

Relaz. N806

Warmy - Robbiate

**INDAGINE GEOGNOSTICA PER LA COSTRUZIONE
DI UN CAPANNONE INDUSTRIALE
NEL COMUNE DI ROBBIATE (LC)**

Monza, marzo 1998

Dott. Geol. Riccardo Cortiana



Riccardo Cortiana

PREMESSA

La presente relazione, redatta su incarico della società IMMOBILIARE BRIANTEA S.r.l. con sede in via Mameli 6 a Merate (LC), illustra i risultati di una campagna di indagini geognostiche realizzata nel comune di Rovagnate (LC) in via Milano 74/76, in data 19 marzo 1998 ed i calcoli geotecnici relativi all'intervento proposto.

Si ha in progetto la realizzazione di un capannone industriale di pianta rettangolare (circa m 90 x 24) in cui non è prevista la realizzazione di piano interrato.

La presente relazione ottempera ai criteri espressi nel D.M. 11 marzo 1988 e nella circolare n° 30483 del 24 settembre 1988.

INQUADRAMENTO GEOLOGICO E MORFOLOGICO

L'area in esame è situata presso il margine inferiore della "alta pianura terrazzata" lombarda che, a grandi linee, risulta compresa tra la pianura Padana vera e propria a sud e l'anfiteatro morenico a nord.

Questa zona è costituita da depositi quaternari dovuti alle alluvioni fluvio-glaciali che si sono verificate nei periodi interglaciali separanti le caratteristiche glaciazioni del Pleistocene (Mindel, Riss e Wurm).

Dal punto di vista litologico questi depositi sono costituiti prevalentemente da sedimenti ghiaiosi, sabbiosi e ghiaioso-sabbiosi a matrice limosa spesso subordinata; a questi si intercalano orizzonti argillosi e limoso-argillosi. Localmente si osserva la presenza di cavità (note ai costruttori come "occhi pollini") e di livelli conglomeratici, più o meno cementati, aventi talvolta spessori anche notevoli (costituiscono il ben noto "CEPPO").

Il territorio del comune di Rovagnate, come si osserva dalla cartografia ufficiale (Foglio 45 Milano) e nella carta geologica della Lombardia, è caratterizzato dalla presenza di depositi fluvio-glaciali a sud e ad ovest, il cosiddetto DILUVIUM MEDIO (fluvio-glaciale Riis) e DILUVIUM RECENTE (fluvio-glaciale Wurm); a nord si nota la presenza di depositi morenici riissiani mentre ad est oltre a depositi morenici si ha l'affioramento di roccia in posto riconosciuta in letteratura come "scaglia lombarda".

L'area in esame risulta essere nella parte meridionale del territorio comunale e i depositi presenti sono quindi di origine fluvio-glaciale; i sedimenti appartenenti al cosiddetto DILUVIUM MEDIO (fluvio-glaciale Riis) sono costituiti da limi sabbioso-ghiaiosi molto spesso incoerenti caratterizzati dalla presenza, nel sottosuolo, di particolari zone di debolezza localmente individuate come "occhi pollini" o anche "nespolini"; in sommità si nota un orizzonte di alterazione di colore bruno-rossastro (spessore variabile localmente da 100 a 250 cm). Il DILUVIUM RECENTE (fluvio-glaciale Wurm) è invece costituito da successioni di orizzonti sabbioso-ghiaiosi e sabbiosi a cui si intercalano lenti limose o argilloso-limose. In entrambi i depositi sono possibili intercalazioni di livelli conglomeratici (conosciuti localmente come "ceppo") che presentano spessori variabili da poche decine di cm ad alcune decine di metri ma che sono caratterizzate da una notevole variabilità sia laterale che orizzontale.

Nella zona considerata non si hanno problemi di intercettazione della falda freatica che, come si deduce dalla bibliografia (pozzi presenti nelle aree limitrofe) è situata ad una profondità di oltre 10 m rispetto al piano campagna; possono verificarsi fenomeni locali di ristagno di acqua piovana dovuto alla presenza di livelli fini che fungendo da substrato impermeabile ne favoriscono l'accumulo.

INDAGINE GEOTECNICA

L'indagine geotecnica di campagna, secondo un programma concordato con l'architetto Salomoni, è stata effettuata mediante l'esecuzione di n° 5 prove penetrometriche dinamiche continue S.C.P.T., spinte a rifiuto o a profondità significativa per l'intervento in progetto, eseguite con penetrometro superpesante tipo Meardi AGI avente le seguenti caratteristiche:

peso del maglio	73 kg
altezza di caduta	75 cm
angolo al vertice della punta conica	60°
diametro del cono	50.8 mm
peso delle aste	4.6 kg/ml
diametro esterno rivestimento	48 mm
peso del rivestimento	5.3 kg/ml

Il terreno è stato investigato a partire dal piano campagna attuale, dato dalla pavimentazione per gli edifici industriali attualmente presenti nell'area, ed è stata raggiunta la profondità di 12 m ritenuta appropriata all'indagine in oggetto. Da un'osservazione dell'area in esame si riconosce che il terreno naturale originale coincideva come quota topografica alla pavimentazione esistente in corrispondenza delle prove penetrometriche n° 3 e 4 (settore orientale) mentre per la parte posta ad ovest (prove 2 e 5) la pavimentazione attuale risulta circa 0.80-1.00 m rialzata rispetto alla quota del terreno originale.

Le prove sono state eseguite dopo che era stato effettuato un preforo di circa 30 cm per superare la pavimentazione preesistente; si nota la presenza di un livello superficiale (spessore variabile da 30 a 80 cm) costituito da materiale di riporto che risulta costipato dall'attività lavorativa. Al di sotto si ha un terreno di fondazione costituito da sabbia ghiaiosa localmente limosa avente caratteristiche disomogenee; si nota infatti la presenza di zone in cui il terreno si presenta poco addensato e con caratteristiche geotecniche scarse (non sono comunque stati riconosciuti i cosiddetti "occhi pollini" o "nespolini") che si alternano a zone con resistenza alla penetrazione maggiore e quindi caratteristiche geotecniche discrete.

Nello specifico si osserva che alle quote interessate dall'intervento in progetto (profondità comprese tra i 3 e i 6 m) si incontrano dei livelli di sedimenti con un discreto stato di addensamento (prove n° 1 e 2) e altri con addensamento modesto (prove 4 e 5).

PARAMETRI GEOTECNICI

Come accennato nei paragrafi precedenti il capannone in progetto non presenta piano interrato; le fondazioni sono previste su plinti isolati prefabbricati la cui quota di imposta, comprensiva di soletta di sottofondo di appoggio, è ipotizzata a circa 2.80-3.00 m dal pavimento attuale.

