendimento geofonico (m)	Energizzazioni	Geofoni
46	2	24



Sismografo e stendimento geofonico.

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.

4. DESCRIZIONE DEL CANTIERE

Il piano di inizio indagini coincide col piano campagna, posto a circa – 60 cm dal piano delle due strade provinciali.

Le prove penetrometriche sono state spinte fino a rifiuto strumentale, raggiunto mediamente a 7,5 metri di profondità dal piano campagna, ad eccezione della prova P8, per la quale è stato raggiunto il rifiuto strumentale a circa 11,5 metri di profondità.

Tutte le trincee, sia quelle esplorative sia quella eseguita per la prova di infiltrazione, sono state spinte fino a – 4 metri dal piano campagna.

Le quote sui grafici di penetrazione e sulle stratigrafie sono riferite al piano di inizio delle indagini e non allo “zero” di progetto.

5. CONDIZIONI IDROGEOLOGICHE

Durante l'esecuzione delle indagini non è stato possibile rilevare il livello di falda, che in questa zona si attesta ad una profondità superiore a 20 metri dal piano campagna.

6. CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICO – TECNICA DEI TERRENI

Le prove penetrometriche eseguite hanno permesso di rilevare un andamento confrontabile, ad eccezione delle prova P8: da piano campagna a circa – 1,5 metri, il terreno è costituito da sabbia limosa con ghiaia, avente un grado di consistenza scarso; da tale profondità a circa – 2,5 metri, il terreno passa a sabbia debolmente ghiaiosa, con grado di addensamento da scarso a medio; da circa – 2,5 metri al termine delle prove, il terreno è costituito da ghiaia sabbiosa con ciottoli e grado di addensamento buono.

La prova P8 ha fornito un andamento decisamente più sfavorevole rispetto alle altre sette prove e più precisamente: da piano campagna a circa – 2 metri, il terreno è costituito da sabbia limosa con ghiaia, avente un grado di consistenza scarso; da tale profondità a circa – 3,5 metri, il terreno passa a sabbia debolmente ghiaiosa, con grado di addensamento da scarso a medio; da circa – 3,5 metri a circa – 6,5 metri, è presente sabbia sciolta con ghiaia, a cui segue, fino al termine della prova, uno strato di ghiaia sabbiosa con ciottoli e grado di addensamento buono.

Le trincee esplorative, nonché quella eseguita per la prova di infiltrazione, hanno confermato, fino a - 4 metri dal piano campagna, la stratigrafia desunta dalle prove penetrometriche ovvero: da piano campagna a – 1 metro il terreno è costituito da sabbia limosa con ghiaia subordinata, seguita, fino a fondo scavo da ghiaia con sabbia e ciottoli di grosse dimensioni.



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:

$$N'(60) = N_{SPT} \times 1.08 \times Cr \times Cd \times Cn$$

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

Cr = fattore di correzione funzione della profondità

Cd = fattore di correzione funzione del diametro del foro

Cn = 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 (Dr) è stata eseguita secondo le equazioni proposte da Skempton (1986):

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

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 diverse unità geotecniche, suddivise per spessore e aventi le seguenti caratteristiche meccaniche:

prove da P1 a P7

- Dal p.c. a circa – 1,5 m
 $N_{SPT} = 4$
 $\Phi = 26^\circ$
 $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$
 $D_r = 15 \%$
- Da circa – 1,5 m a circa – 2,5 m
 $N_{SPT} = 7$
 $\Phi = 28^\circ$
 $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
 $D_r = 30 \%$
- Da circa – 2,5 m al termine delle prove
 $N_{SPT} = 35$
 $\Phi = 36^\circ$
 $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
 $D_r = 70 \%$

prova P8

- Dal p.c. a circa – 2 m
 $N_{SPT} = 4$
 $\Phi = 26^\circ$
 $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$
 $D_r = 15 \%$
- Da circa – 2 m a circa – 3,5 m
 $N_{SPT} = 7$
 $\Phi = 28^\circ$
 $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
 $D_r = 30 \%$
- Da circa – 3,5 m a circa – 6,5 m
 $N_{SPT} = 5$
 $\Phi = 27^\circ$
 $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
 $D_r = 20 \%$

- Da circa – 6,5 m al termine delle prove

$$N_{SPT} = 35$$

$$\Phi = 36^\circ$$

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$$

$$D_r = 70 \%$$

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”.

