Comune di Saronno

A.L.E.R. - VARESE

Azienda Lombarda per l'Edilizia Residenziale della Provincia di Varese

Via Como 13,
21100 - Varese

D.G.R. n. VIII/272 del 05/12/2006
"Programma regionale per l'edilizia residenziale pubblica"
LOCAZIONE TEMPORANEA

PROGETTO PER IL RECUPERO EDILIZIO EX SEMINARIO DESTINATO A RESIDENZA PER COMPLESSIVI n. 48 MINIALLOGGI IN CITTA' DI SARONNO – PIAZZA SANTUARIO

Novembre 2008

RELAZIONE GEOLOGICO TECNICA

Studio Associato di geologia applicata
Dott. Geol Roberto Granata - Dott. Geol. Paolo Granata
Via Santa Croce 7 - 21100 Varese
Tel. 0332/242283 Fax 0332/241231
e-mail: info@studiocongeo.it

ORDINE DEI GEOLOGI della LOMBARDIA
PAOLO GRANATA
geologo specialista
Albo n. 949/AP
sezione A

INDICE

1 PREMESSA....2

2 INQUADRAMENTO GEOAMBIENTALE....3

3 INDAGINI GEOGNOSTICHE....4

3.1 Sondaggio geognostico....4

3.1.1 Stratigrafia dei terreni....4

3.2 Prove penetrometriche dinamiche....5

3.2.1 Premessa....5

3.2.2 Risultanze delle prove penetrometriche....6

4 MODELLO GEOLOGICO TECNICO....8

4.1 Caratterizzazione geotecnica dei terreni....9

5 CAPACITÀ PORTANTE E CEDIMENTI ATTESI....11

5.1 Metodologia di calcolo....11

5.2 Dati di progetto....13

5.2.1 Analisi dei risultati....13

6 CONCLUSIONI....15

6.1 Sintesi degli aspetti geologici....15

6.2 Prescrizioni e consigli di carattere geotecnico....15

6.3 Cautele generali....16

Tavole

Tav. n. 1: Corografia, scala 1:10.000

Tav. n. 2: Ubicazione delle indagini geognostiche, scala 1:500

Tav. n. 3: Sezioni geognostiche, scala 1:100.

Appendici

1 - Stratigrafia del sondaggio geognostico.

2 - Diagrammi delle prove penetrometriche.

3 – Documentazione fotografica.

1 PREMESSA

Gli scriventi hanno avuto l'incarico di redigere uno studio geologico-tecnico teso ad identificare le caratteristiche geologiche e geotecniche dei terreni interessati dal recupero edilizio di un ex seminario da destinare ad uso residenziale; le risultanze di questo studio, unitamente alle indagini e prove, sono descritte nei paragrafi seguenti.

Il comparto in esame è ubicato presso Piazza Santuario, nel Comune di Saronno (Tav. n. *1*).

L'indagine è consistita nell'esecuzione di prove penetrometriche dinamiche (DPSH) e di un sondaggio geognostico.

La presente relazione è redatta conformemente al DM 11.03.88: "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, 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" e succ. modifiche.

Lo studio, partendo dagli aspetti geologici generali, entra nel dettaglio del comparto, analizzando i terreni investigati ed assegnando i valori dei parametri geotecnici in riferimento all'opera da realizzare, dando tutte le prescrizioni e i consigli necessari, nel settore di competenza, per una corretta progettazione ed esecuzione delle opere.

2 INQUADRAMENTO GEOAMBIENTALE

L'area di indagine è localizzata in corrispondenza del settore centro occidentale del territorio comunale.

Dal punto di vista geologico il comparto in esame si colloca in una zona di transizione tra i depositi glaciali e fluvioglaciali antichi, ed i più recenti depositi dell'*Allogruppo di Besnate*. I primi costituiscono il substrato della porzione di territorio posta a Nord-Ovest e sono costituiti da ciottoli, ghiaie e sabbie debolmente alterate in matrice limosa o limoso argillosa; presentano una copertura loessica di spessore fino a 2,5 m. I secondi costituiscono invece il "livello fondamentale della pianura" e sono costituiti da ghiaie poligeniche a supporto clastico in matrice sabbiosa.

L'area in esame risulta essere caratterizzata da un'elevata urbanizzazione.

Nel settore indagato l'acquifero è costituito prevalentemente da ghiaie, sabbie e ciottoli, contenenti talvolta lenti di materiale argilloso-limoso e di conglomerato.

La superficie della falda presenta una direzione di deflusso diretta verso sud – sudest con una soggiacenza di c.ca 40 m.

3 INDAGINI GEOGNOSTICHE

Per la caratterizzazione stratigrafica e la parametrizzazione dei terreni interessati dall'intervento in progetto è stata effettuata una campagna geognostica costituita da due prove penetrometriche dinamiche e da un sondaggio geognostico.

L'ubicazione dei punti di indagine è riportata in *Tav. n. 2*. Tutti i risultati sono stati riportati nelle appendici allegate.

3.1 Sondaggio geognostico

Al fine di investigare con maggiore precisione ed accuratezza il sottosuolo in oggetto, si è ritenuto opportuno affiancare alle prove penetrometriche l'esecuzione di un sondaggio geognostico eseguito per mezzo di una sonda perforatrice e spinto fino alla profondità di m 6,0 da p.c. (*App. n. 1*).