Qui di seguito vengono tabulati i principali parametri geotecnici che si riscontrano nel terreno, al profondità di circa 300 cm, in ciascuna delle prove effettuate:

Prova n°	N_{SPT}	\emptyset	γ	σ'_{v0}	K'_s
1	12	30.5	1.80	5.40	23.0 10 ³
2	14	31.0	1.80	5.40	29.0 10 ³
3	8	29.5	1.75	4.25	15.5 10 ³
4	5	27.0	1.70	5.10	8.4 10 ³
5	5	27.0	1.70	5.10	8.4 10 ³

dove:

N_{SPT} = n° di colpi necessario per ottenere avanzamento di 30 cm in una prova SPT

\emptyset = angolo di attrito in gradi (secondo Meyerhof)

γ = peso di volume del terreno in t/m³

σ'_{v0} = tensione verticale efficace in t/m²

K'_s = modulo di reazione del sottofondo (o di Winkler) in KN/m³

CALCOLO DELLA PRESSIONE LIMITE

Per potere effettuare il calcolo della pressione limite occorre presupporre l'esistenza di una determinata struttura di fondazione che, una volta caricata con la pressione limite, provochi la rottura generalizzata del terreno posto al di sotto della fondazione stessa.

Nel caso in esame si ipotizza l'utilizzo di fondazioni dirette che in accordo con le indicazioni dei progettisti saranno plinti isolati posti in opera ad una profondità di 2.80-3.00 m dal piano campagna.

Per il calcolo della capacità portante si considera valida la formula di Meyerhof che, nel caso di carico verticale su un terreno prevalentemente incoerente con angolo di attrito $\phi > 10^\circ$, presenta la seguente espressione:

$$q_{ult} = cN_c s_c d_c + qN_q s_q d_q + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma$$

dove:

$s_c s_q s_\gamma$ sono fattori di forma
 $d_c d_q d_\gamma$ sono fattori della profondità'
 $N_c N_q N_\gamma$ sono coefficienti di portata.

Nel caso in esame il valore della coesione c è uguale a zero, in quanto siamo in un terreno granulare, per cui l'espressione della capacità portante si riduce :

$$q_{ult} = qN_q s_q d_q + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma$$

Sulla base dei dati riportati nel precedente paragrafo si procede quindi alla valutazione della capacità portante media del terreno in esame alla profondità di circa 3.00 m.

Si considerano fondazioni superficiali costituite da plinti isolati aventi dimensioni in pianta di 2.5 x 2.5 m (si ipotizza il caso di pilastro caricato con circa 65 t e pressione media di contatto q' pari a 1.00 kg/cm²) e si valuta la capacità portante del terreno in esame considerando la condizione migliore e la peggiore tra quelle verificate

- Prova S.C.P.T. n° 5 (angolo di attrito = 27°)

B =	larghezza fondazione in m	2.50
L =	lunghezza fondazione in m	2.50
H =	profondità posa fondazioni da p.c.	3.00

$$Q_{ult} = 58 \text{ t/m}^2 \qquad Q_{lim} = 19.3 \text{ t/m}^2$$

- Prova S.C.P.T. n° 3 (angolo di attrito = 31°)

B =	larghezza fondazione in m	2.50
L =	lunghezza fondazione in m	2.50
H =	profondità posa fondazioni da p.c.	3.00

$$Q_{ult} = 77 \text{ t/m}^2 \qquad Q_{lim} = 25.7 \text{ t/m}^2$$

I dati riportati mostrano che la pressione limite si mantiene sempre su valori elevati; questo è dovuto alla profondità di scavo considerata (3.00 m) e al fatto che la formula di Meyerhof, affinamento di quella di Terzaghi (1943), ipotizza una rottura a taglio globale; nel caso di rottura localizzata, come avviene in terreni granulari non dotati di coesione, Terzaghi ha proposto di ridurre il valore dell'angolo di attrito secondo la seguente espressione

$$\phi' = \tan^{-1}(0.67 \tan \phi)$$

Sostituendo il valore dell'angolo di attrito così ricavato nel caso precedentemente riportato si ottiene

- Prova S.C.P.T. n° 5 (angolo di attrito = 27°)

B =	larghezza fondazione in m	2.50
L =	lunghezza fondazione in m	2.50
H =	profondità posa fondazioni da p.c.	3.00

$$Q_{ult} = 40 \text{ t/m}^2 \qquad Q_{lim} = 13.3 \text{ t/m}^2$$

- Prova S.C.P.T. n° 3 (angolo di attrito = 31°)

B =	larghezza fondazione in m	2.50
L =	lunghezza fondazione in m	2.50
H =	profondità posa fondazioni da p.c.	3.00

$$Q_{ult} = 53 \text{ t/m}^2$$

$$Q_{lim} = 17.7 \text{ t/m}^2$$

Si nota quindi che introducendo fattori correttivi che tengano conto della possibile rottura localizzata del terreno sotto la fondazione i valori della pressione limite si riducono sensibilmente; occorre tuttavia rimarcare che in casi come quello presentato sono i cedimenti, complessivi e differenziali, che determinano la tipologia di fondazioni da utilizzare.

CALCOLO DEI CEDIMENTI.

Per il calcolo dei cedimenti, essendo in un terreno non coesivo, possiamo utilizzare il metodo messo a punto da Burland e Burbidge (1984) che é basato sull'utilizzo dei dati ricavati da prove penetrometriche dinamiche.

L'espressione di calcolo dei cedimenti (espressi in mm) é la seguente:

$$S = f_s f_h f_t [\sigma_{v0} B^{0.7} I_c / 3 + (q' - \sigma_{v0}) B^{0.7} I_c]$$

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

$$f_s = \left(\frac{1,25 \cdot L / B}{L / B + 0,25} \right)^2$$

B = larghezza delle fondazioni

L = lunghezza delle fondazioni

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

R_3 = costante pari a 0,3 nel caso di carichi statici

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

t = tempo espresso in anni (considero un tempo = 50 anni)

σ_{v0} = tensione verticale efficace agente alla quota di imposta delle fondazioni

q' = pressione efficace lorda

I_c = indice di compressibilità = $\frac{1,706}{N_{AV}^{1.4}}$ dove $N_{AV}^{1.4}$ = media dei valori N_{SPT} entro una

profondità significativa.

