

40

5

REGIONE LOMBARDIA

PROVINCIA DI MILANO

COMUNE DI MONZA

LUCERNA 05

SOC. COOP. EDIL.

OPERE IN CEMENTO ARMATO
DENUNCIA N°

0605

COMUNE DI MONZA
SETTORE EDILIZIA

OPERE IN CEMENTO ARMATO
DEPOSITO IN DATA

10 MAG. 2006

COMUNE DI MONZA
SETTORE EDILIZIA

RELAZIONE GEOTECNICA

ai sensi D.M. 11 marzo 1988

SONDAGGI GEOGNOSTICI E STANDARD PENETRATION TEST

Il Professionista incaricato:

Copia n. di n. 03

DISTRIBUZIONE:

- 01 - Committente
- 02 - Comune di Monza
- 03 - Copia archivio ET@ s.r.l.

NUOVA COSTRUZIONE

EDIFICIO RESIDENZIALE

VIA LARIO

COMUNE DI MONZA (MI)

25 Gennaio 2006

SOMMARIO

SOMMARIO	2
PREMESSA	3
Committente	3
Scopo dell'indagine	3
Tipo d'indagine	3
Ubicazione dell'area	4
1 – LINEAMENTI DI GEOLOGIA	5
2 – SONDAGGI GEOGNOSTICI	6
2.1 - Metodologia	6
3 – STANDARD PENETRATION TEST	11
4 – CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	13
5 – CAPACITÀ PORTANTE DEI TERRENI	16
5.1 – Carico limite e carico ammissibile	16
5.2 – Formula di Brinch-Hansen e Vesic	17
6 – CEDIMENTI	18
6.1 - Generalità	18
6.2 - Cedimenti di Burland e Burbidge	18
CONCLUSIONI E RACCOMANDAZIONI	20
Stratigrafia	20
Valori N_{spt}	21
Proprietà geotecniche	22
Stima della capacità portante	23
Stima dei cedimenti dei terreni di fondazione	24
RACCOMANDAZIONI	25
ALLEGATI	27
Stratigrafie	
Tavola 1	

PREMESSA

COMMITTENTE

LUCERNA 05 – Soc. Coop. Edil.

Via Moriggia, 4

20052 MONZA

SCOPO DELL'INDAGINE

La seguente relazione contiene i risultati delle indagini geotecniche condotte, con operazioni in campo in data **16-17 gennaio 2006**, sui terreni interessati dalla nuova costruzione edificio residenziale in via Lario nel territorio comunale di **MONZA (MI)**.

Scopo del presente lavoro è indicare, sulla base dei risultati ottenuti, le principali **caratteristiche geotecniche** del primo sottosuolo indagato e pervenire ad una stima della **capacità portante** e dei **cedimenti ammissibili** dei terreni per un'adeguato dimensionamento delle strutture di fondazione dell'edificio in progetto.

TIPO D'INDAGINE

- esecuzione di n. **03 sondaggi geognostici** di diametro foro 101 mm eseguiti mediante perforatrice idraulica Beretta T41 a rotopercussione a carotaggio continuo, con colonna di rivestimento di diametro 127 mm;
- esecuzione di n. **06 prove S.P.T. (Standard Penetration Test)**.

UBICAZIONE DELL'AREA

I terreni in oggetto sono situati in Via Lario nel territorio comunale di MONZA (MI), all'altitudine media di circa 175 metri s.l.m.

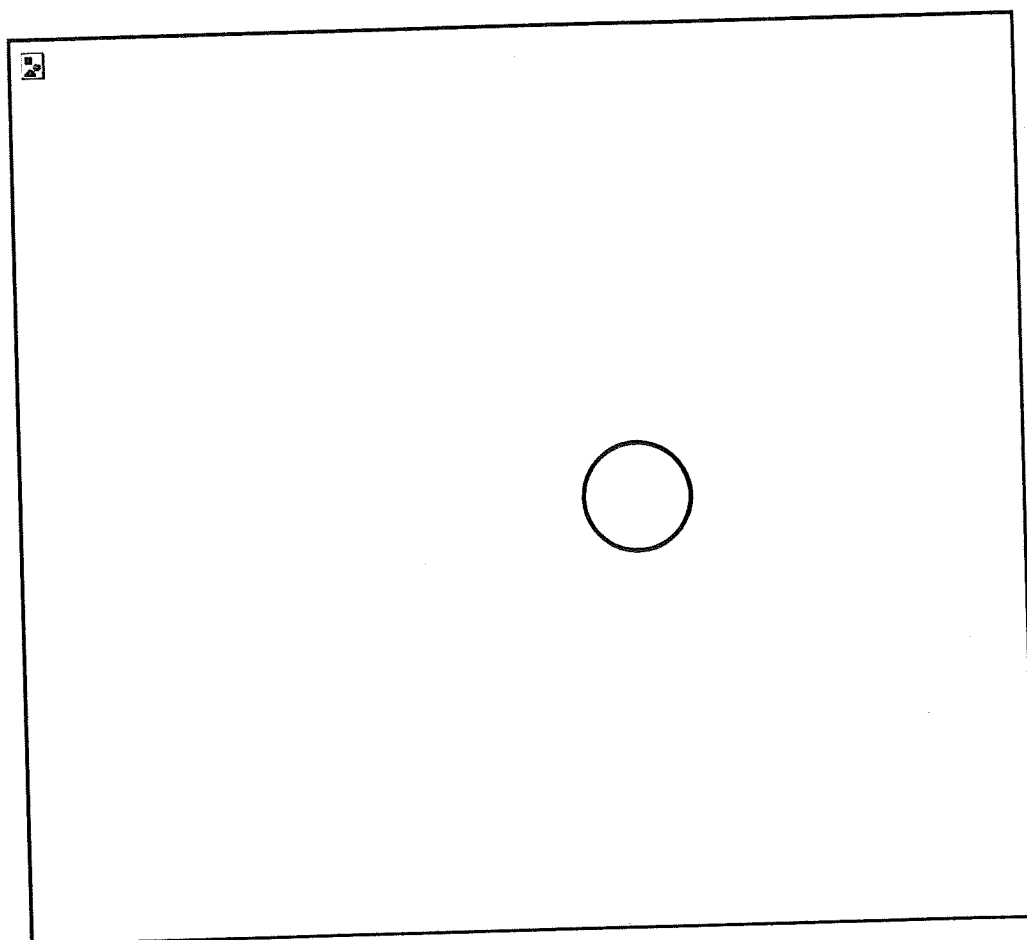
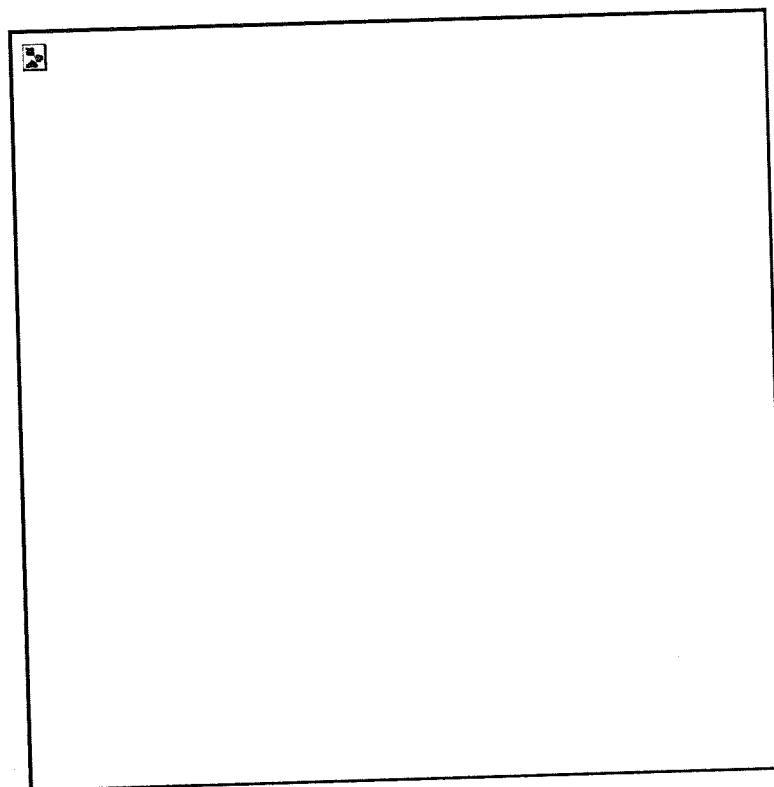