Prove da P1 a P7		
profondità	Φ nominale (da prove)	Φ_k (caratteristico)
0 m – 1,5 m	26°	26°
1,5 m – 2,5 m	28°	28°
2,5 m – fine prove	36°	36°

Prova P8		
profondità	Φ nominale (da prove)	Φ_k (caratteristico)
0 m – 2 m	26°	26°
2 m – 3,5 m	28°	28°
3,5 m – 6,5 m	27°	27°
6,5 m – fine prova	36°	36°

7. PROGETTO

L'intervento prevede la realizzazione di un complesso residenziale, costituito da edifici aventi un piano interrato e due/tre/quattro piani fuori terra.

La quota di imposta delle fondazioni, considerate dirette continue, risulterà a circa – 3,5 metri dal piano di inizio indagini e i carichi, allo stato limite ultimo, saranno compresi tra 15, 25 e 35 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]	= γ × 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 – 3,5 metri dal piano di inizio indagini, i risultati ottenuti sono

- **Prove da P1 a P7 → Approccio 2: R_k = 740 kPa**
- **Prova P8 → Approccio 2: R_k = 483 kPa**

Per il calcolo del valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico, l'approccio impone il coefficiente parziale R₃ = 2,3.

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

- **Prove da P1 a P7 → Approccio 2: R_d = 322 kPa (>E_d)**
- **Prova P8 → Approccio 2: R_d = 210 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 A1. Dividiamo quindi il valore di progetto R_d per il valore medio dei coefficienti di amplificazione delle azioni (A1), 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

- **Prove da P1 a P7 → 230 kPa (=SLE)**

- **Prova P8 → 150 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

R = costante pari a 0,2 nel caso di carichi statici

Calcolo dei cedimenti - Burland & Burbidge (1984)		
Prove da P1 a P7	<i>Tempo, 0 sec</i>	<i>Tempo, 10 anni</i>
Pressione: 230 kPa (SLE), Quota di imposta: - 3,5 m, Carico = 35 t/ml	$s_i = 11$ mm	$s_t = 16$ mm
Pressione: 230 kPa (SLE), Quota di imposta: - 3,5 m, Carico = 25 t/ml	$s_i = 8$ mm	$s_t = 12$ mm
Pressione: 230 kPa (SLE), Quota di imposta: - 3,5 m, Carico = 15 t/ml	$s_i = 6$ mm	$s_t = 9$ mm

Calcolo dei cedimenti - Burland & Burbidge (1984)		
Prova P8 (1 interrato + 3 fuori terra)	<i>Tempo, 0 sec</i>	<i>Tempo, 10 anni</i>
Pressione: 230 kPa (SLE), Quota di imposta: - 3,5 m, Carico = 25 t/ml	$s_i = 12$ mm	$s_t = 17$ 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.

Prove da P1 a P7			
CARICO (t/ml)	PRESSIONE (kPa)	CEDIMENTI (mm)	COEFF. DI WINKLER (kN/m ³)
35	322	11/16	30590
25	322	8/12	45080
15	322	6/9	51520

Prova P8

CARICO (t/ml)	PRESSIONE (kPa)	CEDIMENTI (mm)	COEFF. DI WINKLER (kN/m ³)
25	210	12/17	18900

11. PROVA DI INFILTRAZIONE

Scopo dell'indagine è stato quello di verificare le caratteristiche idrauliche, in particolare la permeabilità verticale, dei terreni superficiali.

La trincea entro la quale è stata eseguita la prova di infiltrazione è indicata in planimetria con il nome di S2.