Per potere effettuare il calcolo dei cedimenti occorre ipotizzare una pressione media di contatto esercitata dalle fondazioni sul terreno sottostante; in accordo con quanto ottenuto dal calcolo della pressione ammissibile si assume una q' pari a 1.00 kg/cm² e si valuta l'entità dei cedimenti provocati da tale pressione media di contatto.

- Fondazione isolata con scavo a -3.00 m in prossimità della prova n° 5

$$\begin{array}{lll} f_t = 1,54 & f_s = 1 & f_h = 1 \\ I_c = 0,179 & \sigma_{v0} = 0,51 \text{ kg/cm}^2 = 50 \text{ KPa} & q' = 1,00 \text{ kg/cm}^2 = 98.1 \text{ KPa} \end{array}$$

Cedimento immediato $S_{(0)} = 20-24 \text{ mm}$

Cedimento totale $S_{(50)} = 30-36 \text{ mm}$

- Fondazione isolata con scavo a -2.50 m in prossimità della prova n° 3

$$\begin{array}{lll} f_t = 1,54 & f_s = 1 & f_h = 1 \\ I_c = 0,042 & \sigma_{v0} = 0,54 \text{ kg/cm}^2 = 52,9 \text{ KPa} & q' = 1,00 \text{ kg/cm}^2 = 98.1 \text{ KPa} \end{array}$$

Cedimento immediato $S_{(0)} = 5-6 \text{ mm}$

Cedimento totale $S_{(50)} = 8-10 \text{ mm}$

I valori riportati considerando una pressione media di contatto q' pari a 1.00 kg/cm^2 (in accordo con i valori ricavati dai calcoli della pressione limite): si ottengono cedimenti abbastanza elevati, in particolare si avranno cedimenti massimi di circa 3-4 cm e cedimenti differenziali superiori a 2 cm.

Per ottenere cedimenti minori, sopportabili dalle strutture in progetto, si ipotizza di ricorrere a pressioni medie di contatto inferiori pari a $0.65-0.70 \text{ kg/cm}^2$; per ottenere tali pressioni occorre considerare plinti di fondazioni con dimensioni pari a $3.3 \times 3.3 \text{ m}$. Sulla base dei dati riportati si procede alla valutazione dei cedimenti che si otterrebbero

- Fondazione isolata con scavo a -3.00 m in prossimità della prova n° 5

$$\begin{array}{lll} f_t = 1,54 & f_s = 1 & f_h = 1 \\ I_c = 0,179 & \sigma_{v0} = 0,51 \text{ kg/cm}^2 = 50 \text{ KPa} & q' = 0,70 \text{ kg/cm}^2 = 68.7 \text{ KPa} \end{array}$$

Cedimento immediato $S_{(0)} = 10-14 \text{ mm}$

Cedimento totale $S_{(50)} = 15-20 \text{ mm}$

- Fondazione isolata con scavo a -2.50 m in prossimità della prova n° 3

$$f_1 = 1,54$$

$$f_s = 1$$

$$f_h = 1$$

$$I_c = 0,042$$

$$\sigma_{v0} = 0,54 \text{ kg/cm}^2 = 52,9 \text{ KPa}$$

$$q' = 0,70 \text{ kg/cm}^2 = 68,7 \text{ KPa}$$

Cedimento immediato $S_{(0)} = 4-5 \text{ mm}$

Cedimento totale $S_{(50)} = 6-8 \text{ mm}$

Si osserva quindi che adottando una pressione media di contatto q' inferiore a $0,70 \text{ kg/cm}^2$ si ottengono cedimenti ridotti (totali non superiori a 2 cm e differenziali pari a $1-1,5 \text{ cm}$) che sono da considerare accettabili per le strutture in progetto.

CONCLUSIONI

Dalle indagini svolte si possono trarre le seguenti conclusioni riassuntive.

Siamo in presenza di un terreno di fondazione che presenta caratteristiche eterogenee; in particolare dal punto di vista geotecnico si riconoscono orizzonti discreti, con S.P.T. > 10 , e orizzonti con caratteristiche mediocri (S.P.T. < 7); in nessuna delle prove effettuate si riscontra la presenza dei cosiddetti "occhi pollini", gli orizzonti con caratteristiche geotecniche particolarmente scarse che caratterizzano i depositi fluvioglaciali riissiani.

Il progetto iniziale prevedeva l'adozione di fondazioni dirette superficiali costituite da plinti posti ad una profondità di circa 2.70-3.00 m rispetto al piano campagna attuale; le modeste caratteristiche geotecniche del terreno consigliano l'adozione di una pressione media di contatto ridotta (inferiore a 0.70 kg/cm^2) che comporta l'utilizzo di fondazioni di dimensioni notevoli (circa $3.30 \times 3.30 \text{ m}$). L'impiego della pressione media di contatto indicata provocherà cedimenti totali non superiori a 2 cm con cedimenti differenziali pari a 1 cm.

In alternativa si potrebbe ricorrere all'utilizzo di fondazioni profonde costituite da pali; questo tipo di fondazioni risulta preferibile nel caso in cui i capannoni in progetto debbano essere attrezzati con carri ponte di portata elevata ($> 10 \text{ t}$). Due sono le tipologie adottabili: pali battuti e pali trivellati.

I pali battuti sono convenienti dal punto di vista economico ma pongono alcuni problemi: in primo luogo le vibrazioni provocate dall'infissione a percussione della cassaforma potrebbero lesionare gli edifici adiacenti (specie se rigidi e con fondazioni non adeguate); inoltre gli orizzonti con caratteristiche geotecniche discrete presenti anche a modeste profondità potrebbero arrestare o rendere difficoltosa l'infissione del palo; si potrebbero ottenere pali molto corti che lavorerebbero in modo poco ortodosso. Per ovviare a questo problema si consiglia di utilizzare pali di sezione ridotta ($\varnothing 300 \text{ mm}$ o 220) ognuno dei quali garantirebbe una portata variabile da 15 a 25 t; i carichi gravanti su ciascun plinto risulterebbero quindi distribuiti su un numero di pali variabili da 4 a 6.

I pali trivellati a fronte di un maggiore onere finanziario garantiscono il raggiungimento di profondità maggiori con adeguato immorsamento in livelli ben addensati (profondità minima richiesta circa 12 m con incastro nei livelli inferiori che presentano un discreto grado di addensamento per almeno 1.5-2.0 m) inoltre la loro posa in opera provocherebbe vibrazioni molto minori nel terreno. Anche nel caso di pali trivellati si consiglia l'adozione di pali di piccolo diametro ($\varnothing 250\text{-}300 \text{ mm}$) con portate variabili da 20 a 30 t.