Figura 1 – Ubicazione dell'area in oggetto – (Volo 1994 - C.T.R. Scala 1:10.000 – Foglio B5c5 - Fonte: Regione Lombardia - Fornitura: Lombardia Informatica S.p.A. - Edizione: Marzo 1998)

1 – LINEAMENTI DI GEOLOGIA

L'area dal punto di vista geologico è caratterizzata dalla presenza in superficie di depositi fluvio-glaciali e fluviali risalenti alle glaciazioni Wurm e Riss (Quaternario Continentale – "Villafranchiano" – Pleistocene medio-superiore). Sono costituiti prevalentemente da ghiaie e sabbie (retino verde tenue), e da ghiaie, sabbie e argille ferrettizzate (retino con sigla 6b).



5

Fig 2 – Inquadramento geologico (tratto da "Carta Geologica della Lombardia, edizione 1990 – Servizio geologico nazionale – Scala: 1:250.000)

2 – SONDAGGI GEOGNOSTICI

2.1 - METODOLOGIA

Per l'esecuzione dei n. 03 sondaggi geognostici è stata utilizzata una perforatrice idraulica BERETTA T41.

L'ubicazione dei sondaggi è indicata in **Tavola 1** (in allegato).

I sondaggi sono stati eseguiti con perforazione a rotopercolazione, a carotaggio continuo e senza circolazione di fluido.

Nell'ambito della presente indagine è stato utilizzato un carotiere di diametro 101 mm e di lunghezza pari a 1,50 metri; per l'approfondimento dello stesso è stata utilizzata una batteria di aste di manovra della lunghezza di 1,50 m ciascuna.

Si è provveduto inoltre a sostenere le pareti del foro mediante l'utilizzo di una batteria di aste di rivestimento del diametro di 127 mm.

Al termine di ciascuna manovra di perforazione, le carote sono state ricoverate all'interno di apposite cassette catalogatrici di materiale plastico inerte a cinque scompartimenti della lunghezza di un metro ciascuno.

Si riporta di seguito la documentazione fotografica delle operazioni in campo mentre le stratigrafie compilate dal tecnico presente alle indagini sono riportate in allegato.

Foto 1

Esecuzione del sondaggio
geognostico S1

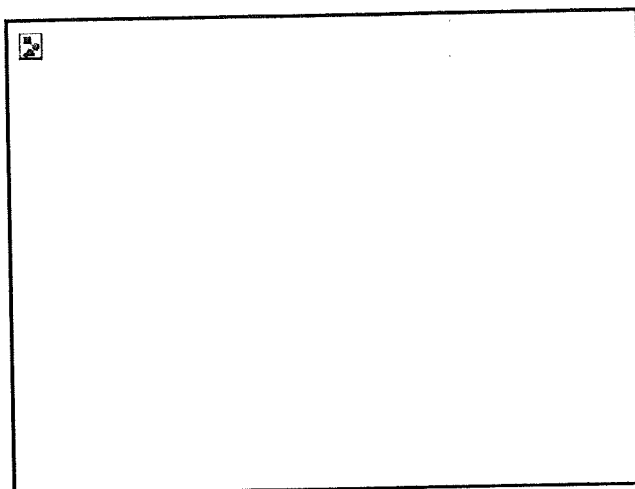


Foto 2

Esecuzione del sondaggio
geognostico S2

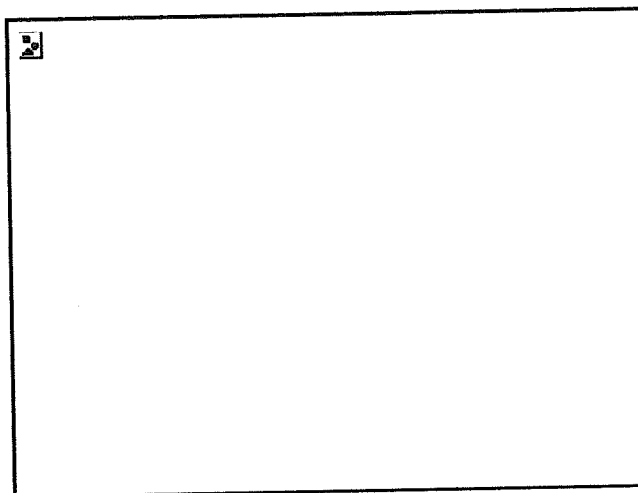
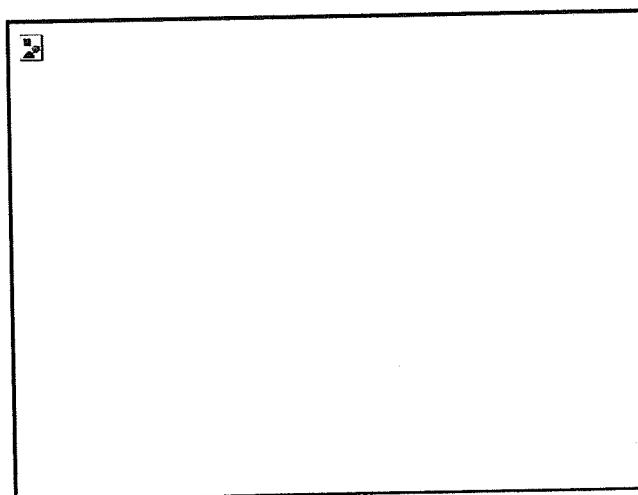


Foto 3

Esecuzione del sondaggio
geognostico S3



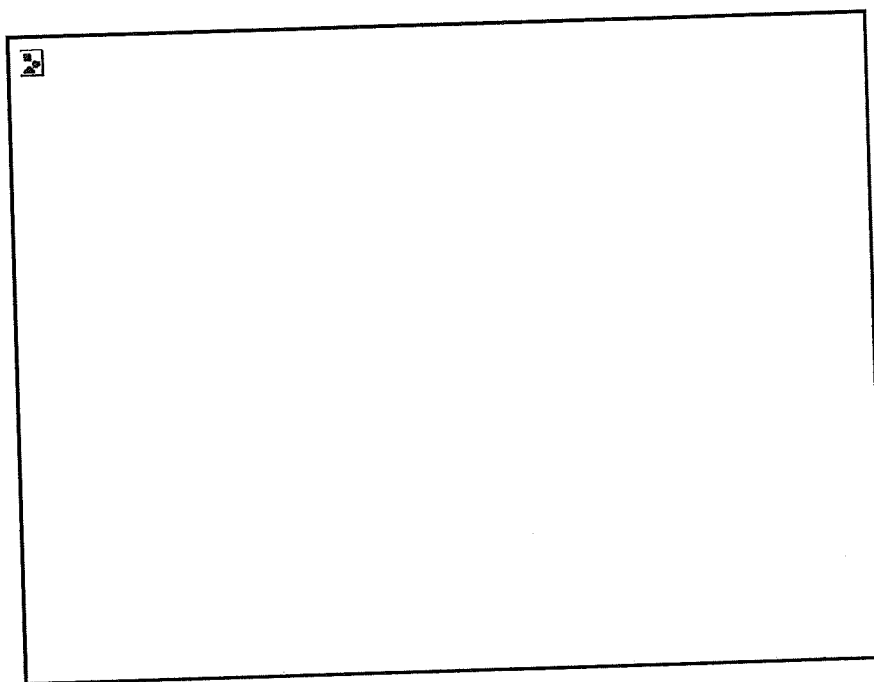
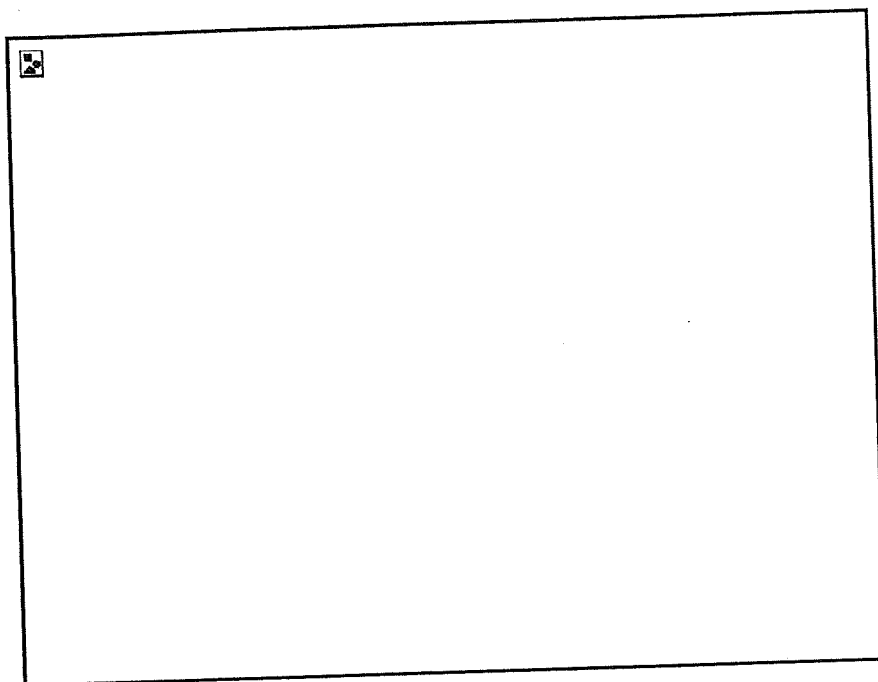