Come detto, a fondo scavo è stato ricavato un pozzetto di 1 m x 1 m e profondo 0,7 m, che è stato poi riempito con acqua, per un'altezza iniziale di 30 cm.

Si è proceduto, quindi, alla misura del moto di filtrazione dell'acqua nel terreno che costituiva il fondo del pozzetto. Le operazioni hanno compreso la misura a intervalli regolari (ogni 2 minuti) della variazione di altezza del pelo libero dell'acqua, immessa precedentemente nel pozzetto.

Con i dati ottenuti si è ricavata una stima del coefficiente di permeabilità attraverso la seguente formula:

$$K \text{ (m/s)} = (h_2 - h_1) / (t_2 - t_1) * (1 + 2 h_m / b) / (27 h_m / b + 3)$$

Dove h_m = altezza media dell'acqua nel pozzetto (m), b = lato del pozzetto (m)

Applicando tale formula, abbiamo ottenuto il seguente risultato:

Primo intervallo : $k \text{ (m/s)} = 4,5 * 10^{-3}$

Secondo intervallo : $k \text{ (m/s)} = 5,6 * 10^{-3}$

Terzo intervallo : $k \text{ (m/s)} = 4,2 * 10^{-3}$

Quarto intervallo : $k \text{ (m/s)} = 2,8 * 10^{-3}$

I valori ottenuti confermano la presenza di terreni granulari misti, dove prevale la frazione granulare ghiaioso-sabbiosa; i risultati ottenuti indicano che il terreno, a – 4 metri dal piano campagna, possiede un grado di permeabilità alto, nell'ordine di 10^{-3} m/s.

Alla luce di quanto sopra, lo schema progettuale fornito dalla committenza, che prevede una dispersione immediata del 70 % del volume afferente ai pozzi perdenti e un momentaneo immagazzinamento del 30 %, è ritenuto idoneo allo smaltimento delle acque meteoriche. Si raccomanda che la prevista dispersione delle acque rispetti la normativa

vigente e, in particolare, il Regolamento regionale 24 marzo 2006 n. 4, recante la disciplina dello smaltimento delle acque di prima pioggia e di lavaggio delle aree esterne, in attuazione dell'articolo 52, comma 1, lettera a) della legge regionale 12 dicembre 2003, n. 26.

12. 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 Burago di Molgora 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	0.022	2.533	0.180
Danno	50	0.029	2.517	0.202
Salvaguardia Vita	475	0.067	2.576	0.280
Prevenzione Collasso	975	0.086	2.576	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 "II" (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 = 1 per classe d'uso II) = 50 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 $V_{s30} = 385$ m/s.