3.1.1 Stratigrafia dei terreni

Il sondaggio eseguito presenta una successione stratigrafica costituita da materiali di riporto sabbioso ghiaiosi fino alla profondità di c.ca m 0,2. Più in profondità fino a c.ca m 1,0 da p.c. si rinviene ghiaia in matrice limoso argillosa con clasti integri da sub arrotondati a sub angolari (Ø min < 1 cm, Ø max 8 cm); fino a c.ca m 0,6 si denota la presenza di frammenti di mattoni. Successivamente, sino alla profondità di c.ca m 4,5 si trova sabbia sciolta con ghiaia di colore marrone, con clasti integri e sub arrotondati (Ø min 1 cm, Ø max 10-15 cm). Infine sino alla profondità di m 6,0 si trova ghiaia e ciottoli in matrice limoso argillosa di colore marrone nocciola con clasti integri e parzialmente alterati di forma prevalentemente sub arrotondata (Ø m 1-2 cm, Ø max 10-15 cm).

In corrispondenza del sondaggio non è stata rilevata la presenza di acqua.

3.2 PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE

3.2.1 Premessa

Le prove sono state eseguite con penetrometro dinamico tipo TG 63/100 KN che, secondo la normativa europea I.S.S.M.F.E. '88, è paragonabile ad un DPSH (Dynamic Probing Super Heavy).

Le caratteristiche dello strumento utilizzato corrispondono alla nuova categoria di standard internazionale.

La prova consiste nell'infissione lungo la direzione del filo a piombo di una punta conica metallica, posta all'estremità di un'asta d'acciaio, in seguito alla discesa di un maglio di peso pari a 63,5 Kg direttamente sulla testa di battuta da un'altezza di caduta di 75 cm.

Viene registrato il numero di colpi necessari per l'infissione di cm 30 delle aste nel terreno (N_{SCPT}) in modo continuo, fino alla profondità di fine prova, fornendo delle indicazioni sui parametri geotecnici in funzione della resistenza che il terreno stesso offre alla penetrazione.

Per quanto riguarda la conversione dei valori di resistenza alla penetrazione dinamica nei corrispondenti valori di Standard Penetration Test (SPT) la relazione tra i due valori è generalmente regolata da rapporti empirici basati sullo studio di esperienze pratiche.

Per quanto riguarda la conversione dei valori di resistenza alla penetrazione dinamica nei corrispondenti valori di Standard Penetration Test (SPT) la relazione tra i due valori è generalmente regolata da rapporti empirici basati sullo studio di esperienze pratiche: si ritiene, in mancanza dei valori Standard, di utilizzare un rapporto di N_{SPT}/N_{SCPT} uguale all'unità, sottolineando che si tratta di un'ipotesi conservativa e ampiamente confortata da dati di letteratura e da esperienze pregresse su terreni analoghi.

3.2.2 Risultanze delle prove penetrometriche

L'interpretazione dei risultati delle prove penetrometriche (*App. n. 2 e Tab. n. 3.1*) ha portato all'individuazione di diversi orizzonti, caratterizzati da un grado di addensamento simile sulla base del numero di colpi medi registrati.

In superficie le prove mostrano un comportamento simile che evidenzia un orizzonte superficiale con numero di colpi molto variabile (N_{SCPT} da 9 a 17 colpi/piede) fino a profondità comprese tra m 1,20 e 1,50 da p.c.;

Successivamente si osserva un orizzonte con numero di colpi piuttosto basso (compreso tra 5 e 8 colpi/piede) e presente fino a profondità variabili tra m 2,70 e 3,00 da p.c.

A questo segue poi un orizzonte caratterizzato da un numero di colpi medio (compreso tra 9 e 15 colpi/piede) che si rinviene sino a profondità variabili da m 3,30 a 4,20 da p.c.

Infine, si trova un orizzonte caratterizzato da numero di colpi medio-alto, compreso tra 17 e 40 colpi/piede.

Per profondità superiori a c.ca m 4,00 da p.c. è possibile notare una certa differenza nella distribuzione dei numeri di colpi; la prova P2 mostra un andamento abbastanza omogeneo con valori compresi tra c.ca 15 e 30 colpi/piede, mentre nella prova P1 si nota una distribuzione più irregolare con valori che raggiungono anche i 40 colpi/piede.

Nel corso delle prove effettuate non è stata rilevata la presenza di acqua.

Profondità	P1	P2
0,00		
0,30	48	36
0,60	17	9
0,90	9	5
1,20	15	13
1,50	8	10
1,80	8	6
2,10	5	6
2,40	6	7
2,70	6	8
3,00	7	13
3,30	9	10
3,60	15	20
3,90	9	27
4,20	13	21
4,50	17	26
4,80	24	21
5,10	34	17
5,40	64	20
5,70	40	23
6,00	38	26
6,30	31	29
6,60	24	23
6,90	20	19
7,20	30	26
7,50	32	25
7,80	27	21
8,10	26	22
8,40		11
8,70		14
9,00		24
9,30		24
9,60		21
9,90		18
10,20		17
10,50		13
10,80		14
11,10		17
11,40		18
11,70		19
12,00		16
12,30		17
12,60		16
12,90		24
13,20		24
13,50		25

Tab. n. 3.1 – *Valori di* N_{SCPT} registrati nelle prove penetrometriche effettuate.