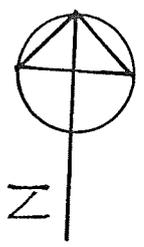
A scavo ultimato gradirei essere informato onde effettuare, con la direzione lavori, un sopralluogo utile per:

- controllare visivamente la presenza di eventuali "occhi pollini" in punti non indagati; si interverrà, se necessario, riempiendo i vuoti con magrone o riducendo ulteriormente la p. di contatto (questo ovviamente se si utilizzano fondazioni superficiali). Si segnala inoltre che se dovessero sorgere dei dubbi sulla consistenza del terreno in uno degli scavi parziali eseguiti per la posa in opera dei plinti sarà possibile eseguire ulteriori indagini sia utilizzando un penetrometro superpesante semovente, come quello della presente indagine, sia ricorrendo a penetrometri leggeri portatili da utilizzare direttamente all'interno dello scavo parziale anche in presenza di spazi ridotti

- controllare eventuale presenza di lenti di ceppo a livello dello scavo: vanno tolti se poco spessi (potrebbe favorire cedimenti differenziali) o smantellati in parte se di notevoli dimensioni

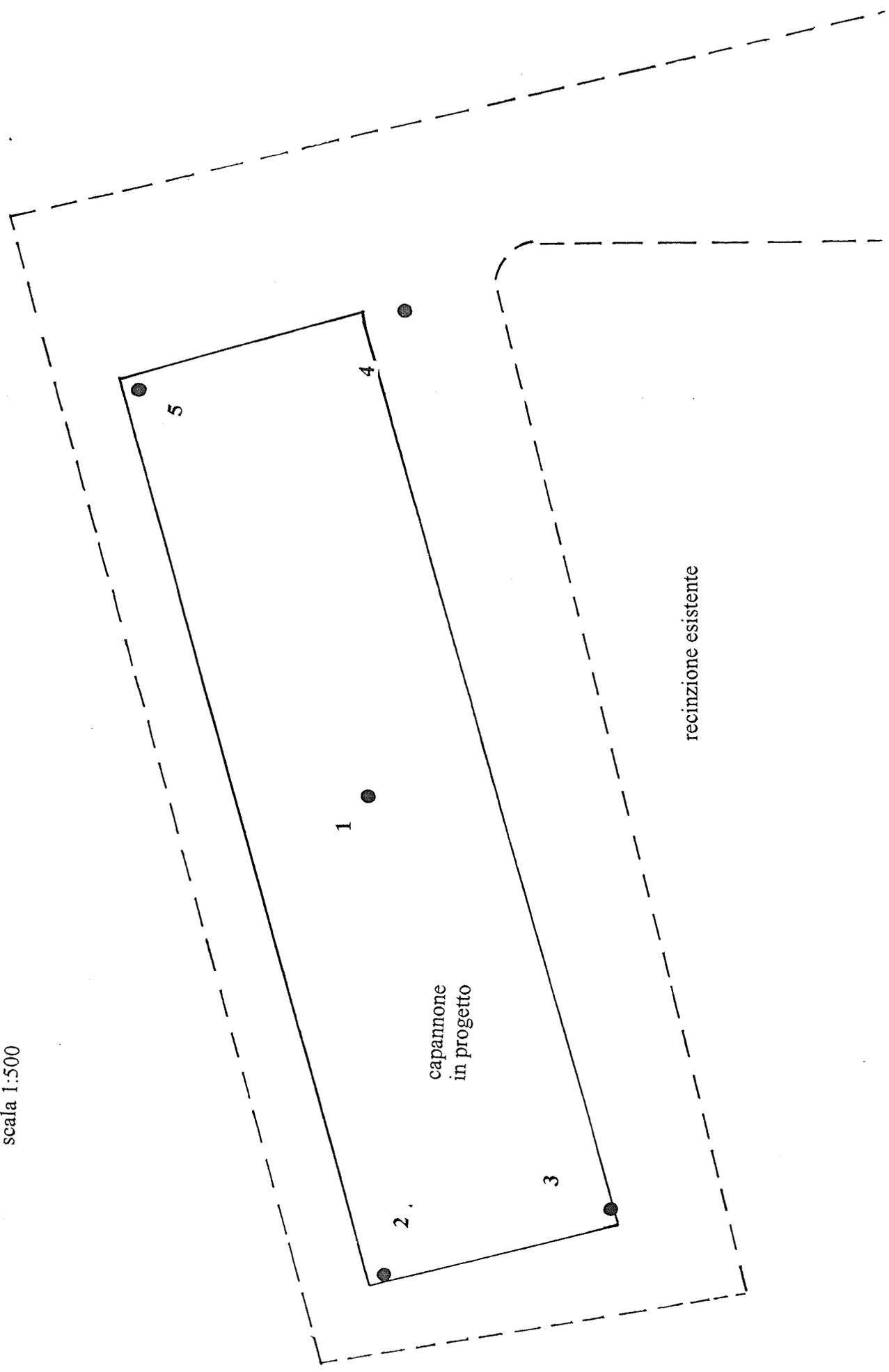
- evitare che le acque meteoriche vadano a defluire sotto le fondazioni: questo tende a disgregare la struttura del terreno diminuendone la già scarsa capacità portante.

