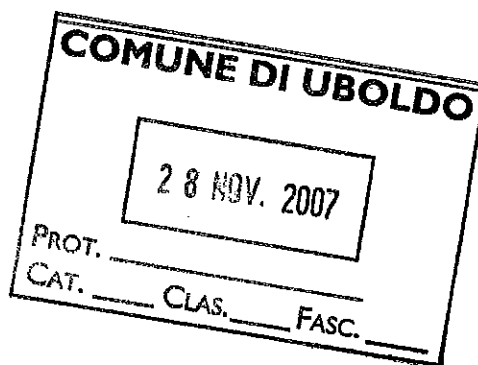


COMMITTENTE :

BG EDILE SERVIZI S.R.L. – UBOLDO (VA)

480_07

PROGETTO DI UN COMPLESSO RESIDENZIALE DI PROSSIMA
REALIZZAZIONE A UBOLDO (VA) – VIA MONTE ROSA
- RELAZIONE GEOLOGICO – TECNICA -



MONZA, 24 SETTEMBRE 2007

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	5
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.	CONCLUSIONI	9
	ALLEGATI.....	10

1. PREMESSA

La società BG Edile Servizi s.r.l. di Uboldo (VA) ci ha affidato l'incarico per l'esecuzione di un'indagine geognostica in supporto alla realizzazione di un complesso residenziale a Uboldo (VA), da ubicarsi in via Monte Rosa.

Il programma delle indagini ha previsto l'esecuzione di cinque prove penetrometriche dinamiche continue SCPT svolte il 21 settembre 2007.

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 situata in via Monte Rosa; il piano di inizio delle indagini coincide con il piano campagna e non presenta variazioni di quota al suo interno.

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.

6. CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICO – TECNICA DEI TERRENI

Le prove testimoniano la presenza di un terreno scarsamente addensato costituito da sabbia limosa con ghiaia, sino a circa – 3.0 m dal p.c.. Segue ghiaia di media compattezza. Da sottolineare la presenza di una lente limosa estremamente sciolta lungo la verticale 2 tra -3 e - 4.2 m.

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 (Dr) 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 ed aventi le seguenti caratteristiche meccaniche:

- **Dal piano di inizio indagini a – 3.0 m circa**
 $N_{SPT} = 6$
 $\Phi = 28^\circ$
 $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$
 $D_r = 20 \%$

- **Da – 3.0 m al termine**
 $N_{SPT} = 20$
 $\Phi = 33^\circ$
 $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
 $D_r = 50 \%$

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

Φ = angolo di attrito del materiale;

γ = peso di volume

D_r = densità relativa

7. PROGETTO

L'intervento di edilizia residenziale prevede la realizzazione di un complesso di edifici costituiti da un piano interrato e tre fuori terra.

La quota di imposta delle fondazioni risulterà a circa – 3.3 metri dal piano campagna.

Per il calcolo della capacità portante ammissibile, dei cedimenti e dei parametri elastici consideriamo una fondazione continua che esercita un carico compreso fra 20 e 30 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;
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 – 3.3 metri dal piano campagna, il risultato ottenuto è

$$\sigma_{amm} (F_s = 3) = 180 \text{ kPa}$$

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),

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.

<i>Calcolo dei cedimenti - Burland & Burbidge (1984)</i>		
	<i>Tempo, 0 sec</i>	<i>Tempo, 10 anni</i>
Pressione: 180 kPa <i>Quota di imposta: - 3.3 m da p.c.</i> <i>Carico a ml: 20 t</i>	$s_i = 7$ mm	$s_t = 10$ mm
Pressione: 180 kPa <i>Quota di imposta: - 3.3 m da p.c.</i> <i>Carico a ml: 30 t</i>	$s_i = 11$ mm	$s_t = 15$ 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 ³)
20	180	7/10	81000
30	180	11/15	51300

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:

$$E = \sigma'_z / \varepsilon_z$$

Dove: σ'_z = sforzo normale agente secondo la direzione z;

ε_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:

$$E = 600(N_{SPT} + 6) + 2000$$

Eseguendo i calcoli, per il terreno posto al di sotto della quota di imposta delle fondazioni, otteniamo: **E = 17600 kPa**

12. CONCLUSIONI


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

E' possibile che in qualche zona si possano manifestare lenti di materiale sciolto che comunque non influenzeranno il valore di portata ammissibile fornita.