Foto 4 e 5 - Cassette catalogatrici relative al sondaggio geognostico S1

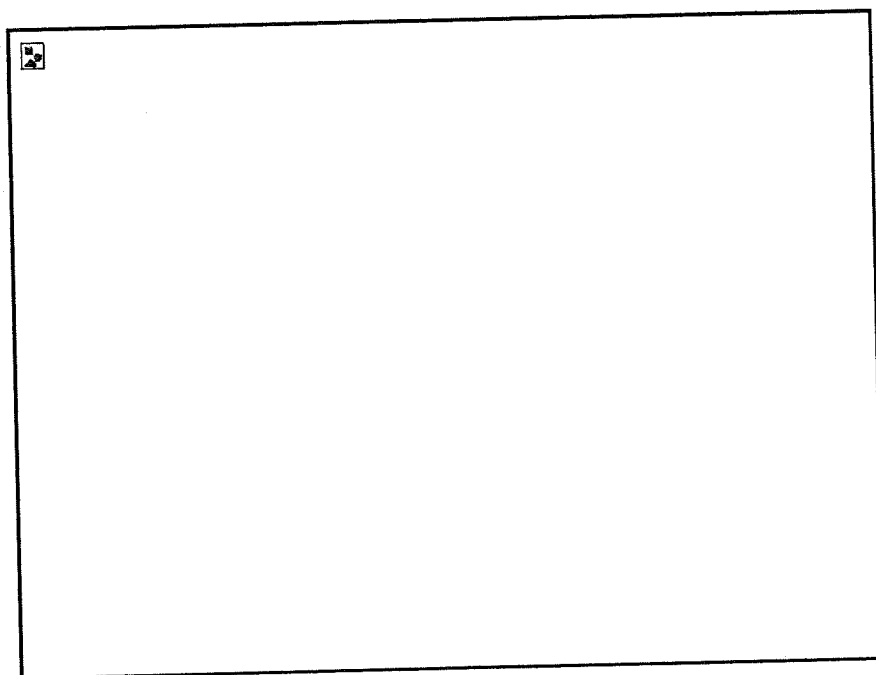
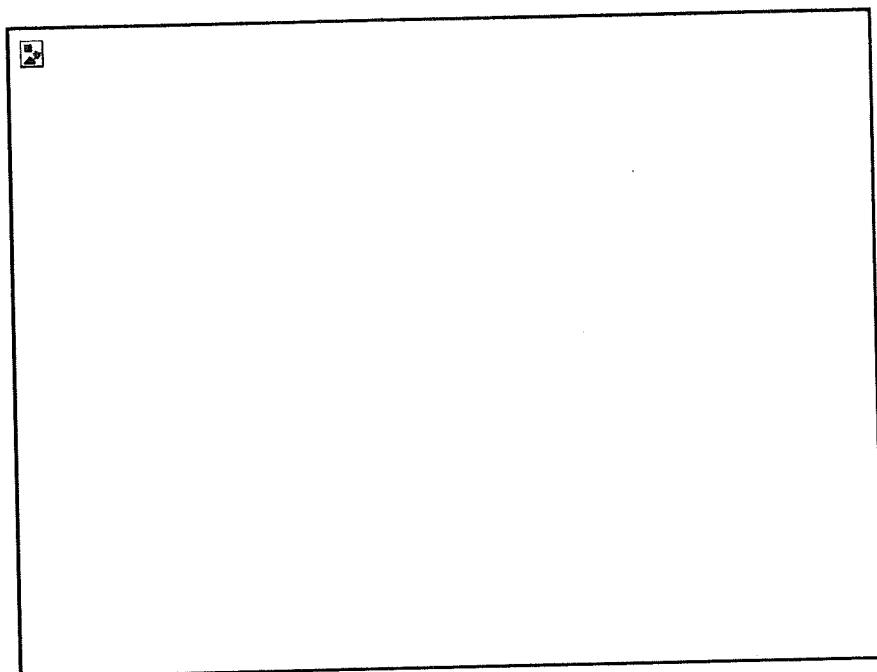


Foto 6 e 7 – Cassette catalogatrici relative al sondaggio geognostico S2

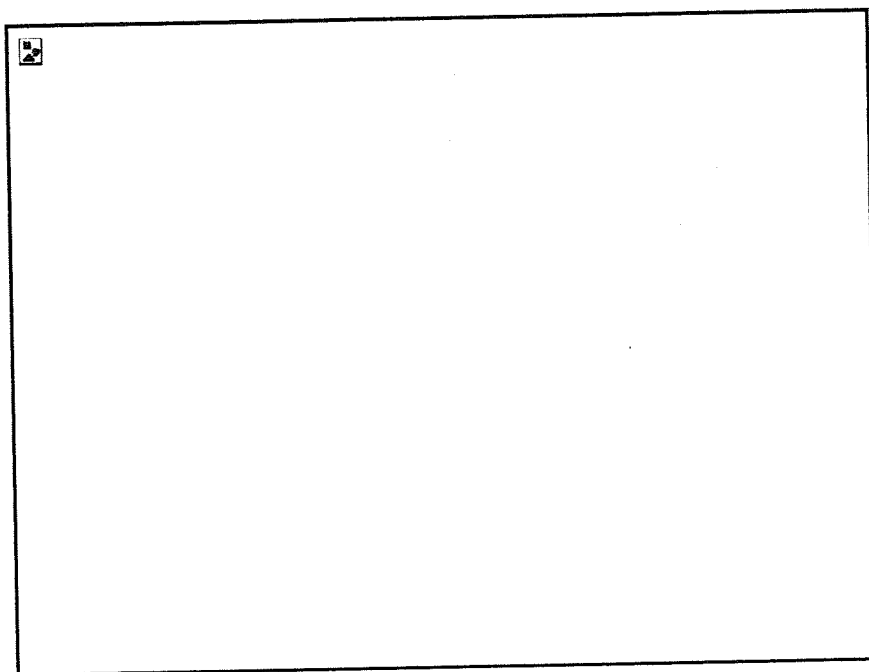
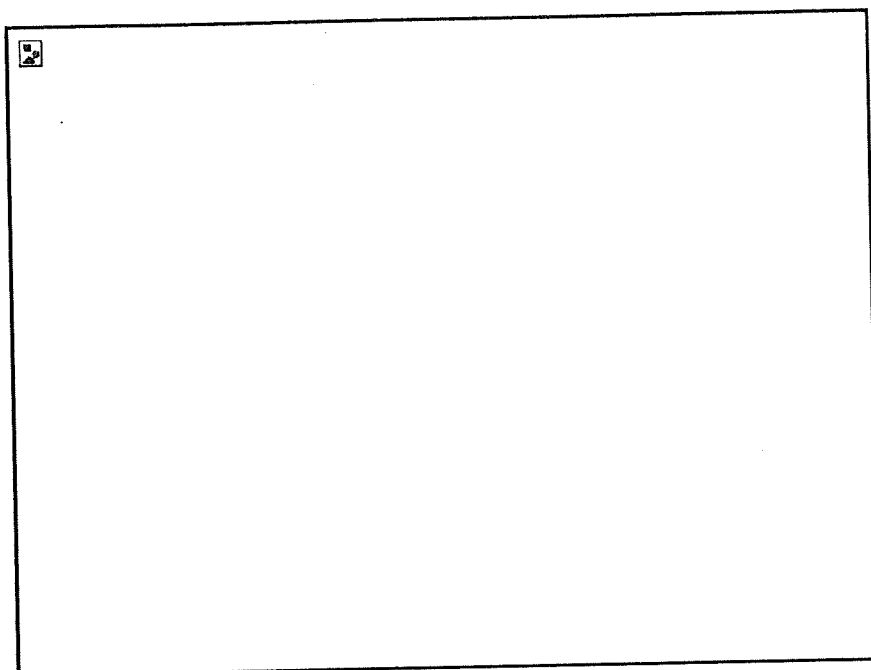