ALLEGATI



UBICAZIONE INDAGINI GEOGNOSTICHE

● prove s.c.p.t.
scala 1:500

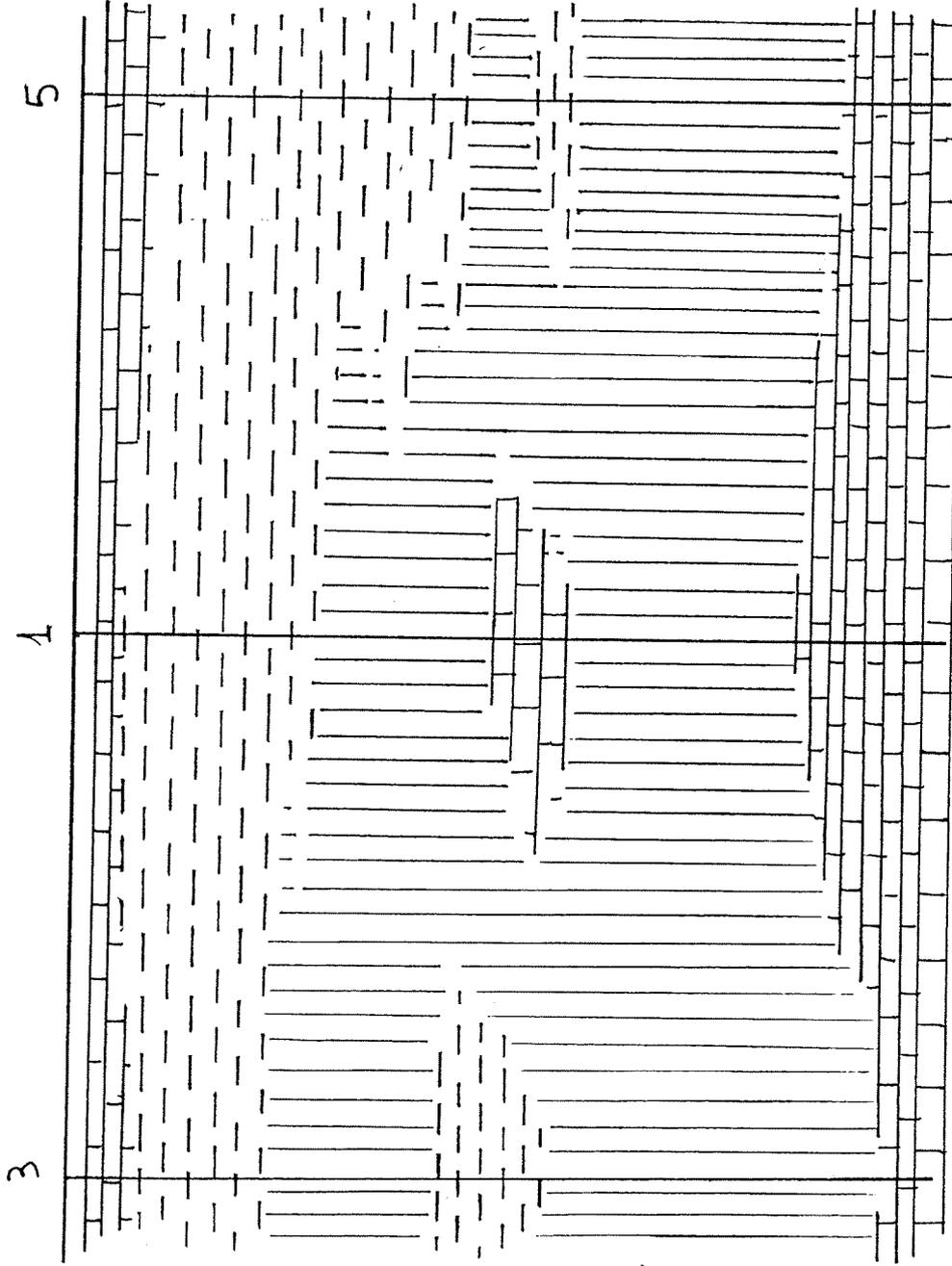


recinzione esistente

capannone
in progetto

SEZIONE GEOTECNICA

- Nspt < 5 
- 5 < Nspt < 10 
- Nspt > 10 



COMMITTENTE		IMMOBILIARE BRIANTEA s.r.l				
CANTIERE		ROBBIATE (LC) Via Milano 74/76				
ELABORAZIONE DATI		Dott. Geol. RICCARDO CORTIANA				
DATA		19 marzo 1998				
QUOTA DI RIFERIMENTO:		piano campagna				
Prof. da p.c.	S.C.P.T. 1	S.C.P.T. 2	S.C.P.T. 3	S.C.P.T. 4	S.C.P.T. 5	Prof. da p.c.
0,3	preforo	preforo	preforo	preforo	preforo	0,3
0,6	21	11	20	17	35	0,6
0,9	5	3	13	5	31	0,9
1,2	2	2	2	2	14	1,2
1,5	1	7	4	3	8	1,5
1,8	3	5	4	6	4	1,8
2,1	8	1	4	7	4	2,1
2,4	4	5	5	6	4	2,4
2,7	5	5	5	4	5	2,7
3	4	5	6	7	5	3
3,3	4	8	6	7	3	3,3
3,6	9	12	5	7	3	3,6
3,9	9	12	6	5	3	3,9
4,2	11	12	5	3	5	4,2
4,5	9	12	6	3	3	4,5
4,8	8	8	6	3	5	4,8
5,1	8	8	5	3	3	5,1
5,4	9	4	5	3	3	5,4
5,7	7	4	6	3	6	5,7
6	13	3	6	3	7	6
6,3	13	3	5	15	7	6,3
6,6	9	4	5	13	5	6,6
6,9	13	4	6	13	5	6,9
7,2	7	3	6	8	7	7,2
7,5	9	5	6	13	7	7,5
7,8	7	4	6	8	7	7,8
8,1	7	4	5	8	7	8,1
8,4	7	4	6	8	8	8,4
8,7	7	5	6	8	8	8,7
9	8	6	6	8	8	9
9,3	9	6	7	9	8	9,3
9,6	7	7	7	8	8	9,6
9,9	9	7	7	8	9	9,9
10,2	15	6	7	12	9	10,2
10,5	12	6	7	12	8	10,5
10,8	15	8	8	8	12	10,8
11,1	15	8	8	8	9	11,1
11,4	12	12	8	12	9	11,4
11,7	12	14	12	15	12	11,7
12	15	12	15	12	12	12

PROVA PENE TRONOMETRICA S.C.P.T. N° 1

COMMITTENTE:

IMM.RE BRIANTEA s.r.l.