4 MODELLO GEOLOGICO TECNICO

Dalla correlazione tra i risultati delle prove eseguite è stato possibile elaborare un modello geologico-tecnico del sottosuolo valido per l'area in esame; il modello è stato esemplificato tramite una sezione geognostica interpretativa (Tav. *n. 3*).

Di seguito si riporta una descrizione delle tre unità litotecniche distinte:

UNITA' R

Rappresenta l'orizzonte più superficiale costituito da materiali eterogenei di riporto e/o rimaneggiati: si tratta di terreni sabbioso ghiaiosi che si rinvengono fino a profondità variabili tra m 1,20 e 1,50 da p.c.

Il numero di colpi è molto variabile in funzione della natura e del grado di costipazione ed è compreso tra 9 e 17 colpi/piede.

Non vengono forniti per questa unità i valori caratteristici dei parametri geotecnici in quanto il suo comportamento è estremamente variabile sia per la natura dei materiali, sia per le loro modalità di stesura: non deve in ogni caso essere direttamente interessata dai carichi di progetto.

UNITA' A

E' costituita da sabbia con ghiaia caratterizzata da un grado di addensamento medio - basso; il numero di colpi N_{SCPT} è compreso tra 5 e 15 colpi/piede. Si riscontra sino a profondità comprese tra m 3,30 e 4,20 da p.c.

Sono state distinte, in base al numero dei colpi, due sottounità:

–A1 con numero di colpi compreso tra 5 e 8 colpi/piede

–A2 con numero di colpi compreso tra 9 e 15 colpi/piede

UNITA' B

E' costituita da ghiaia e ciottoli in matrice limoso argillosa ed è caratterizzata da un grado di addensamento medio – alto. Il numero dei colpi varia da 11 a 40 colpi/piede e si riscontra fino alla massima profondità investigata (m 13,50 da p.c. in corrispondenza della prova P2).

Sono state distinte tre sottounità:

-B1 con numero di colpi compreso tra 15 e 20 colpi/piede

-B2 con numero di colpi compreso tra 21 e 30 colpi/piede

-B3 con numero di colpi > di 30 colpi/piede (presente solo nella verticale della prova P1).

Nella sezione interpretativa (*Tav. n.* 3), data l'eterogeneità dei dati nelle due prove, non è stato possibile correlare queste tre sottounità.

4.1 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI

Per la valutazione dei parametri geotecnici sono state utilizzate le più note e diffuse correlazioni, basate sui dati SPT normalizzati e confrontate con la successione litostratigrafica in esame; ove possibile si sono utilizzati diversi approcci, confrontandone criticamente i risultati (*Tab. n. 4.1*).

In particolare:

-La *densità relativa (Dr)* dei materiali incoerenti è stata stimata sulla base della correlazione con i valori di resistenza alla penetrazione (N_{SPT}) proposta da Skempton (1986). I risultati sono stati ottimizzati con l'utilizzo di altre relazioni come quella proposta da Gibbs e Holtz (1957).

-Analogamente i valori di *resistenza al taglio* (ϕ) sono stati valutati sempre sulla base del loro rapporto con i valori di SPT, secondo la relazione del Japanese National, Railway (1982).

-Il *modulo di Young (E)* è stato valutato tramite il confronto tra le formule di D'Appolonia (1970) e di Terzaghi .

-Il *peso di volume naturale* (γ_n) è stato stimato in base alle osservazioni in sito, a tabelle di diversi autori; in presenza di acqua deve essere considerato il peso alleggerito (sommerso).

Unità	***N_{SPT}*** *medio*	***γ_n*** *kN/m³*	***Dr*** *%*	***φ'*** *°*	***E*** *MPa*
A1	5 ÷ 8	18,5	35 ÷ 45	27 ÷ 29	10 ÷ 15
A2	9 ÷ 15	18,5	50 ÷ 60	29 ÷ 32	23 ÷ 27
B1	15 ÷ 20	19,0	60 ÷ 70	32 ÷ 33	28 ÷ 30
B2	21 ÷ 30	19,0	70 ÷ 80	33 ÷ 34	32 ÷ 35
B3	31 ÷ 40	19,0	80 ÷ 90	34 ÷ 35	34 ÷ 40

Tab. n. 4.1 *– Sintesi dei parametri geotecnici caratteristici.*

5CAPACITÀ PORTANTE E CEDIMENTI ATTESI

5.1METODOLOGIA DI CALCOLO

Per la verifica della capacità portante per fondazioni dirette superficiali si è adottata la formulazione definita da Terzaghi (1943), Meyerhof (1951), Brinch-Hansen (1961-1970) e Vesic (1973):

$$q_{lim} = (0{,}5 \cdot B \cdot \gamma_t \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma) + (c \cdot N_c \cdot S_c) + (\gamma_r \cdot D_f \cdot N_q)$$

dove:

q_{lim}	Capacità portante limite;
c	Coesione del terreno, posta in via cautelativa pari a zero;
N_q, N_γ, N_q	Fattori adimensionali di capacità portante in funzione dell'angolo d'attrito interno; differiscono per ciascun autore;
S_c,S_γ	Fattori di forma: secondo Terzaghi pari a 1 per fondazione nastriforme, 1,30 e 0,80 per fondazioni quadrate; secondo gli altri autori vengono determinati tramite relazioni dipendenti dai parametri geometrici della fondazione;
γ_t	Peso di volume terreno naturale;
γ_r	Peso di volume rinterro;
D_f	Interramento della fondazione;
B	Larghezza fondazione;