Foto 8 e 9 – Cassette catalogatrici relative al sondaggio geognostico S3

3 – STANDARD PENETRATION TEST

La prova **S.P.T. (Standard Penetration Test)** consente di determinare la resistenza che un terreno offre alla penetrazione dinamica di un campionatore infisso a partire dal fondo di un foro di sondaggio.

La resistenza è funzione delle caratteristiche e del tipo di terreno.

La prova consiste nel far cadere un maglio, del peso di 63,50 kg, da un'altezza di 760 mm, su una testa di battuta fissata alla sommità di una batteria di aste alla cui estremità inferiore è avvitato il campionatore di dimensioni standardizzate (**campionatore Raymond**, di lunghezza 813 mm e diametro 51 mm).

Spesso al posto della scarpa del campionatore si sostituisce una punta conica chiusa di 60° avente un diametro esterno di 51 mm, specie in terreni prevalentemente ghiaiosi per evitare l'usura eccessiva dell'utensile (fig. 3).

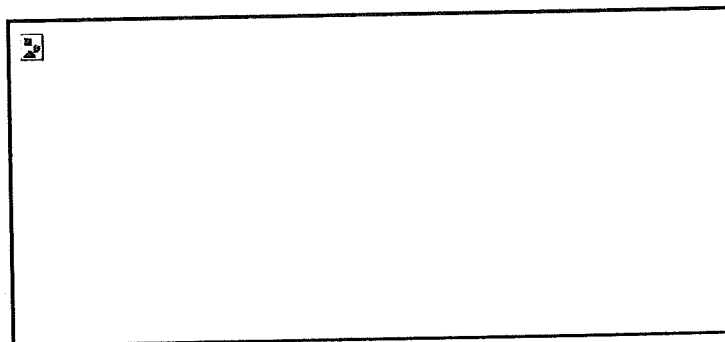


Figura 3: attrezzo SPT a punta aperta (a) e a punta chiusa (b)

Il campionatore (oppure la punta conica) a fondo foro viene fatto penetrare per tre tratti successivi di 15 cm registrando ogni volta il numero di colpi; il valore misurato per il primo tratto, nel quale si supera la zona disturbata dalla esecuzione del foro, non viene normalmente considerato nei calcoli; la somma dei colpi dei due tratti successivi rappresenta il parametro caratteristico della prova (N_{SPT}).

In uno stesso sondaggio si possono eseguire in profondità più prove SPT ad intervalli regolari l'una dall'altra.

Si riporta di seguito a titolo d'esempio la documentazione fotografica di due delle 06 prove SPT effettuate mentre tutti i risultati sono riportati nei moduli stratigrafici in allegato.

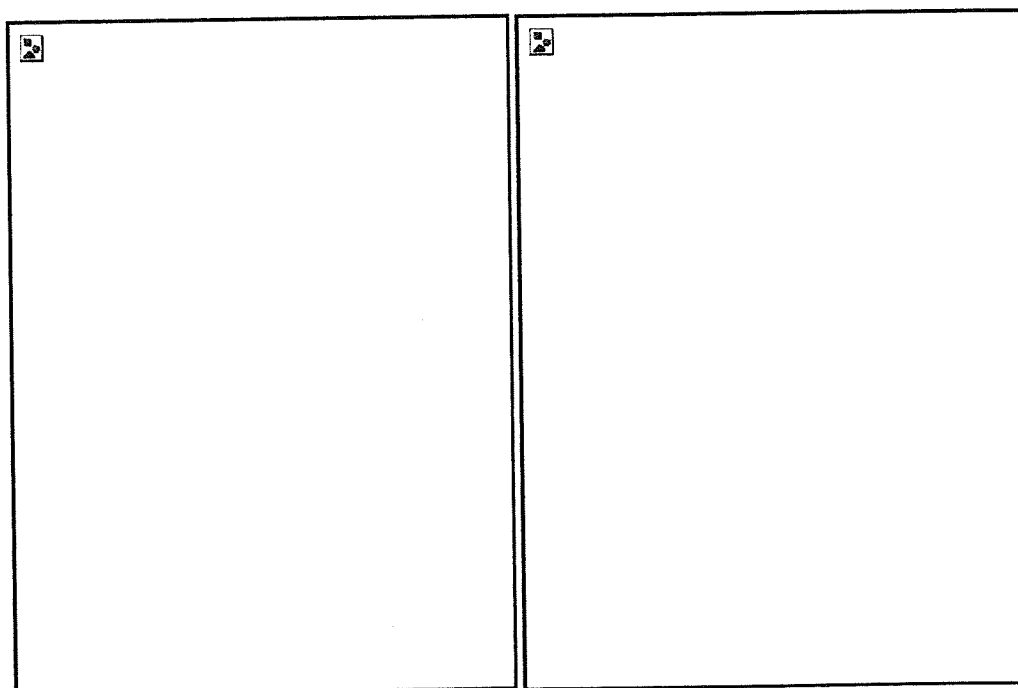


Foto 10 e 11 – Esecuzione delle prove SPT rispettivamente in corrispondenza del sondaggio S1 (alla profondità di -3,00 m da p.c. – a sinistra) e del sondaggio S2 (alla profondità di -4,50 m da p.c. – a destra)

Particolare del maglio e relativo dispositivo di sganciamento utilizzato per l'esecuzione delle prove SPT

4 – CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Si riportano di seguito le principali correlazioni empiriche esistenti in letteratura tra i risultati di una prova penetrometrica dinamica SPT ed i principali parametri geotecnici dei terreni. Tali proprietà sono principalmente l'**angolo d'attrito interno " ϕ "**, la **densità relativa " D_r "** ed il **peso di volume " γ "**.

In fig. 4 si riporta la correlazione di **De Mello** in cui ϕ è funzione di N e di σ (pressione litostatica).