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

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

dott. geol. Fabio Fusina

Fabio Fusina



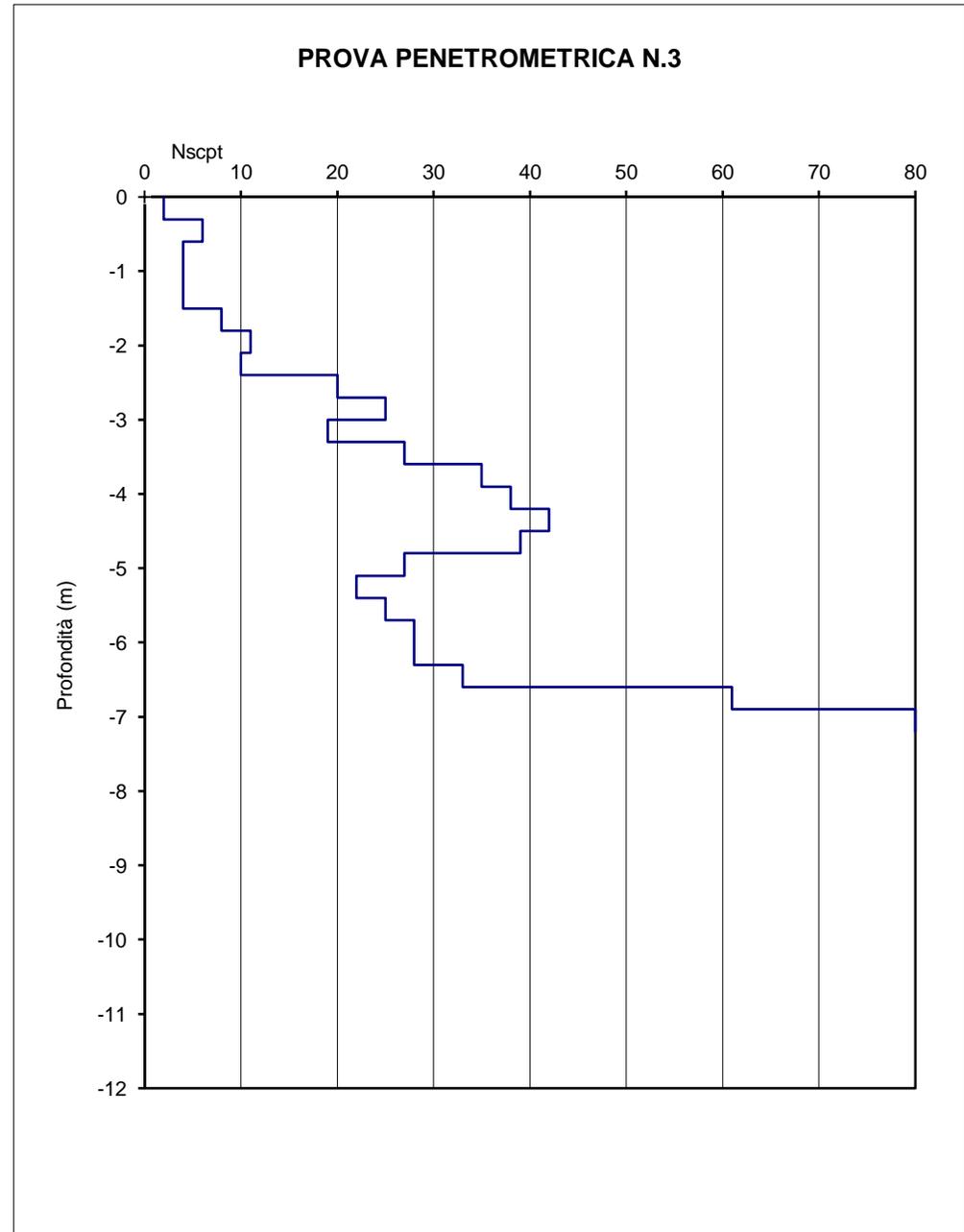
ORDINE DEI GEOLOGI della LOMBARDIA
FUSINA
FABIO
n° 759

ALLEGATI

COMMITTENTE: PARKO SPA
 CANTIERE DI BURAGO DI MOLGORA (MB) - VIA ALDO MORO
 PROFONDITA' DELLA FALDA : NON RILEVATA
 DATA DI ESECUZIONE DELLE PROVE : 18/04/2013

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

Profondità	RP	RL	Profondità	RP	RL
0	2				
	6				
	4				
	4				
-1,5	4		-9		
	8				
	11				
	10				
	20				
-3	25		-10,5		
	19				
	27				
	35				
	38				
-4,5	42		-12		
	39				
	27				
	22				
	25				
-6	28		-13,5		
	28				
	33				
	61				
	R				
-7,5			-15		