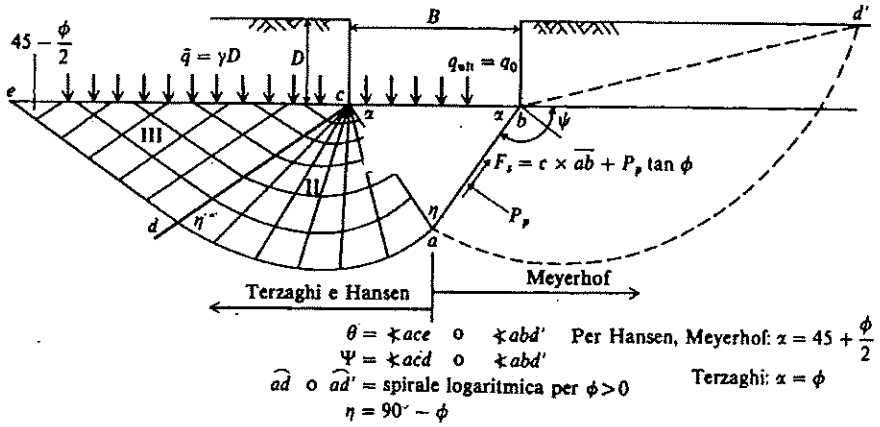


Fig. n. 5.1 *- Interazione suolo/fondazione per il calcolo della capacità portante.*

Si ricorda che i valori di capacità portanti sono stati calcolati ipotizzando carichi centrati, considerando quindi eccentricità nulla.

Il calcolo dei cedimenti per i terreni granulari è stato effettuato con il metodo di Burland & Burbidge (1984) basato su un'analisi statistica di casi reali, e sulla teoria dell'elasticità (D'Appolonia, etc.):

$$\mathbf{s = f_S \cdot f_H \cdot f_t \cdot [\sigma'_{vo} \cdot B^{0.7} \cdot I_C/3 + (q' - \sigma'_{vo}) \cdot B^{0.7} \cdot I_C]}$$

nella quale:

s = cedimento;

q' = pressione efficace lorda;

σ'_{vo} = tensione verticale agente alla quota di imposta della fondazione;

B = larghezza della fondazione;

I_C = indice di compressibilità, legato ai valori di N_{SPT} riscontrati all'interno della profondità significativa;

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

5.2 DATI DI PROGETTO

Il progetto prevede il recupero edilizio di un ex seminario da destinare ad uso residenziale, con la formazione di 48 minialloggi distribuiti in cinque piani di cui uno seminterrato. In particolare le prove sono state effettuate per valutare la portanza fondazionale di una quinta che si appoggia all'edificio esistente.

Non sono noti particolari in merito alla tipologia delle fondazioni e all'entità e alla distribuzione dei carichi.

5.2.1 Analisi dei risultati

Per la verifica della capacità portante sono stati considerati plinti quadrati di dimensione variabile tra 1,0 e 2,5 m, travi continue di larghezza variabile tra 0,75 e 1,25 m e profondità di interramento di m 0,70.

E' stato inoltre considerando il piano fondazionale posto alla profondità di 1,5 m da p.c. in corrispondenza dei terreni appartenenti all'Unità A1.

I risultati delle verifiche sono riassunti nella seguente tabella (Tab. n. 5.1):

Dimensioni plinto	***Capacità portante***
1,0x1,0 m	137 kPa
1,5x1,5 m	136 kPa
2,0x2,0 m	141 kPa
2,5x2,5 m	148 kPa

Dimensioni trave	***Capacità portante***
B=0,75 m	110 kPa
B= 1 m	112 kPa
B= 1,25 m	115 kPa

Tab. n. 5.1 – *Valori della capacità portante limite*

Valutati i valori di resistenza del terreno sono stati stimati i cedimenti conseguenti all'applicazione di tali carichi (*Tab. n. 5.2*):

Dimensioni plinto	***Cedimenti***
1,0x1,0 m	6,3 mm
1,5x1,5 m	8,3 mm
2,0x2,0 m	10,2 mm
2,5x2,5 m	11,9 mm

Dimensioni travi	***Cedimenti***
B= 0,75 m	6,2 mm
B= 1 m	7,7 mm
B=1,25 m	9,3 mm

Tab. n. 5.2 – *Valori dei cedimenti conseguenti all'applicazione di carichi pari al valore della resistenza del terreno.*

6CONCLUSIONI

6.1 Sintesi degli aspetti geologici

L'analisi dei risultati delle indagini geognostiche effettuate ha permesso di distinguere 3 unità litotecniche principali (A, B ed R), eventualmente suddivise in sottounità:

- L'orizzonte superficiale di riporto (Unità R) presenta uno spessore variabile da m 1,0 fino a c.ca m 1,50; le caratteristiche meccaniche sono in genere scadenti e di conseguenza non deve essere sottoposto ai carichi di progetto.
- Al di sotto è presente un livello ghiaioso sabbioso (Unità A) con grado di consistenza medio basso; presenta uno spessore compreso tra m 1,8 e 3,0.
- Per profondità superiori a m 3,3 – 4,2 sono presenti terreni con grado di addensamento medio alto, costituiti da ghiaia con ciottoli in matrice limoso argillosa (Unità B).