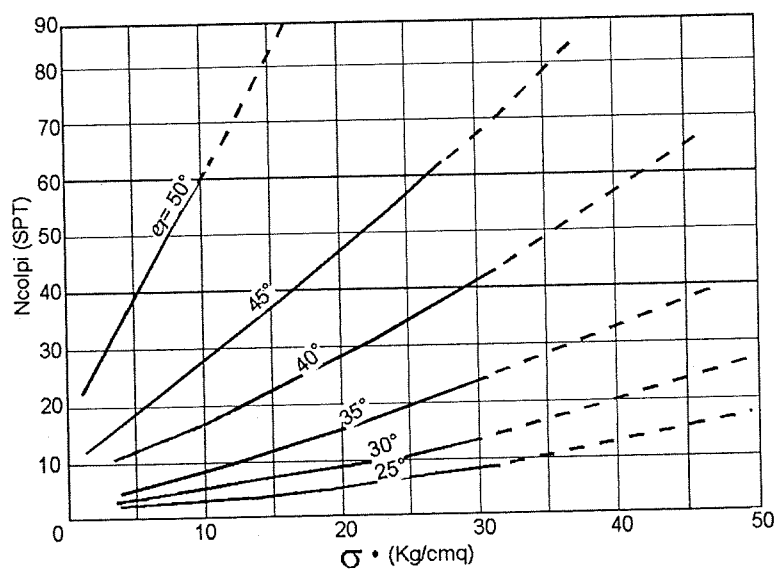


Figura 4: correlazione di De Mello per la valutazione dell'angolo di attrito

In fig. 5 si riporta la correlazione tra N_{SPT} e l'angolo d'attrito secondo vari Autori mentre in figura 6 si riporta la nota correlazione di **Schertmann** per la valutazione dell'angolo di attrito in terreni incoerenti.

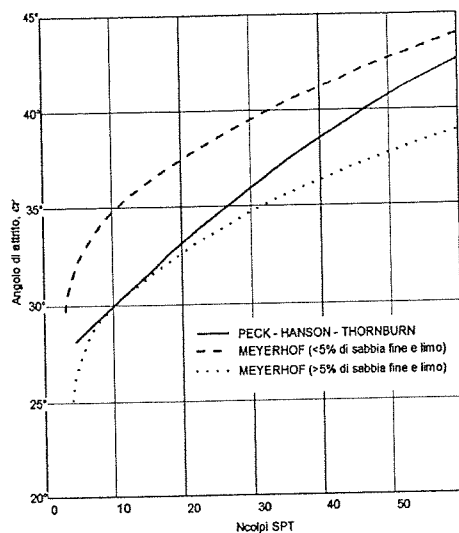


Fig. 5 – Correlazione tra N_{SPT} ed angolo d'attrito secondo vari Autori

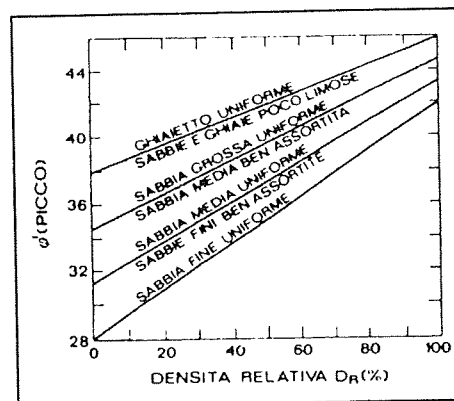


Fig. 6 – Correlazione di Schertmann per la valutazione dell'angolo di attrito

N_{SPT} Colpi/30 cm	Densità relativa	
	Terzaghi-Peck (1948)	Gibbs-Holtz (1957)
0-4	molto sciolta	0-15%
4-10	sciolta	15-35%
10-30	media	35-65%
30-50	densa	65-85%
oltre 50	molto densa	85-100%

Fig. 7 – Correlazione tra D_R e N_{SPT} secondo vari Autori.

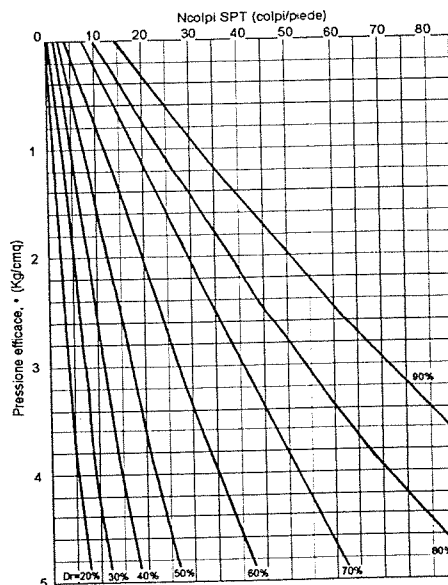


Fig. 8 – Metodo di Gibbs e Holtz per la valutazione della densità relativa

Una correlazione qualitativa tra la densità relativa D_R e i valori di resistenza misurati nel corso di una prova penetrometrica può essere quella riportata in fig. 7 (Terzaghi e Peck) mentre in fig. 8 è riportato il metodo proposto da Gibbs e Holtz per la valutazione della densità relativa.

In fig. 9 si riporta infine a titolo puramente indicativo una tabella riassuntiva delle correlazioni tra N_{SPT} e le principali proprietà geotecniche dei terreni.

	<i>Molto sciolta</i>	<i>Sciolta</i>	<i>Med. densa</i>	<i>Densa</i>	<i>Molto densa</i>
N_{SPT}	4	4-10	10-30	30-50	> 50
q_c (MPa) (*)	5	5-10	10-15	15-20	> 20
Densità relativa% (**)	15	15-35	35-65	65-85	85-100
γ_d (kN/mc)	14	14-16	16-18	18-20	> 20
ϕ	30	30-32	32-35	35-38	> 38

Fig. 9 – Correlazione N_{SPT} e varie proprietà dei terreni

q_c = resistenza alla punta del penetrometro statico

γ_d = peso di volume secco

ϕ = angolo d'attrito

5 – CAPACITÀ PORTANTE DEI TERRENI

5.1 – CARICO LIMITE E CARICO AMMISSIBILE

Il comportamento del terreno al carico può essere schematizzato in tre fasi:

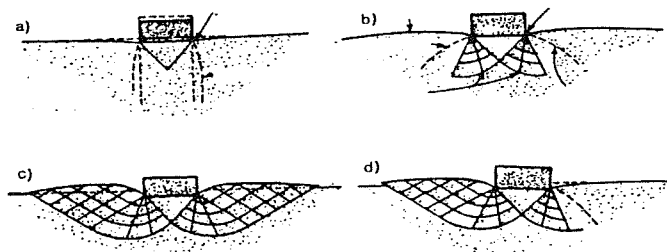


Figura 10: fasi di rottura del terreno sotto la fondazione: a) fase di deformazione elastica e rigonfiamento interno; b) fase di rottura locale; c) fase di rottura generale simmetrica; d) fase di rottura generale asimmetrica.

- 1) fase **pseudoelastica** nella quale il terreno posto sotto la fondazione dà origine ad un cedimento minimo reversibile (fig. 10a);
- 2) fase **plastica** nella quale ha inizio un processo di rottura localizzata del terreno che produce rigonfiamenti ai lati della fondazione (fig. 10b);
- 3) fase di **rottura** nella quale il terreno posto sotto la fondazione cede con un minimo incremento di carico; la struttura può cedere verticalmente (rottura simmetrica fig. 10c) oppure, a causa delle diverse condizioni litologiche, subire una rotazione che produce il rovesciamento (fig. 10d).

Per **carico di rottura o carico limite** q_{lim} si deve intendere il carico per il quale il terreno inizia a rompersi.

Si definisce **carico ammissibile** q_{amm} il carico di rottura diviso per un opportuno coefficiente di sicurezza (in genere assunto uguale a 3).

5.2 – FORMULA DI BRINCH-HANSEN E VESIC

La capacità portante limite può essere calcolata con la classica formula generale proposta da **Brinch-Hansen e Vesic**:

$$q_{lim} = q * Nq * sq * dq * iq * bq * gq + g * B * Ng * sg * dg * ig * bg * gg * rb$$

dove:

$$q = g * Df$$

g = peso di volume del terreno

Df = profondità d'imposta della fondazione

B = larghezza della fondazione

Nq, Ng = fattori di capacità portante

sq, sg = fattori di forma

dq, dg = fattori di profondità

iq, ig = fattori di inclinazione del carico

bq, bg = fattori di inclinazione del piano d'appoggio

gq, gg = fattori di inclinazione per fondazione su pendio

rb = fattore di riduzione di Bowles

I vari fattori sono calcolati secondo i criteri di Meyerhof, Vesic e Brinch - Hansen.