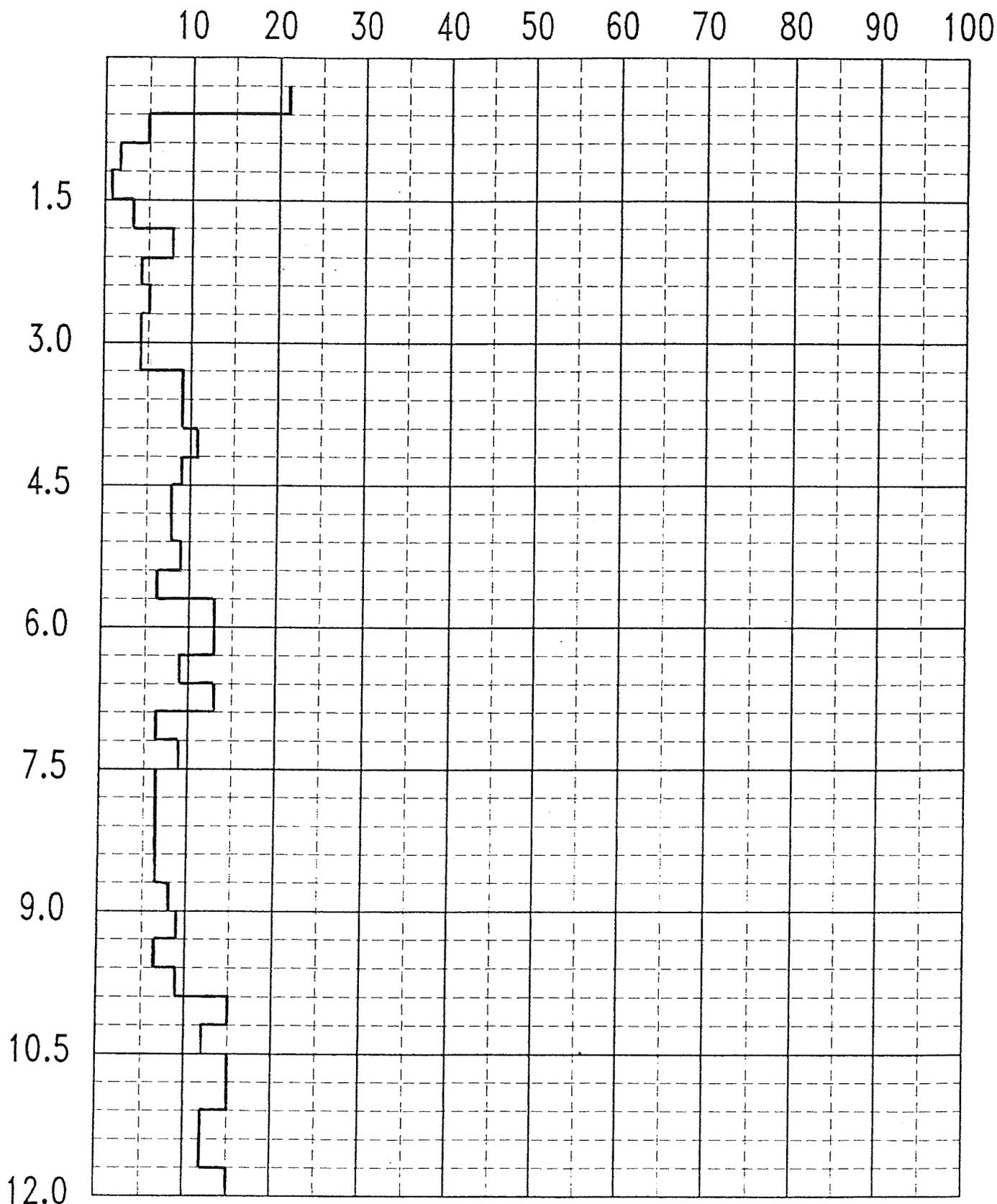
CANTIERE:

ROBBIATE (LC), Via Milano

DATA:

19 marzo 1998

N scpt



m da p.c.

Avanzamento punta

Avanzamento rivestimento

PROVA PENETROMETRICA S.C.P.T. N° 2

COMMITTENTE:

IMM.RE BRIANTEA s.r.l.

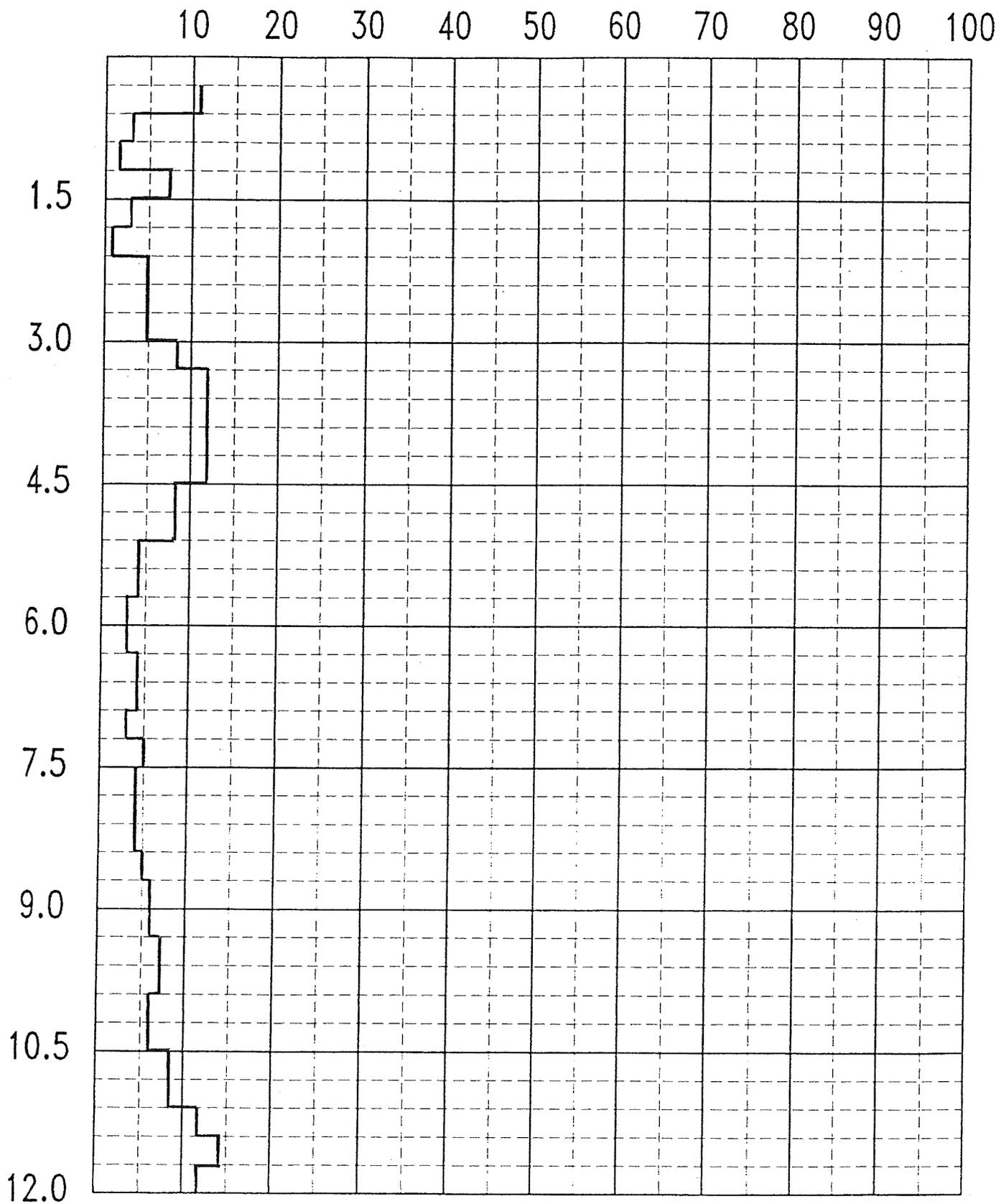
CANTIERE:

ROBBIATE (LC), Via Milano

DATA:

19 marzo 1998

N scpt



m da p.c.

