

**COMMITTENTE :**

**DE SANCTIS 106 S.R.L. - MONZA (MI)**

**3506GT**

**PROGETTO DI UN COMPLESSO RESIDENZIALE DI PROSSIMA  
REALIZZAZIONE A MONZA (MI) – VIA MARSALA  
- RELAZIONE GEOLOGICO – TECNICA -**



**MONZA, 20 FEBBRAIO 2006**

1.	PREMESSA.....	2
2.	RIFERIMENTI .....	2
3.	METODOLOGIA DI ESECUZIONE DELLE INDAGINI .....	3
4.	DESCRIZIONE DEL CANTIERE .....	3
5.	CONDIZIONI IDROGEOLOGICHE.....	3
6.	CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICO – TECNICA DEI TERRENI .....	4
7.	PROGETTO.....	6
8.	CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE AMMISSIBILE DEL TERRENO.....	6
9.	CALCOLO DEI CEDIMENTI.....	7
10.	COEFFICIENTE DI REAZIONE DEL SOTTOFONDO (WINKLER).....	8
11.	MODULO SFORZI-DEFORMAZIONI $E_s$ .....	9
12.	PARATIA.....	9
13.	CONCLUSIONI .....	10
	ALLEGATI.....	11

## 1. PREMESSA

La società De Sanctis 106 s.r.l. di Monza (MI) ci ha affidato l'incarico per l'esecuzione di un'indagine geognostica in supporto alla realizzazione di un complesso residenziale a Monza (MI), in via Marsala.

Il programma delle indagini ha previsto l'esecuzione di sette prove penetrometriche dinamiche svolte il 10 febbraio 2006.

L'indagine, svolta in ottemperanza a quanto previsto dalla normativa del D.M. 11/3/88 e successive integrazioni, è stata finalizzata principalmente alla definizione delle caratteristiche stratigrafiche e geotecniche dei terreni di fondazione; lo scopo finale è stato quello di ottenere la capacità portante ammissibile del terreno di fondazione, i suoi cedimenti ed il coefficiente di Winkler, parametri necessari per 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

## 2. RIFERIMENTI

### Normative e raccomandazioni

D.M. 11 Marzo 1988 *"Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii e delle scarpate naturali, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione"*. G.U. - Roma - Mercoledì, 1 Giugno 1988.

### 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**

#### **Prove penetrometriche dinamiche continue (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).

### **4. DESCRIZIONE DEL CANTIERE**

L'area oggetto di indagine è delimitata da via Pacinotti, via Agnesi, via Marsala e via Cavalleri ed attualmente è occupata dagli edifici dell'ex stabilimento Singer; il piano di inizio delle indagini coincide con il piano della viabilità stradale.

**La quota sui grafici di penetrazione è riferita al piano di inizio delle indagini e non allo "zero" di progetto.**

### **5. CONDIZIONI IDROGEOLOGICHE**

Nel corso delle indagini non è stata rilevata la presenza di acqua di falda, che nella zona si attesta ad una profondità di circa -20 m.

## **6. CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICO – TECNICA DEI TERRENI**

Le prove evidenziano che, fino ad una profondità massima di -7.8 m da p.s., il terreno investigato è costituito da limo sabbioso con ghiaia passante a sabbia limosa debolmente ghiaiosa. A partire da questa profondità si assiste ad un brusco aumento della componente grossolana e di conseguenza, dello stato di addensamento. Fanno eccezione le prove 4 e 5, in cui lo strato sciolto presenta uno spessore nettamente minore, limitandosi ai primi 4 m di profondità.

I parametri geotecnici indicati nel seguito sono stati ottenuti indirettamente, mediante correlazioni empiriche, a partire dai risultati delle prove penetrometriche dinamiche eseguite nel corso della campagna di indagini.