6 – CEDIMENTI

6.1 - GENERALITÀ

La progettazione di una struttura di fondazione richiede la previsione dei cedimenti assoluti e differenziali e della loro distribuzione nello spazio e nel tempo. Questo compito è assai complesso sia per le difficoltà nel calcolo delle tensioni indotte in un mezzo eterogeneo ed anisotropo sia per le variabili legate alla storia tensionale del terreno, alle modalità di costruzione, al tipo ad alla rigidità delle fondazioni e delle sovrastrutture. Nella pratica ci si serve di metodi semplificati o empirici rivolti unicamente ad una stima preliminare dei cedimenti e del loro andamento nel tempo da proporre al progettista come elemento orientativo nelle diverse fasi della progettazione.

Spesso si ricorre ai risultati di prove in sito, come penetrometrie dinamiche o statiche.

Alla luce di tali considerazioni l'analisi è limitata nel seguito all'approccio ritenuto attualmente tra i più significativi: quello di *Burland e Burbidge (1984)*.

6.2 - CEDIMENTI DI BURLAND E BURBIDGE

Qualora si disponga di dati ottenuti da prove penetrometriche dinamiche per il calcolo dei cedimenti è possibile fare affidamento al metodo di Burland e Burbidge (1985), nel quale viene correlato un indice di compressibilità I_C al risultato N della prova penetrometrica dinamica. L'espressione del cedimento proposta dai due autori è la seguente:

$$S = f_s \cdot f_H \cdot f_t \cdot \left[\sigma'_{v0} \cdot B^{0.7} \cdot I_C / 3 + (q' - \sigma'_{v0}) \cdot B^{0.7} \cdot I_C \right]$$

nella quale:



q' = pressione efficace lorda;

s'_{vo} = tensione verticale efficace alla quota d'imposta della fondazione;

B = larghezza della fondazione;

I_c = indice di compressibilità;

f_s, f_H, f_t = fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello strato compressibile e del tempo, per la componente viscosa.

L'indice di compressibilità I_c è legato al valore medio N_{av} di N_{spt} all'interno di una profondità significativa z :

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

Per quanto riguarda i valori di N_{spt} da utilizzare nel calcolo del valore medio N_{AV} va precisato che i valori vanno corretti, per sabbie con componente limosa sotto falda e $N_{spt} > 15$, secondo l'indicazione di Terzaghi e Peck (1948)

$$N_c = 15 + 0.5 (N_{spt} - 15)$$

dove N_c è il valore corretto da usare nei calcoli.

Per depositi ghiaiosi o sabbioso-ghiaiosi il valore corretto è pari a:

$$N_c = 1.25 N_{spt}$$

Le espressioni dei fattori correttivi f_s, f_H ed f_t sono rispettivamente:

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

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

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

con

t = tempo in anni > 3 ;

R_3 = costante pari a 0.3 per carichi statici e 0.7 per carichi dinamici;

R = 0.2 nel caso di carichi statici e 0.8 per carichi dinamici.

CONCLUSIONI E RACCOMANDAZIONI

Le indagini geotecniche condotte sui terreni interessati dalla nuova costruzione di edificio residenziale in Via Lario, nel territorio comunale di MONZA (MI), consentono di trarre le seguenti conclusioni.

STRATIGRAFIA

Da letteratura, in riferimento alla *Carta Geologica della Lombardia, edizione 1990 – Servizio Geologico Nazionale – Scala: 1:250.000*, l'area dal punto di vista geologico è caratterizzata dalla presenza in superficie di depositi fluvioglaciali e fluviali (Quaternario Continentale – "Villafranchiano" – Pleistocene medio-superiore) risalenti alle glaciazioni Wurm (ghiaie e sabbie) e Riss (ghiaie, sabbie e argille ferrettizzate).

Al di sotto della coltre vegetale spessa circa 0,50 m, i sondaggi effettuati sui terreni in oggetto evidenziano la presenza di terreni costituiti da sabbie mediamente addensate, localmente poco limose, con ghiaia e ciottoli anche di grosse dimensioni; in tutti e tre i sondaggi, a quote e con spessori sensibilmente variabili, si riscontra un livello costituito da sabbie fini limoso-argillose con clasti eterometrici sparsi; tale livello appare comprimibile, plastico e quindi con scarse caratteristiche geotecniche. Ben evidente nei sondaggi S1 ed S3 (presente da -4,0 m a -8,0 m da p.c. in S1 e da -3,00 m a -8,50 m da p.c. in S3) si rinviene anche in corrispondenza di S2 ma con spessore ridotto e da -7,50 m a -8,00 m da p.c.

In assenza di indagini specifiche (installazione di piezometri e successive campagne di misure freatiche) non è possibile ricostruire l'assetto idrogeologico locale dell'area in oggetto né escludere la presenza di eventuali acque sotterranee.

VALORI N_{SPT}

In riferimento ai moduli stratigrafici riportati in allegato si riassumono i risultati delle prove SPT eseguite sui terreni in oggetto.

Sondaggio	Quota di esecuzione prova (in metri da p.c.)	Valori misurati (15+15+15 cm)	Valori N_{SPT}
S1	-3,00	30 + 25 + 25	50
	-4,50	4 + 2 + 3	5
S2	-3,00	7 + 6 + 6	12
	-4,50	12 + 10 + 10	20
S3	-3,00	3 + 2 + 2	4
	-4,50	5 + 5 + 4	9

Il valore molto elevato ottenuto in corrispondenza di S1 alla quota di -3,00 m da p.c. è da considerarsi ragionevolmente poco attendibile in quanto il risultato può essere stato influenzato dalla presenza di grossi ciottoli sulla traiettoria della puntazza SPT rendendone fortemente difficoltosa la penetrazione negli strati sottostanti.

PROPRIETÀ GEOTECNICHE

Sulla base delle principali correlazioni esistenti in letteratura tra N_{SPT} e le proprietà geotecniche dei terreni, riferendosi in via cautelativa alle peggiori situazioni riscontrate, si possono attribuire ai terreni individuati le seguenti caratteristiche:

Sabbie localmente poco limose con ghiaie e ciottoli anche di grosse dimensioni			
N_{SPT}	Angolo di attrito ϕ'	Grado di addensamento	Peso di volume secco γ_d
12	32°	Terreno mediamente addensato	17 kN/m ³

Sabbie fini limoso-argillose con clasti eterometrici sparsi			
N_{SPT}	Angolo di attrito ϕ'	Grado di addensamento	Peso di volume secco γ_d
4	30°	Terreno plastico e comprimibile	14 kN/m ³

STIMA DELLA CAPACITÀ PORTANTE

Nell'ipotesi di **fondazioni continue di lato 1,00 m e piano di appoggio a -3,00 m da p.c.**, la Formula di Brinch-Hansen e Vesic dà i seguenti risultati:

gamma terreno kN/mc	14
B larghezza fondazione (m)	1
D profondità incasso (m)	3

FATTORI DI CAPACITÀ PORTANTE

N gamma	22,4
N q	18,4

FATTORI DI FORMA

S gamma	1
S q	1

q 42

q' (gamma' * D) 12

q Lim 265,6 kPa

q amm 116,5333 kPa

Nell'ipotesi di tipologia fondazionale come quella sopra descritta e considerando le situazioni peggiori riscontrate, dal punto di vista della capacità portante i terreni di fondazione sono in grado di sopportare carichi teorici fino a circa 116,50 kPa, ovvero circa 1,20 kg/cm².