Avanzamento punta

Avanzamento rivestimento

PROVA PENETROMETRICA S.C.P.T. N° 3

COMMITTENTE:

IMM.RE BRIANTEA s.r.l.

CANTIERE:

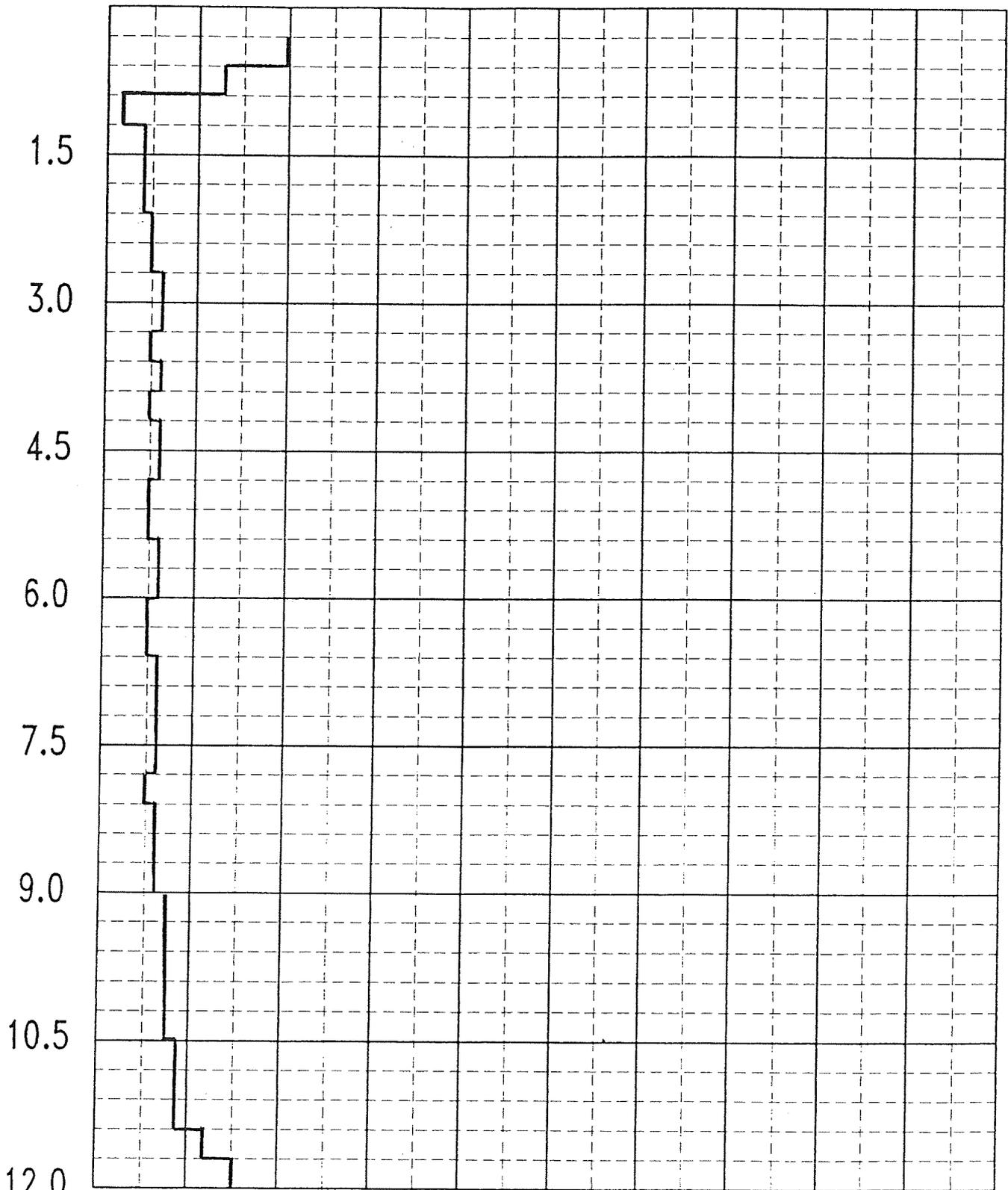
ROBBIATE (LC), Via Milano

DATA:

19 marzo 1998

N scpt

10 20 30 40 50 60 70 80 90 100



m da p.c.