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 ( $D_r$ ) 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 tre unità geotecniche, suddivise per spessore ed aventi le seguenti caratteristiche meccaniche:

- Dal piano di inizio indagini a - 7.5 m circa

$$N_{SPT} = 6$$

$$\Phi = 28^\circ$$

$$\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$$

$$D_r = 20 \%$$

- Da - 7.5 m a - 9.0 m

$$N_{SPT} = 22$$

$$\Phi = 34^\circ$$

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

$$D_r = 50 \%$$

- da - 9.0 m al termine delle indagini

$$N_{SPT} = 40$$

$$\Phi = 40^\circ$$

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$D_r = 75 \%$$

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

$\Phi$  = angolo di attrito del materiale;

$\gamma$  = peso di volume

$D_r$  = densità relativa

## 7. PROGETTO

L'intervento di edilizia residenziale prevede la realizzazione di un complesso costituito da edifici di altezza variabile da 14,75 m a 20,85 m ed aventi un piano interrato.

La quota di imposta delle fondazioni risulterà a circa – 4.5 metri dal piano stradale.

Per il calcolo della capacità portante ammissibile, dei cedimenti e dei parametri elastici consideriamo una fondazione continua larga 2 metri, che esercita un carico compreso fra 45 e 60 tonnellate a metro lineare.

## 8. CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE AMMISSIBILE DEL TERRENO

Una volta conosciuto l'angolo d'attrito del materiale è possibile calcolare la capacità portante ammissibile (D.M. 11/3/88,  $F_s = 3$ ) del terreno di fondazione.

La valutazione della capacità portante ammissibile è stata eseguita sulla base dell'equazione proposta da Brinch-Hansen (1970) basandosi sui parametri geotecnici ricavati dalle prove ed indagini eseguite e riportata nel capitolo precedente; l'equazione adottata, nella sua forma più generale, è la seguente:

$$q_{lim} = 0.5 \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma + c N_c s_c d_c + q N_q s_q d_q$$

dove:

$q_{lim}$	[kPa]	= capacità portante limite;
$\gamma$	[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;
$N_\gamma, N_c, N_q$	[-]	= fattori di capacità portante;
$s_\gamma, s_c, s_q$	[-]	= fattori forma;
$d_\gamma, d_c, d_q$	[-]	= fattori profondità.

Alla quota di imposta considerata, cioè – 4.5 metri dal piano stradale, il risultato ottenuto è

$$\sigma_{amm} (F_s = 3) = 150 \text{ kPa}$$

Si consideri però che nei terreni incoerenti la pressione ammissibile di una fondazione è subordinata al cedimento tollerabile dalla sovrastruttura e non dalla capacità portante; si dovrà poi procedere al calcolo dei cedimenti corrispondenti.

### 9. CALCOLO DEI CEDIMENTI

Questo metodo è 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),

$\sigma'_{vo}$  = 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 ( $\geq 3$ );

$R_3$  = costante pari a 0.3 nel caso di carichi statici.

Calcolo dei cedimenti - Burland & Burbidge (1984)		
	Tempo, 0 sec	Tempo, 10 anni
<b>Pressione: 150 kPa</b> Quota di imposta: - 4.5 m da p.s. Carico a ml: 45 t	$s_i = 18$ mm	$s_t = 24$ mm
<b>Pressione: 150 kPa</b> Quota di imposta: - 4.5 m da p.s. Carico a ml: 60 t	$s_i = 20$ mm	$s_t = 27$ mm

#### 10. COEFFICIENTE DI REAZIONE DEL SOTTOFONDO (WINKLER)

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

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

$$K_w = F_s \times Q_{amm} \times C$$

dove  $F_s$  è il fattore di sicurezza adottato (3 per la normativa italiana),  $Q_{amm}$  è il valore della pressione sul terreno adottata per il dimensionamento delle fondazioni espresso in kPa e  $C$  è un coefficiente adimensionale inversamente proporzionale al valore di cedimento.