STIMA DEI CEDIMENTI DEI TERRENI DI FONDAZIONE

Utilizzando la Formula di Burland-Burbidge, nell'ipotesi di tipologia fondazionale vista nel precedente paragrafo si ottiene:

ANALISI DEI CEDIMENTI

Metodo di Burland-Burbidge

Larghezza della fondazione (m) 1,0

Lunghezza della fondazione (m) 10,0

Profondità d'impasto (m) 3,0

Carico di tipo statico

Probabilità di sottostimare il cedimento (%) 90,0

Profondità d'influenza 5,0

Indice di Compressibilità: 0,75556

Fattore di forma: 1,49

Fattore reologico: 1,46

RISULTATI

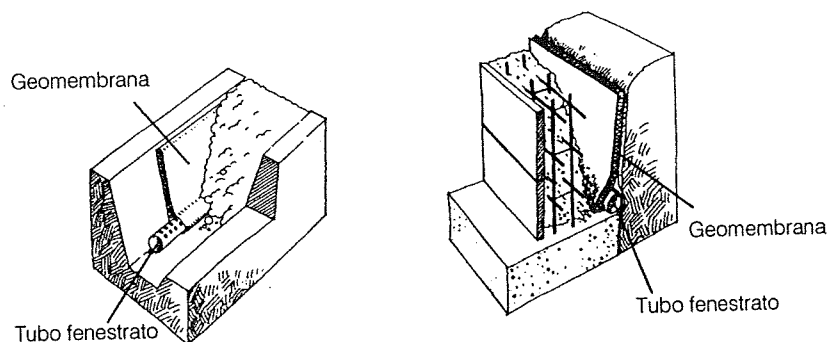
Carico (kPa)	Cedimento immediato (cm)	Cedimento a 20 anni (cm)
50	1,3	2,0
100	7,0	10,2
150	12,6	18,4
200	18,2	26,7
250	23,8	34,9
300	29,4	43,1
350	35,1	51,4
400	40,7	59,6

Considerando un cedimento differenziale ammissibile (differenza tra cedimento a 20 anni e cedimento immediato) non superiore a 2,50 cm, i terreni sono in grado di sopportare, dal punto di vista della verifica ai cedimenti, carichi teorici non superiori a 50 kPa, ovvero inferiori a 0,50 kg/cm².

RACCOMANDAZIONI

- 1) Nell'ipotesi di fondazioni continue di larghezza pari a 1,00 m si raccomanda l'applicazione di carichi non superiori a $0,50 \text{ kg/cm}^2$, valore cautelativo ottenuto introducendo nei calcoli un fattore di sicurezza pari a 3, onde evitare il fenomeno della rottura del terreno e facendo riferimento alle peggiori situazioni riscontrate nel corso dell'indagine (sondaggio S3 – N_{SPT} a -3,00 m da p.c. uguale a 4);
- 2) qualora nelle scelte progettuali definitive si dovesse optare per il ricorso a fondazioni profonde (pali), i sondaggi effettuati evidenziano la presenza di terreni con buone caratteristiche geotecniche a partire da 8-9 m di profondità da p.c.; poiché i sondaggi sono stati spinti fino a 10 m dall'attuale p.c., rimangono tuttavia incognite le caratteristiche dei terreni al di sotto di tale quota; a tale proposito è doveroso riferire che nelle zone limitrofe è stata segnalata nel sottosuolo la presenza di cosiddette "strutture ad occhio pollino";
- 3) il piano di posa delle fondazioni dirette dovrà comunque essere situato al di sotto della coltre di terreno vegetale, nonché al di sotto dello strato interessato dal gelo e da significative variazioni di umidità stagionale;
- 4) le fondazioni devono essere direttamente difese o poste a profondità tale da risultare protette dai fenomeni di erosione del terreno superficiale;
- 5) il terreno di fondazione non deve subire rimaneggiamenti e deterioramenti prima della costruzione dell'opera, con piano di posa degli elementi strutturali di fondazione regolarizzato e protetto con conglomerato magro o altro materiale idoneo. La presenza di materiale fine dilavato da acque di pioggia deve essere eliminata fino al raggiungimento dell'originario terreno in posto;
- 6) per operazioni di sbancamento con fronti di scavo superiori a 2,0 m, è necessaria la previsione ed il corretto dimensionamento di opportune opere di sostegno, che potranno avere anche carattere definitivo, onde evitare possibili scivolamenti o distacchi di terreno dai fronti di scavo e conseguenti danni a persone, agli edifici e alle strutture esistenti nelle aree adiacenti;
- 7) le acque ruscellanti o stagnanti devono essere allontanate dagli scavi; si raccomanda pertanto una corretta regimazione delle acque di ruscellamento superficiale, e di predisporre opere di difesa dall'azione delle acque di infiltrazione, di quelle sotterranee eventualmente presenti o comunque risalenti in occasione di eventi meteorici di particolare intensità, impermeabilizzando a regola d'arte le fondazioni e gli eventuali locali interrati in combinazione con opportune opere di drenaggio. L'acqua potrà essere allontanata mediante captazione anche con opere drenanti simili a quelle riportate nelle figg. 11 e 12, che dovranno assumere carattere

definitivo anche a lavori ultimati; per l'allontanamento delle acque d'infiltrazione presenti nei terreni, al fine di evitare danni strutturali e sovrappressioni idrostatiche alle opere in progetto. si riportano due schemi di costruzione per trincea drenante e palancolata di contenimento, da predisporre immediatamente a monte del muro di ripa, captando ed allontanando le acque in zone più sicure.



Figg. 11 e 12 – Schema di trincea drenante e di palancolata di contenimento



Si rimane a disposizione del Committente per qualsiasi chiarimento e si consiglia la presenza di un geologo durante i lavori di scavo e messa in opera delle fondazioni.

DOTT. GEOL. GIAN PAOLO SOMMARUGA

ALLEGATI

STRATIGRAFIE

TAVOLA 1

Spessore Prof. (m) re	Stratigrafia	Campioni	DESCRIZIONE			S.P.T.	Vane test (kg/cmq)	Pocket (kg/cmq)	Campioni	% caro taglio
0,50			Terreno vegetale; colore marrone							
0,50			Sabbia limosa con clasti eterometrici; colore marrone							
0,50			Sabbia con ghiaia e ciottoli anche di grosse dimensioni; colore marrone-grigio chiaro							
1,00										
3,00										
4,00										
4,00										
8,00										
2,00										
10,00										

[illegible]



technical
applies

Et@ s.r.l.

Via Rossini, 1
Varese
0332 811834
etamail@tiscali.it

Committente: LUCERNA 05 - Soc. Coop. Edil.

Località: Via Lario - MONZA (MI)

Scala 1:50

Data inizio/fine: 17.01.06

Sigla: S3

Attrezzatura: Sonda Beretta T41 - Diametro foro: 101 mm

Quota dal p.c.(m):

Lunghezza perforazione (m): 10,0

Spessore Prof. (m) re	Stratigrafia	Campioni	DESCRIZIONE			S.P.T.	Vane test (kg/cmq)	Pocket (kg/cmq)	Campioni	% caro taggio
0,50			Terreno vegetale con frammenti di mattoni; colore marrone							
0,50			Sabbia limosa con clasti eterometrici; colore marrone							
0,50										
1,00										
2,00			Sabbia poco limosa con ghiaia e ciottoli; colore marrone-grigiastro							
3,00						3,0 3+2+2				
5,50			Sabbia fine limoso-argillosa con clasti eterometrici sparsi; colore marrone; livello compressibile e plastico							
8,50										
0,50			Sabbia fine poco limosa con ghiaia e ciottoli; colore marrone							
9,00										
1,00			Sabbia con ghiaia e ciottoli anche di grosse dimensioni; colore marrone-grigio chiaro							
10,00										