6.2 Prescrizioni e consigli di carattere geotecnico

Dallo studio condotto nei paragrafi precedenti (§ 5.2.1) si evidenzia che il piano fondazionale presenta caratteristiche abbastanza omogenee.

I materiali di riporto (Unità R) non devono essere soggetti ai carichi di progetto, se ritrovati alle profondità di posa della fondazione devono essere asportati e sostituiti con terreni naturali appartenenti preferibilmente al gruppo A1 della classificazione UNI-CNR da compattare in opera sino ad ottenere valori della densità in sito dell'ordine del 95 % del valore AASHO mod.. La posa in opera dovrà avvenire in strati sovrapposti con spessore medio di cm 30; per verificare il corretto posizionamento dei materiali dovranno essere previste adeguate prove di controllo in sito ed in laboratorio.

Per una fondazione del tipo a plinti quadrati i carichi massimi ammissibili risultano compresi,in funzione delle dimensioni, tra *137* e *148 kPa,* mentre per una fondazione a trave continua con larghezza compresa tra 0,75 e 1,25 m i carichi massimi ammissibili risultano compresi tra *110 e 115 kPa*.

In entrambi i casi, i cedimenti che si svilupperanno in seguito all'applicazione dei carichi presentano valori inferiori a quelli ritenuti massimi ammissibili per strutture simili a quella in progetto.

Qualora i carichi di progetto eccedano quelli sopra evidenziati dovrà essere valutata la possibilità di preferire una profondità di posa maggiore o di adottare sistemi di miglioramento dei terreni in sito.

6.3 CAUTELE GENERALI

Nel caso in cui nello scavo si rinvenissero venute idriche (fattore di rischio per la stabilità degli scavi soprattutto in corso d'opera), queste dovranno essere captate, utilizzando idonei sistemi di drenaggio, e convogliate in uno o più pozzetti con recapito finale in opportuna sede e dopo l'autorizzazione degli Enti preposti.

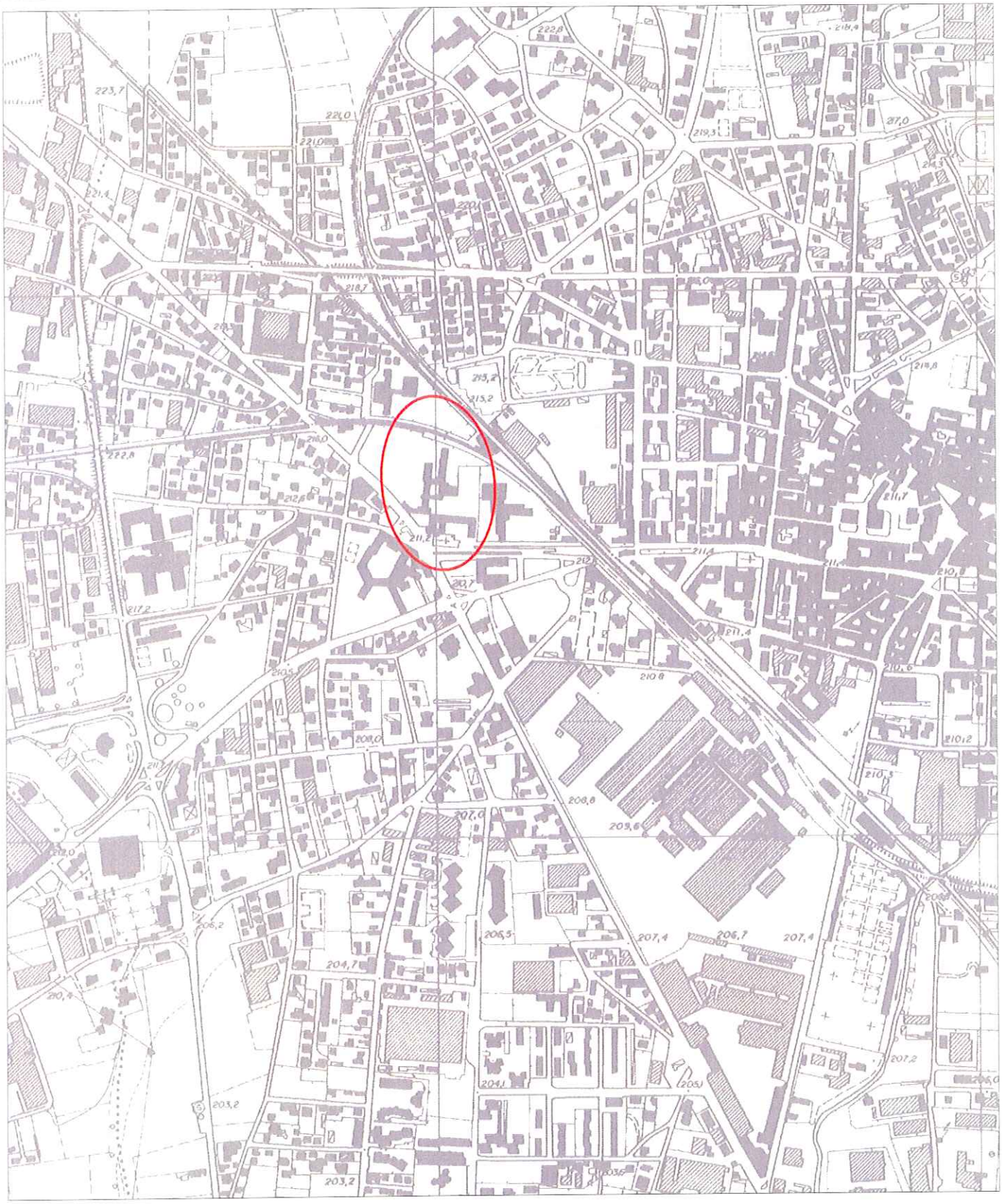
Per garantire la sicurezza degli scavi le operazioni di sbancamento dovranno mantenere pendenze idonee a garantire la stabilità a lungo termine tenendo conto anche dei fenomeni di precipitazione intensa ed eccezionale causa di erosione e dissesti: le acque meteoriche dovranno essere allontanate dagli scavi tramite stesura di teli impermeabili e/o altre idonee soluzioni e convogliate in opportuna sede.