Con la pressione ammissibile ottenuta, associata ai rispettivi cedimenti, otteniamo i seguenti valori:

CARICO (t/ml)	PRESSIONE (kPa)	CEDIMENTI (mm)	COEFF. DI WINKLER (kN/m <sup>3</sup> )
45	150	18/24	<b>23400</b>
60	150	20/27	<b>21600</b>

## 11. MODULO SFORZI-DEFORMAZIONI $E_s$

Il Modulo di Young è definito come il rapporto tra lo sforzo, agente in una determinata direzione, e la deformazione conseguente allo sforzo stesso, secondo la relazione:

$$E = \frac{\sigma_z}{\varepsilon_z}$$

Dove:  $\sigma_z$  = sforzo normale agente secondo la direzione z;  
 $\varepsilon_z$  = deformazione secondo la direzione z.

Di norma tale valore viene ricavato mediante prove in laboratorio, tuttavia esistono, e sono correntemente utilizzate, delle equazioni empiriche che permettono di correlare il numero dei colpi  $N_{SPT}$ , ottenuti dalle prove in situ, con il valore del Modulo di Young. Nel nostro caso essa si semplifica nel seguente modo:

$$E = 600(N_{SPT}) + 2000$$

Eseguendo i calcoli, per il terreno posto al di sotto della quota di imposta delle fondazioni, otteniamo:  $E = 5600 \text{ kPa}$

## 12. PARATIA

Dovendo eseguire uno scavo profondo 4.5 m in adiacenza a strutture esistenti (edifici e strada) potrebbe essere eseguita un'opera di sostegno degli scavi.

Essendo il terreno costituito da sabbie e ghiaie prevalenti, si può considerare uguale a zero il valore di coesione e si attribuiscono le forze di resistenza unicamente all'aliquota derivante dall'attrito.

Nella seguente tabella forniamo quindi gli ulteriori parametri necessari alla progettazione degli elementi di sostegno:

	$N\phi$	$K_a$	$K_p$	$K_0$
<b>28°</b>	2,76	0,36	2,76	0,53
<b>34°</b>	3,53	0,28	3,53	0,44
<b>40°</b>	4,6	0,22	4,6	0,36

### 13. CONCLUSIONI

Dai risultati ottenuti per mezzo delle indagini e dall'elaborazione dei dati, risulta che il terreno di fondazione degli edifici in progetto è di natura sabbioso ghiaiosa, con stato di addensamento scarso in corrispondenza del piano di posa delle fondazioni.

I cedimenti delle fondazioni risultano comunque entro i limiti generalmente consentiti anche considerando i carichi più elevati; il parametro elastico di Winkler, che dipende direttamente dai cedimenti, risulta di modesta entità in tutti i casi esaminati.

Abbiamo preso visione delle tavole inerenti le strutture di fondazione; ci sentiamo di affermare che la rigidità delle opere, tutte collegate fra loro, assorbiranno eventuali cedimenti differenziali dovuti alla disomogeneità del fondo.