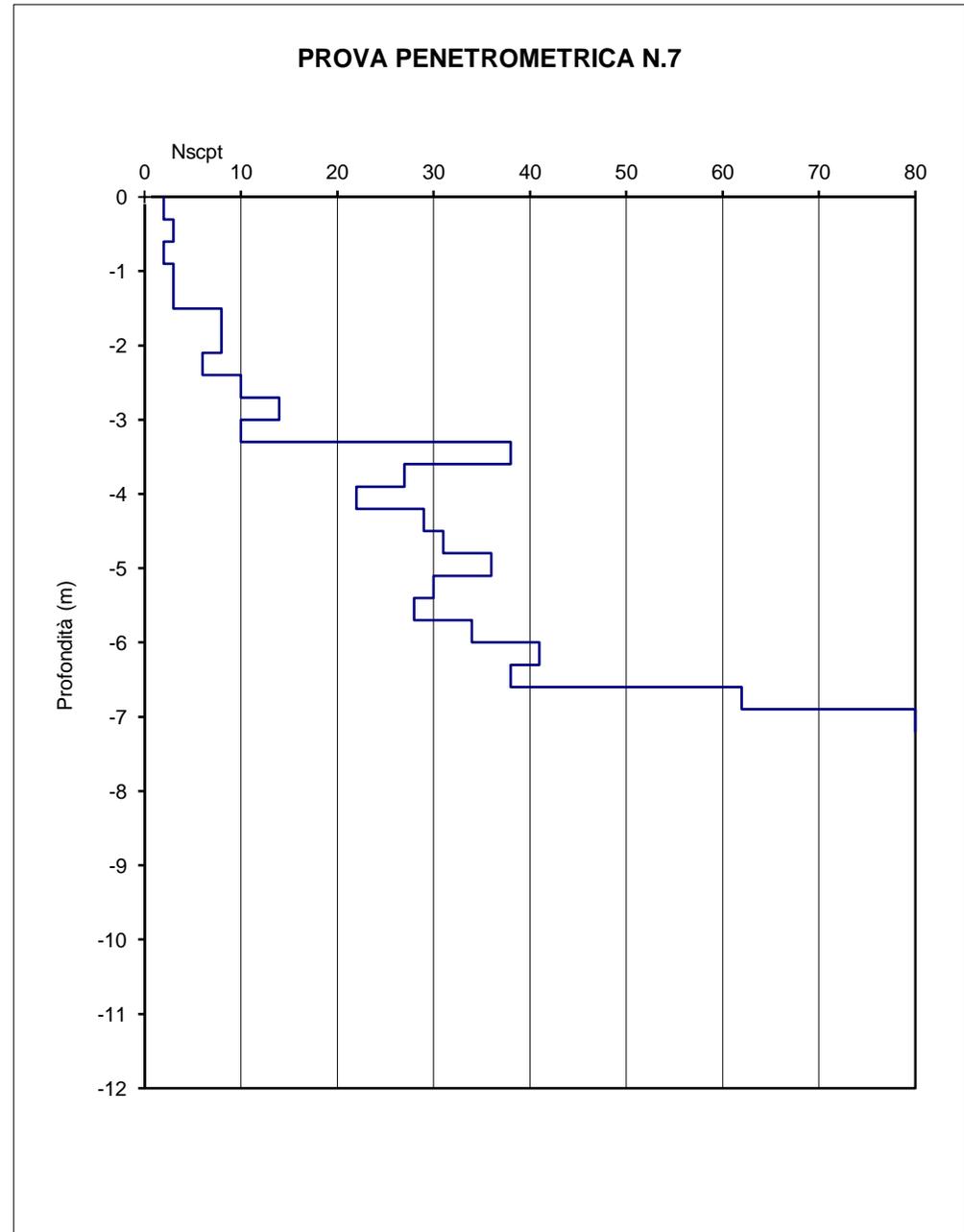
FUSINA S.R.L.

Via Boccioni, 6 - 20900 Monza
tel. 039/2028619

COMMITTENTE: PARKO SPA
 CANTIERE DI BURAGO DI MOLGORA (MB) - VIA ALDO MORO
 PROFONDITA' DELLA FALDA : NON RILEVATA
 DATA DI ESECUZIONE DELLE PROVE : 18/04/2013

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

Profondità	RP	RL	Profondità	RP	RL
0	2				
	3				
	2				
	3				
-1,5	3		-9		
	8				
	8				
	6				
	10				
-3	14		-10,5		
	10				
	38				
	27				
	22				
-4,5	29		-12		
	31				
	36				
	30				
	28				
-6	34		-13,5		
	41				
	38				
	62				
	R				
-7,5			-15		



FUSINA S.R.L.