A scavo di sbancamento avvenuto sarà utile controllare l'omogeneità del piano di posa soprattutto per evitare il prodursi di cedimenti differenziali: *si consiglia la rimozione di eventuali sacche di materiale fine e sostituzione con idonei materiali granulari tipo "misto*

di cava" (ghiaia, sabbia e ciottoli con fine intasante) rullati e compattati per più passate incrociate).

Se prevista la compattazione del fondo scavo dovrà essere realizzata tramite l'utilizzo di attrezzature che non comportino vibrazioni tali da compromettere la stabilità degli edifici vicini. Tale procedimento di compattazione degli strati di fondazione più superficiali contribuisce infatti a migliorare le caratteristiche di addensamento dei terreni in posto.

TAVOLE

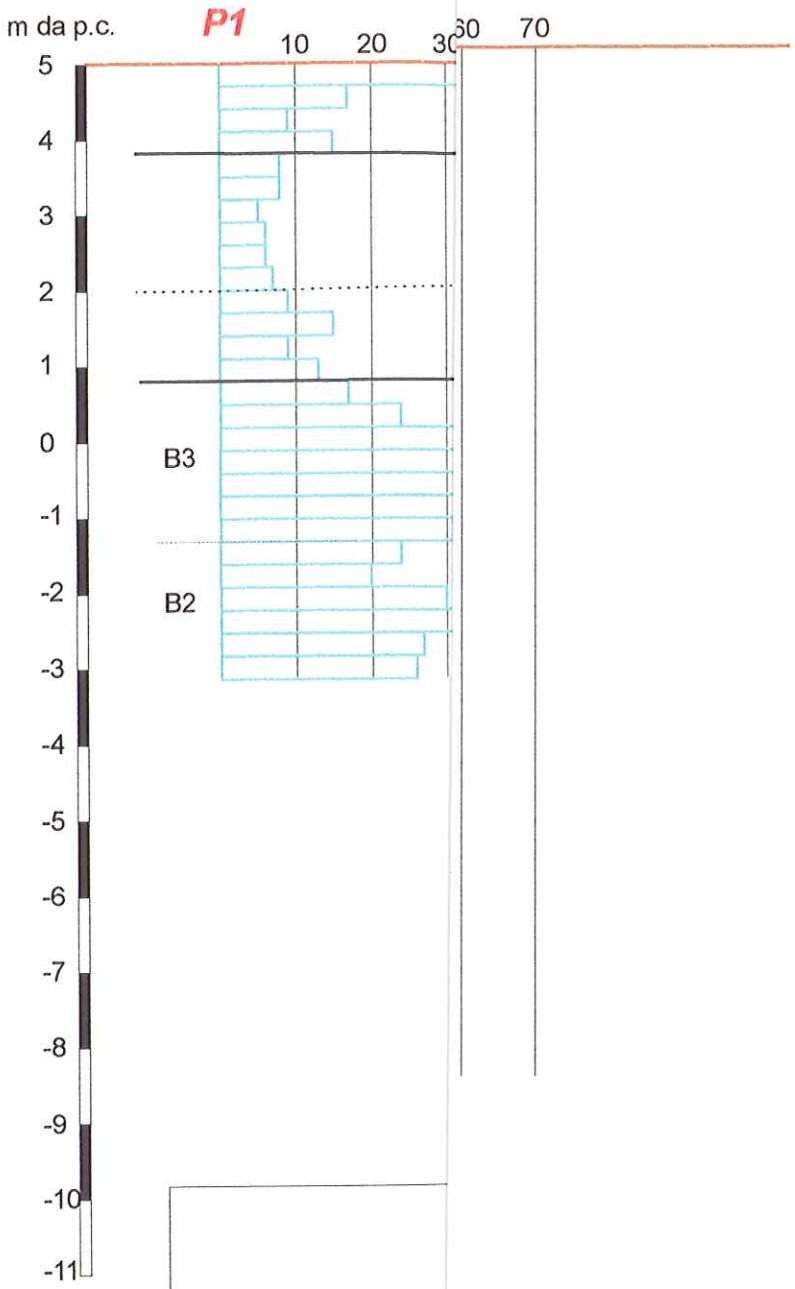


Estratto CTR sezione B5A4

Area in esame

Tav. n. 1 - *Corografia, scala 1:10.000*

ATTRAVERSAMENTO PEDONALE
(DISSUASORI SENZA CATENA)
ATTRAVERSAMENTO PEDONALE
(DISSUASORI SENZA CATENA)
BARRIERA DI SEPARAZIONE -
AD ES. DISSUASORI DI TRAFFICO
PER TUTTA LA LUNGHEZZA (I DONI 2
METRI CIRCA) CON CATENELLA
PERCORSO PEDONALE
DI INGRESSO
SPAZIO DI TRANSITO
VEICOLI - VELOCITA'
A PASSO D'UOMO
ATTRAVERSAMENTO PEDONALE
(DISSUASORI SENZA CATENA)
FERMATA BUS
ACCESSO PEDONALE
ACCESSO CARRABILE
Legenda
Sondaggio geognostico
Prova penetrometrica
Tav. n. 2
Ubicazione indagini
Scala 1:500



Tav. n. 3

Sezioni geognostiche interpretative

Scala 1:100

APPENDICE n°1

Stratigrafie sondaggio geognostico

Sondaggio ***S1***

SARONNO - Ex seminario

Profondità in m da p.c.	Falda	Colonna stratigrafica	Spessore	Descrizone litologica	USCS
0.20			0.20	Terreno di riporto sabbioso ghiaioso.	
1.00			0.80	Ghiaia in matrice limoso argillosa, clasti integri da sub arrotondati a sub angolari; diam. min <1 cm, diam. max 8 cm. Fiano a circa o,6 m frammenti di mattoni	GC
4.50			3.50	Sabbia con ghiaia di colore marrone. Clasti integri sub arrotondati. Diam min 1cm, diam max 10-15 cm. Sciolta, asciutta.	SW
6.00			1.50	Ghiaia e ciottoli in matrice limoso argillosa di colore marrone nocciola. Clasti integri e parzialmente alterati,prevalentemente sub arrotondati. Diam min 1-2 cm, diam max 10-15 cm.	GC