Avanzamento punta

Avanzamento rivestimento

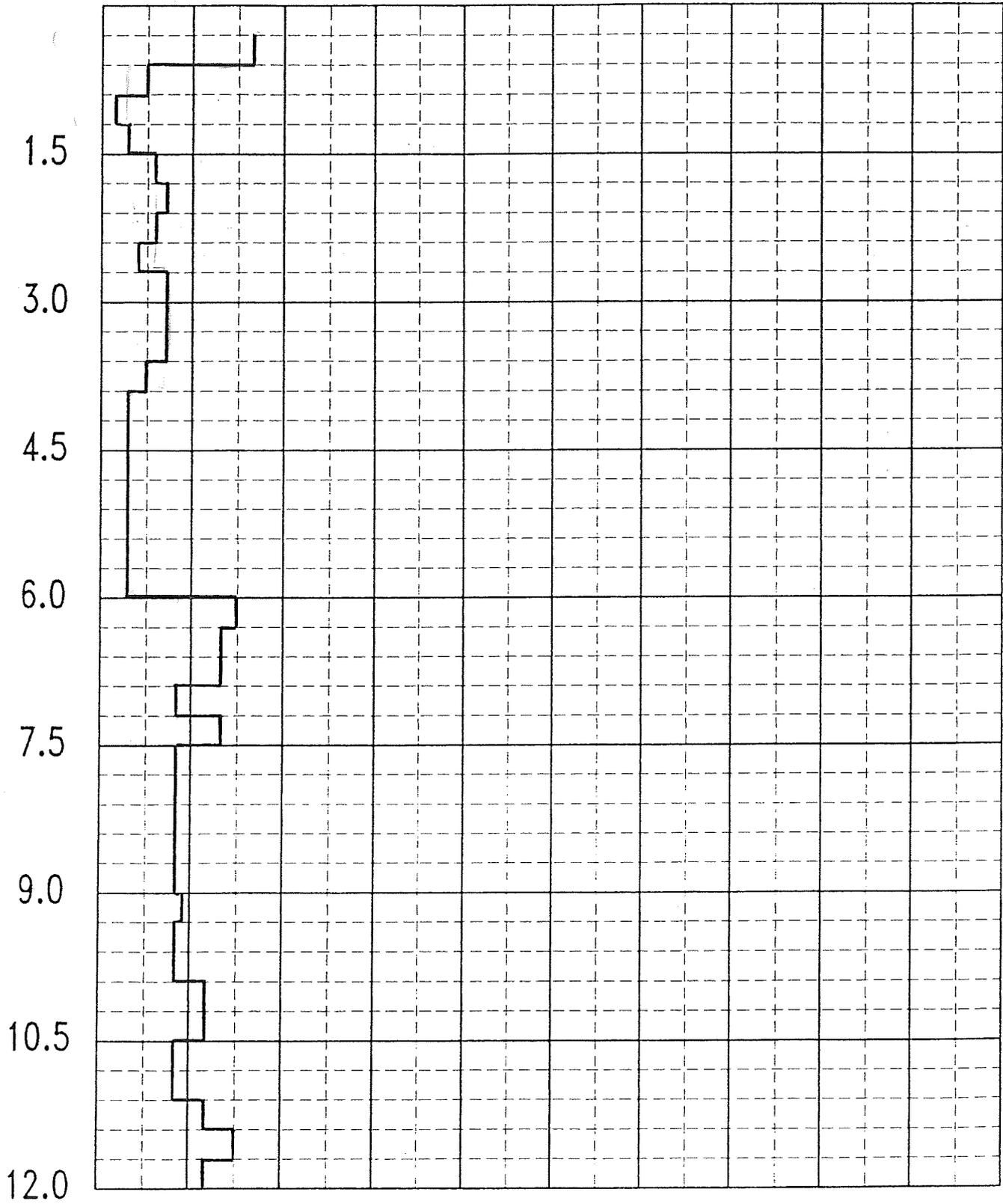
PROVA PENETROMETRICA S.C.P.T. N° 4

COMMITTENTE:
CANTIERE:
DATA:

IMM.RE BRIANTEA s.r.l.
ROBBIATE (LC), Via Milano
19 marzo 1998

N scpt

10 20 30 40 50 60 70 80 90 100



m da p.c.

Avanzamento punta

Avanzamento rivestimento

PROVA PENETROMETRICA S.C.P.T. N° 5

COMMITTENTE:

IMM.RE BRIANTEA s.r.l.

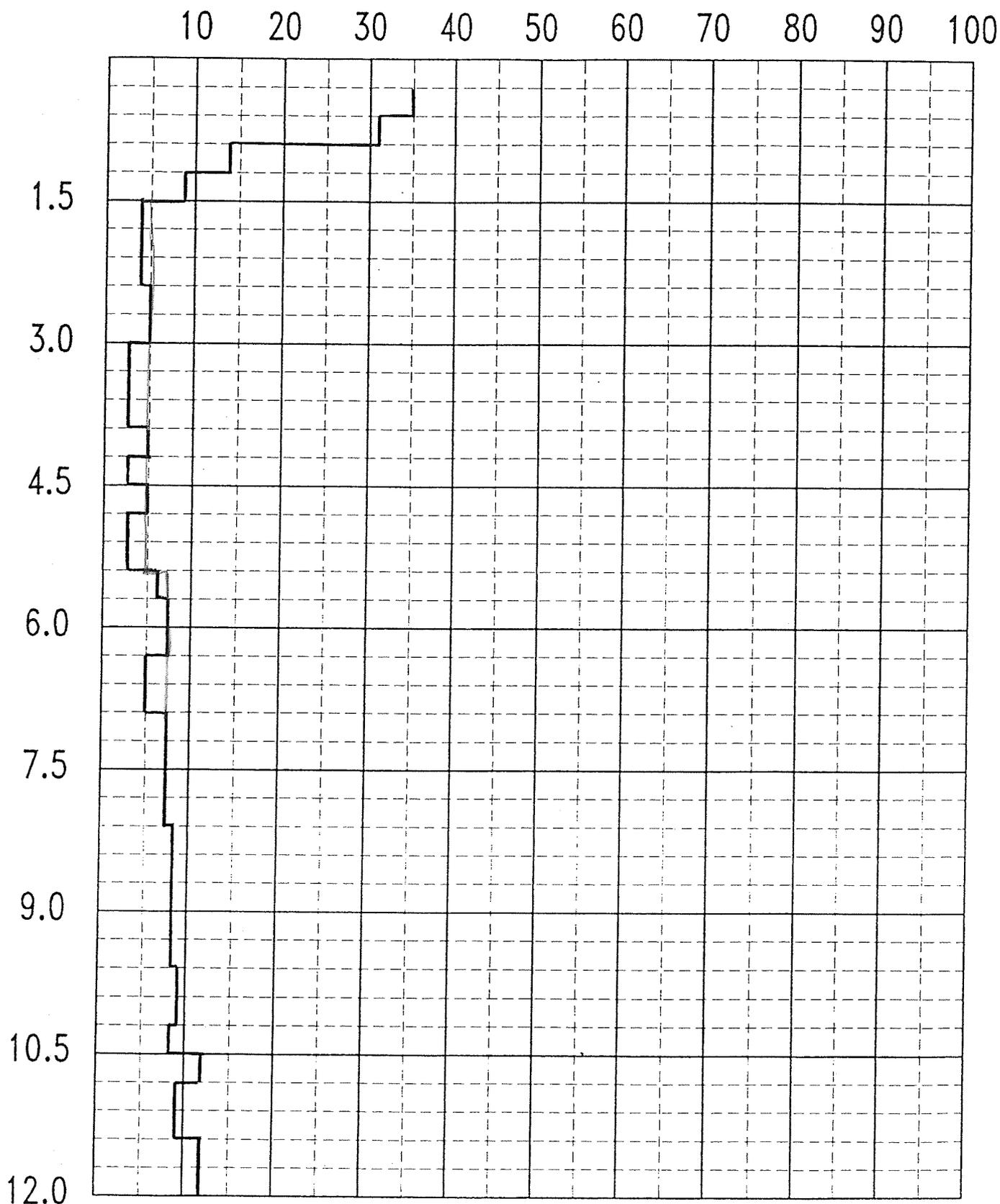
CANTIERE:

ROBBIATE (LC), Via Milano

DATA:

19 marzo 1998

N scpt



m da p.c.

Avanzamento punta

Avanzamento rivestimento