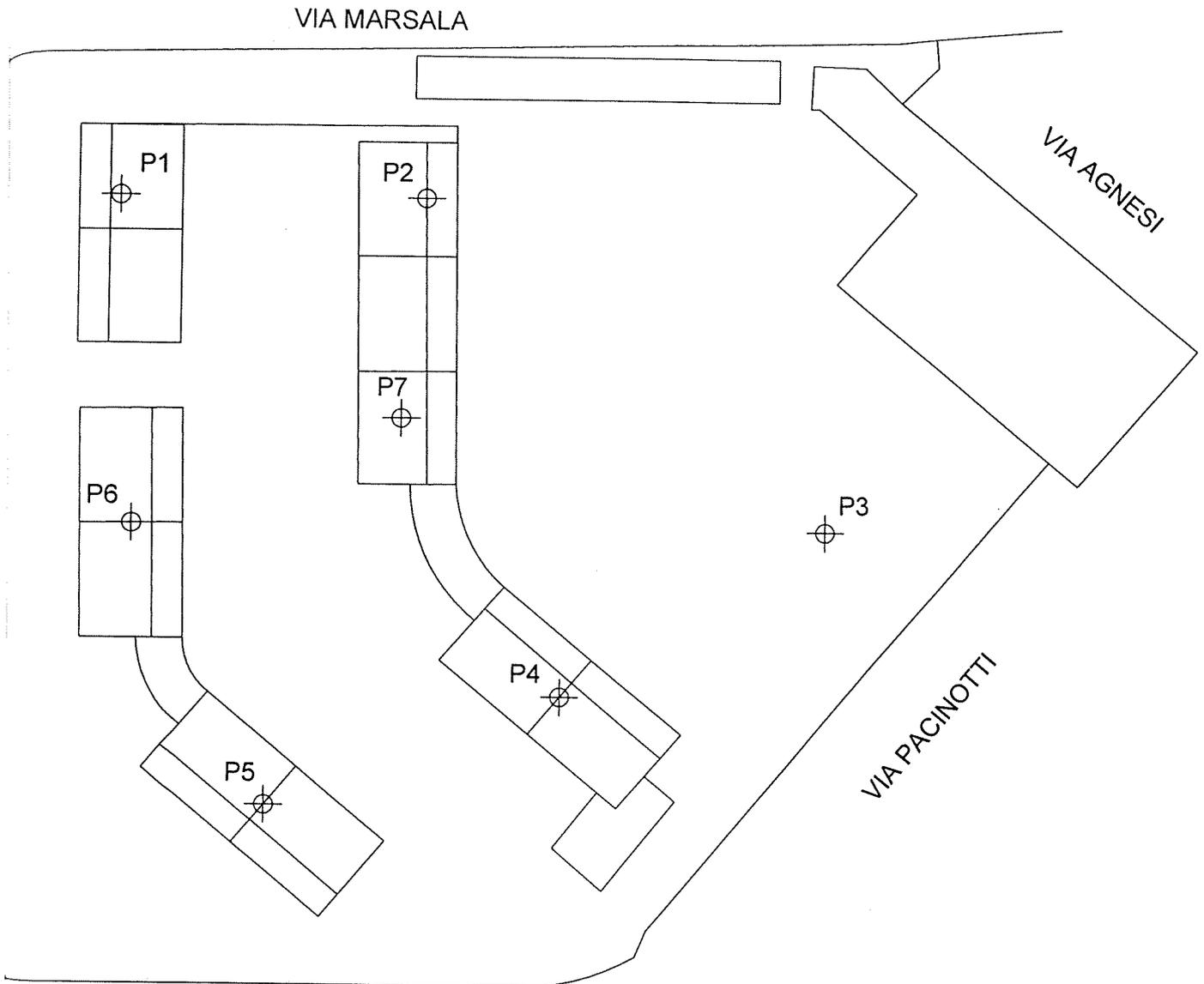
Durante l'indagine geognostica svolta in sito, si è appurato che gli scavi non saranno interessati dalla presenza di acque sotterranee.

*Fabio Fusina*  
dott. geol. Fabio Fusina



*[Faint signature and stamp]*

**ALLEGATI**



**FUSINA S.R.L.**

VIA DANTE, 5  
20052 MONZA (MI)  
TEL. 039/2326702

COMMITTENTE: DE SANCTIS 106 S.R.L.

CANTIERE: MONZA (MI) - VIA MARSALA

UBICAZIONE SCHEMATICA DELLE  
PROVE PENETROMETRICHE

3506gt



CANTIERE DI MONZA (MI) - VIA MARSALA  
 PROFONDITA' DELLA FALDA: NON RILEVATA  
 DATA ESECUZIONE PROVE: 10/02/2006  
 QUOTA: P.C.  
 PROVA PENETROMETRICA DINAMICA CONTINUA S.C.P.T.

Profoi	RP	RL
0	22	
	7	
	4	
	4	
-1,5	3	
	3	
	3	
	3	
	5	
-3	6	
	6	
	3	
	2	
	2	
-4,5	5	
	5	
	3	
	3	
	4	
-6	3	
	4	
	3	
	3	
	5	
-7,5	9	

Profoi	RP	RL
	12	
	15	
	22	
	27	
	31	
	20	
	39	
	100	
-9		
-10,5		
-12		
-13,5		
-15		

PROVA PENETROMETRICA N.2