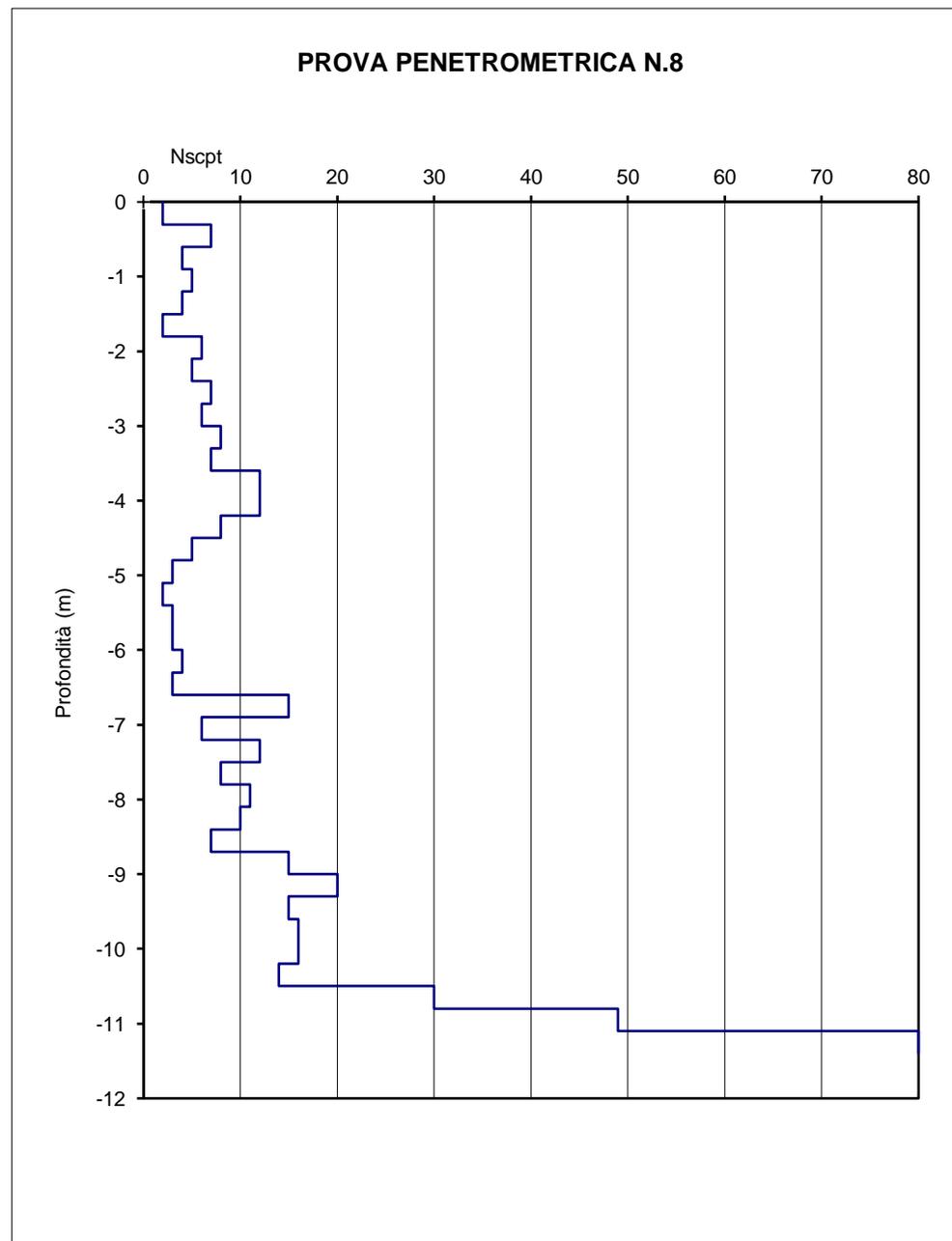
Via Boccioni, 6 - 20900 Monza
tel. 039/2028619