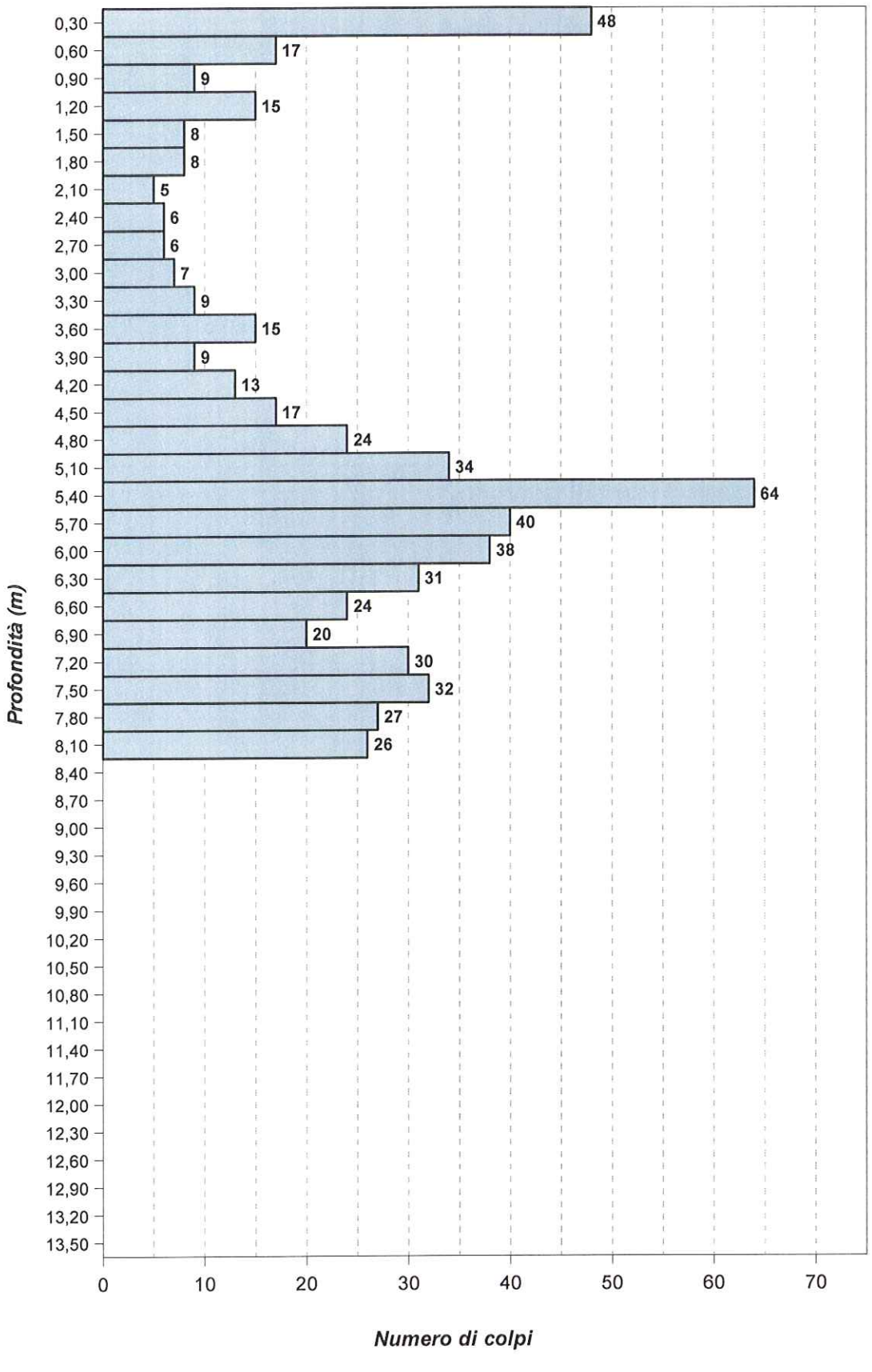
1.00 2.00 3.00 4.00 5.00 6.00

APPENDICE n°2

Diagrammi prove penetrometriche

Prova penetrometrica 1

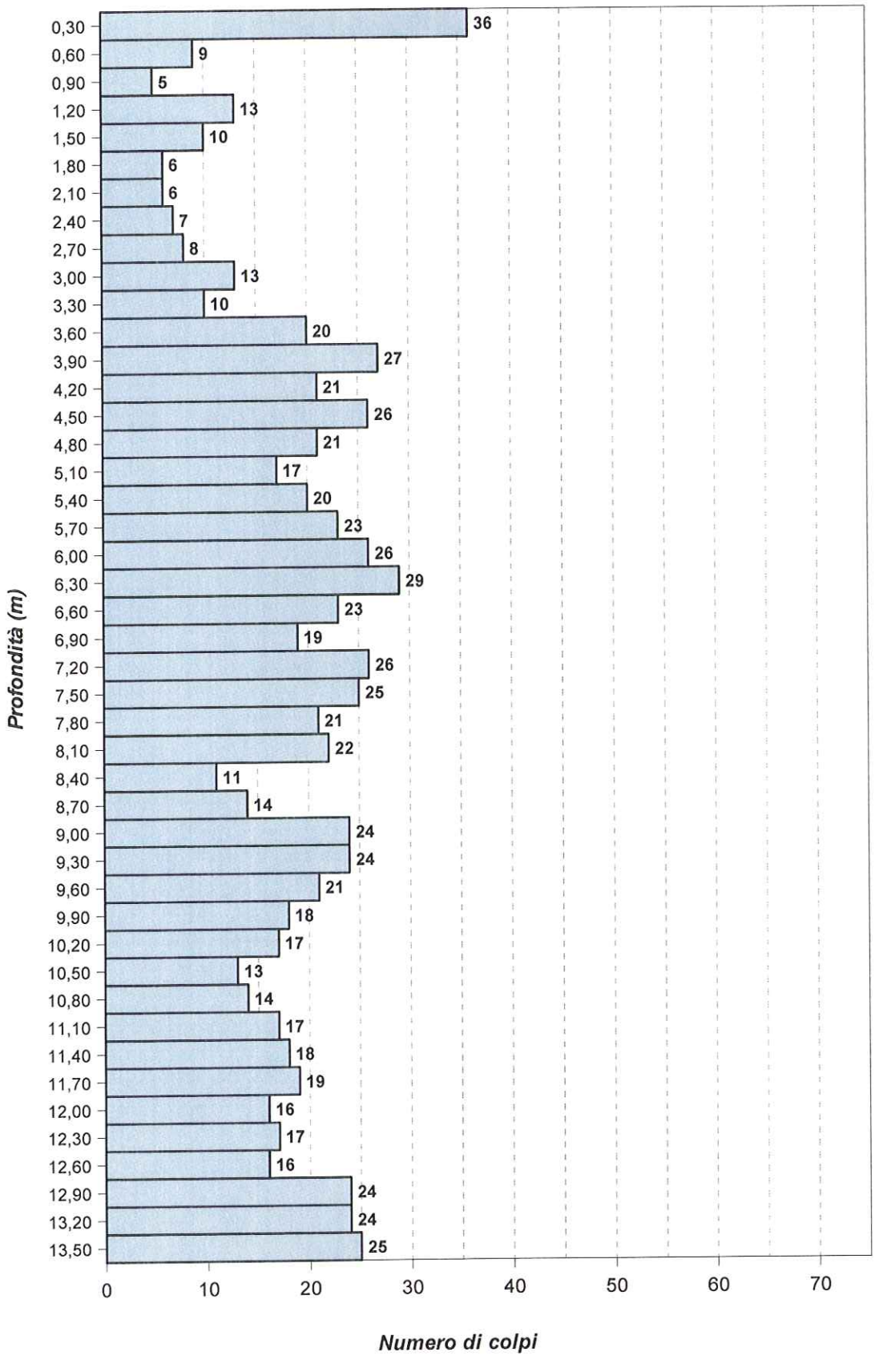
Saronno - Ex seminario, Piazza Santuario 28-10-08



Prova penetrometrica 2

Saronno - Ex seminario, Piazza Santuario

28-10-08



APPENDICE n°3

Documentazione fotografica

Prova penetrometrica P1.

Stratigrafia del sondaggio S1.

Panoramica dell'area di indagine.