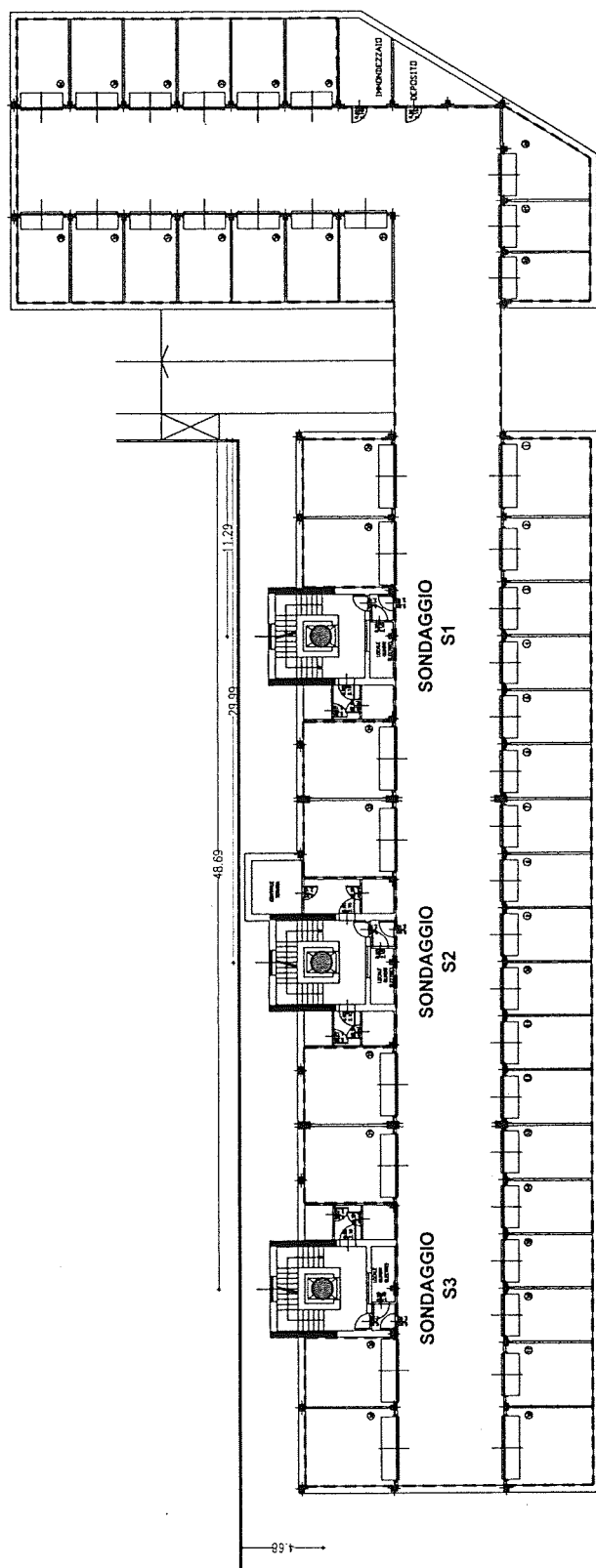


TAVOLA 1

LUCERNA 05

Via Lario - Monza (MI)

Ubicazione dei sondaggi geognostici

Gennaio 2006

Comune di	Monza
Progetto	Nuova costruzione edificio residenziale in via Lario
Progettista	Calcoli: ING. MONTECRISTO
DL	ING. BRIGATTI

CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

DATI GENERALI

Larghezza fondazione	2,0 m
Lunghezza fondazione	20,0 m
Profondità piano di posa	4,15 m
Altezza di incastro	1,0 m
Inclinazione piano di posa	0,0 °
Inclinazione pendio	0,0 °
Fs di sicurezza sul carico limite	3,0
Acc. massima orizzontale (g)	0,0
Cedimento dopo T anni	10,0

STRATIGRAFIA TERRENO

DH (m)	Gam (Kg/mc)	Gams (Kg/mc)	Fi (°)	c (Kg/cm ²)	E' (Kg/cm ²)	Ed (Kg/cm ²)	Ni	Cs	Lit.
3,0	2018,15	1937,46	30,0	0,0	302,86	302,86	0,1	0,01	
5,5	1700,58	1500,0	0,0	0,01	40,0	40,0	0,45	0,0	
1,7	1968,23	1950,0	29,0	0,0	200,0	200,0	0,2	0,0	

CARICHI AGENTI SULLA FONDAZIONE

(Provenienti da struttura)

DA TABELLE ANALISI STATICA ING. MONTECRISTO

→ 1.10 Kg/cm²

Coppia flessionale	0,0 Kg/m
Sforzo normale	22000,0 Kg/m
Tagliante	0,0 Kg/m

CARICO LIMITE SECONDO HANSEN (1970)

Fattore Nq	4,06
Fattore Nc	11,17
Fattore Ng	1,25
Fattore Sc	1,0
Fattore Dc	1,45
Fattore Ic	1,0
Fattore Gc	1,0
Fattore Bc	1,0
Fattore Sq	1,03
Fattore Dq	1,33
Fattore Iq	1,0
Fattore Gq	1,0
Fattore Bq	1,0
Fattore Sg	0,96
Fattore Dg	1,0
Fattore Ig	1,0
Fattore Gg	1,0
Fattore Bg	1,0

Pressione limite	4,59 Kg/cm ²
Pressione ammissibile	1,53 Kg/cm ²

CARICO LIMITE SECONDO TERZAGHI (1955)

Fattore Nq	4,58
Fattore Nc	13,1
Fattore Ng	2,65
Fattore Sc	1,0
Fattore Sg	1,0
Pressione limite	4,1 Kg/cm ²
Pressione ammissibile	1,37 Kg/cm ²

CARICO LIMITE SECONDO MEYERHOF (1963)

Fattore Nq	3,94
Fattore Nc	10,98
Fattore Ng	1,13
Fattore Sc	1,03
Fattore Dc	1,54
Fattore Sq	1,02
Fattore Dq	1,27
Fattore Sg	1,02
Fattore Dg	1,27
Pressione limite	4,29 Kg/cm ²
Pressione ammissibile	1,43 Kg/cm ²

CARICO LIMITE SECONDO VESIC (1975)

Fattore Nq	4,06
Fattore Nc	11,17
Fattore Ng	2,77
Fattore Sc	1,0
Fattore Dc	1,45
Fattore Sq	1,0
Fattore Dq	1,0
Fattore Sg	1,0
Fattore Dg	1,03
Pressione limite	4,87 Kg/cm ²
Pressione ammissibile	1,62 Kg/cm ²

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982) Senza correzione geometrica

k	1,64 Kg/cm ²
---	-------------------------

CEDIMENTI ELASTICI

Coefficiente di influenza I1	0,77
Coefficiente di influenza I2	0,11
Coefficiente di influenza Is	0,62
Cedimento al centro della fondazione	12,62 mm
Cedimento al bordo	19,62 mm

CEDIMENTI PER OGNI STRATO

Strato... 2	Z (m)	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
Edometrico	6,325	1,551	0,0	1,551
Strato... 3	Z (m)	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
Edometrico	9,349999	0,053	0,0	0,053

Cedimento totale $W_t=1,604$ cm

Strato	DH (m)	Tipo terreno	Nspt	W (cm)
1	3,0	Incoerente	12	0,0
2	5,5	Coesivo	6	2,5
3	1,7	Incoerente	10	

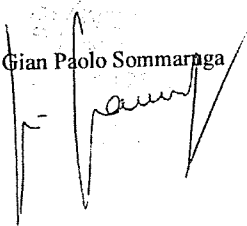
CONCLUSIONI

Considerando i calcoli delle sollecitazioni progettuali trasmessi dall'Ing. Montecristo, nell'ipotesi di incasso delle fondazioni a $-4,15$ m da p.c., si ritengono accettabili i valori dei cedimenti riscontrati, con cedimento totale al limite del valore di accettabilità ($W=2,5$ cm).

Si raccomanda pertanto di eseguire alla quota di fondo scavo un'operazione di costipamento meccanico del terreno mediante rullatura.

A disposizione per ogni ulteriore chiarimento

Dott. Geol. Gian Paolo Sommaruga



In allegato: schema bulbo delle pressioni

A horizontal number line with four tick marks. The first tick mark is at the origin (0). The second tick mark is labeled 3.0. The third tick mark is labeled 5.5. The fourth tick mark is labeled 7.7. The segments between the tick marks are labeled with their respective values: 3.0 between 0 and 3.0, 5.5 between 3.0 and 5.5, and 7.7 between 5.5 and 7.7.