COMMITTENTE: PARKO SPA
 CANTIERE DI BURAGO DI MOLGORA (MB) - VIA ALDO MORO
 PROFONDITA' DELLA FALDA : NON RILEVATA
 DATA DI ESECUZIONE DELLE PROVE : 18/04/2013

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

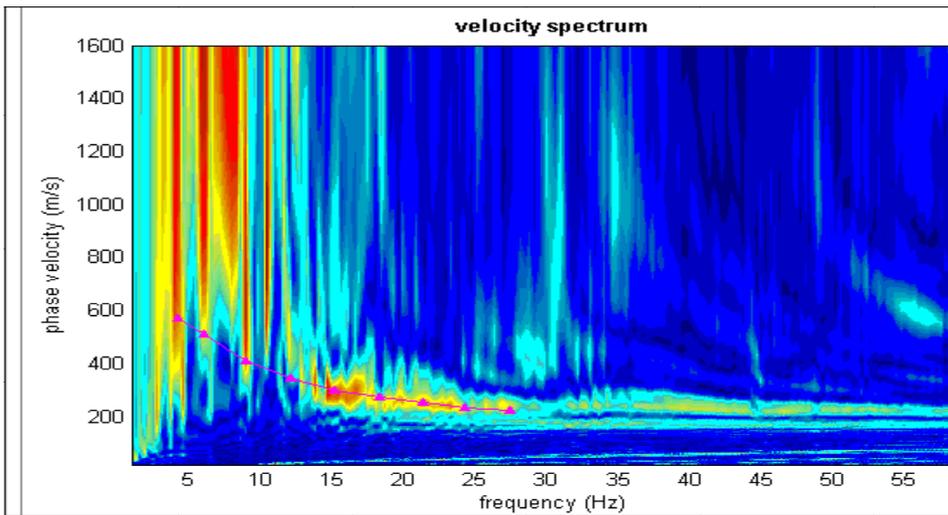
Profondità	RP	RL
0	2	
	7	
	4	
	5	
-1,5	4	
	2	
	6	
	5	
	7	
-3	6	
	8	
	7	
	12	
	12	
-4,5	8	
	5	
	3	
	2	
	3	
-6	3	
	4	
	3	
	15	
	6	
-7,5	12	

Profondità	RP	RL
	8	
	11	
	10	
	7	
-9	15	
	20	
	15	
	16	
	16	
-10,5	14	
	30	
	49	
	R	
-12		
-13,5		
-15		



FUSINA S.R.L.

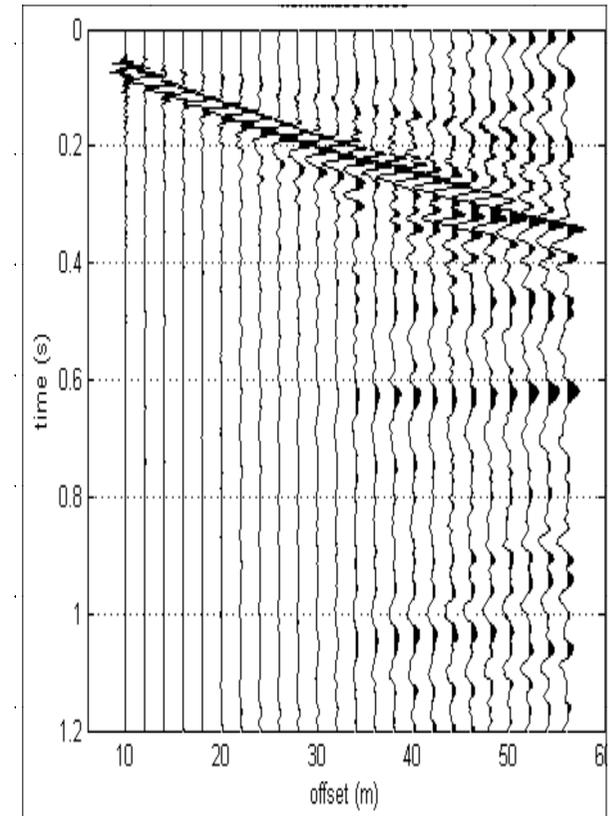
Via Boccioni, 6 - 20900 Monza
tel. 039/2028619