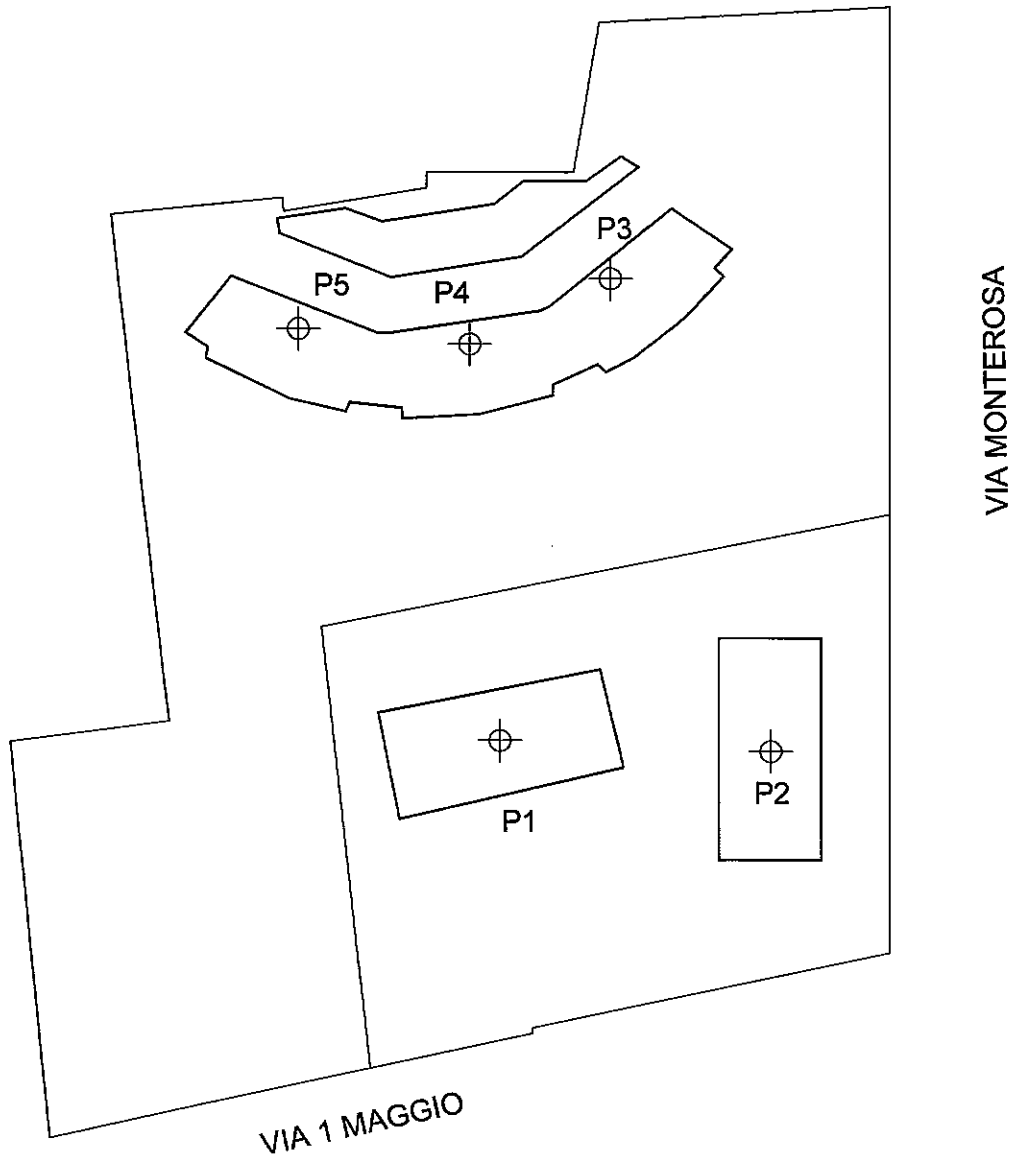
I cedimenti delle fondazioni risultano entro i limiti generalmente consentiti anche considerando i carichi più elevati; il parametro elastico di Winkler, che dipende direttamente dai cedimenti, risulta buono in tutti i casi esaminati.

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



ALLEGATI



FUSINA S.R.L.

VIA BOCCIONI, 6
20052 MONZA (MI)
TEL. 039/2028619

COMMITTENTE: BG EDILE SERVIZI S.R.L.

CANTIERE: UBOLDO (VA) - VIA MONTE ROSA

UBICAZIONE SCHEMATICA DELLE
PROVE PENETROMETRICHE

480_07

COMMITTEE: BG EDILE SERVIZI S.R.L.
 CANTIERE DI UBOLDO (VA) - VIA MONTE ROSA
 DATA ESECUZIONE PROVE: 21/09/2007
 PROFONDITA' DELLA FALLA: NON RILEVATA
 QUOTA: P.C.
 PROVA PENETROMETRICA DINAMICA CONTINUA S.C.P.T.

Prof	RP	RL	Prof	RP	RL
0	5		13		
	14		19		
	16		21		
	8		18		
-1,5	4		16		
	6				
	5				
	5				
-3	3				
	6				
	11				
	13				
	15				
	18				
-4,5	20				
	9				
	12				
	10				
	10				
-6	9				
	3				
	4				
	12				
	15				
-7,5	10				