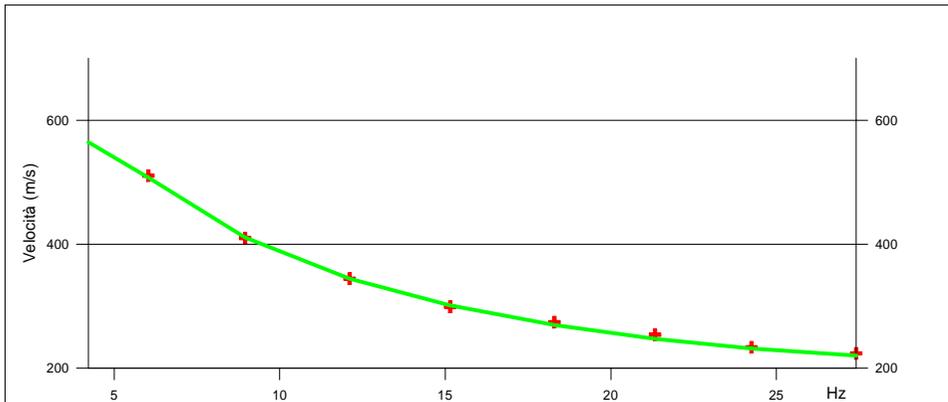
LEGENDA

- + Curva di dispersione misurata
- Curva di dispersione calcolata
- Velocità sismica delle onde S
- Modulo di taglio (Mpasca)
- VsX

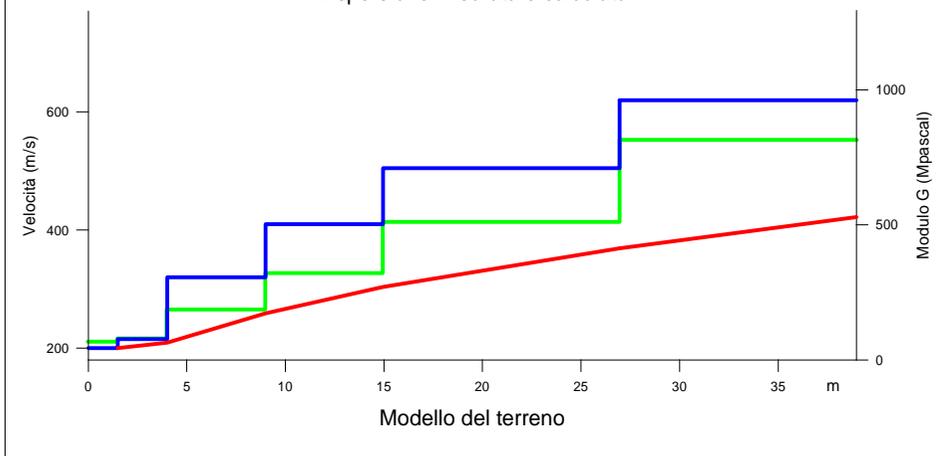
Il valore approssimato del peso di volume per il calcolo del parametro G è dato dalla formula $D=1.5 + Vs/1000$



Sismogramma



Dispersione misurata e calcolata



Modello del terreno

TABELLA DI CALCOLO

Da Prof.	a Prof.	Vs	Hi/Vi	VsX	G
0	1.5	200	.0075	200	68
1.5	4	215	.0116	209	79
4	9	320	.0156	259	186
9	15	410	.0145	303	321
15	27	505	.0238	369	511
27	39	620	.0194	422	815

VALORE CALCOLATO VS30 = 385 m/s

PROVA SISMICA VS30

BURAGO MOLGORA - AMBITO 1

PARKO S.R.L. - MILANO

Metodologia MASW

VELOCITA' DELLE ONDE S

Aprile 2013

EEG
GEOFISICA
ELABORAZIONE DATI