

1GT6
329

Riccardo Cortiana, geologo

20052 Monza Via F. Martelli, 9

Tel. e fax 039-748012

Relaz. N813
Panzeri - Robbiate

COMUNE DI ROBBIATE		
10 SET 1998		
Prot. N°	9629	
Cat.	Cl.	Fasc.

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

Monza, giugno 1998

Dott. Geol. 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 un traversa di via Milano, in data 27 maggio 1998 ed i calcoli geotecnici relativi all'intervento proposto.

Si ha in progetto la realizzazione di un capannone industriale di pianta rettangolare (m 150.50 x 22.60) in cui non è prevista la realizzazione di piano interrato; la struttura prevede pilastri di sostegno lungo le pareti del lato maggiore con interasse di m 9.35 e campate con luce di m 21.20.

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 fluvioglaciali che si sono verificate nei periodi interglaciali separanti le caratteristiche glaciazioni del Pleistocene (Mindel, Riss e Würm).

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 fluvioglaciali a sud e ad ovest, il cosiddetto DILUVIUM MEDIO (fluvioglaciale Riis) e DILUVIUM RECENTE (fluvioglaciale Würm); 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 centro-meridionale del territorio comunale e i depositi presenti sono quindi di origine fluvioglaciale anche se vicini a depositi glaciali; i sedimenti appartenenti al cosiddetto DILUVIUM MEDIO (fluvioglaciale 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 (fluvioglaciale Wurm) è invece costituito da successioni di orizzonti sabbioso-ghiaiosi e sabbiosi a cui si intercalano lenti limose o argilloso-limose; spesso oltre alla ghiaia sono presenti grossi trovanti, di dimensioni anche metriche, connesse alla presenza di depositi di origine glaciale subito a nord.

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

Il capannone in progetto presenta in pianta dimensioni notevoli, in particolare il lato maggiore ha una lunghezza di 150 m; l'indagine geotecnica di campagna, secondo un programma concordato con l'architetto Salomoni e che prevedeva la copertura del terreno oggetto dell'intervento con una maglia regolare di punti indagati, è stata effettuata mediante l'esecuzione di n° 10 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, che coinciderà a grandi linee con la quota del pavimento finito, e solo in una delle prove eseguite è stata raggiunta la profondità di 12 m; negli altri punti investigati le prove sono state interrotte a profondità inferiori (da 2 a 6.6 m dal piano campagna originario) per la presenza di orizzonti particolarmente resistenti alla penetrazione dinamica che ne impedivano l'approfondimento.

Si nota la presenza di un orizzonte superficiale costituito da terreno di cultura avente uno spessore di 60-100 cm a cui segue 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 (prova n°4, 7, 9 e 6 nella quale si riconosce la presenza di uno dei cosiddetti "occhi pollini" o "nespolini" a circa 4.5 m di profondità) che si alternano a zone con resistenza alla penetrazione maggiore e quindi caratteristiche geotecniche discrete (prove 1, 2, 5, 8 e 10).

Si osserva inoltre che in alcuni casi le profondità investigate dalle prove eseguite sono modeste per la presenza di orizzonti molto addensati (probabilmente grossi trovanti, alcuni dei quali visibili anche in superficie) a profondità di 2-3 metri dal piano campagna.

PARAMETRI GEOTECNICI

Come accennato nei paragrafi precedenti il capannone in progetto non presenta piano interrato; per le fondazioni il progettista ipotizza l'utilizzo di due tipologie:

plinti isolati nel caso il terreno abbia caratteristiche geotecniche discrete

fondazioni continue costituite da travi rovesce che collegano i pilastri di ogni campata nel caso il terreno abbia caratteristiche geotecniche modeste

Dalle indagini eseguite si nota che il terreno mostra caratteristiche variabili da discrete a modeste; questo consiglia l'adozione di fondazioni continue costituite da travi rovesce posate alla profondità di circa 2.50 m dal piano campagna attuale.

Qui di seguito vengono tabulati i principali parametri geotecnici che si riscontrano nel terreno, al profondità di circa 250 cm, in ciascuna delle prove effettuate:

Prova n°	N_{SPT}	\emptyset	γ	σ'_{v0}	K'_s
1	20	33.0	1.80	4.50	45.0 10 ³
2	20	33.0	1.80	4.50	45.0 10 ³
3	12	30.5	1.80	4.50	23.0 10 ³
4	6	28.0	1.75	4.37	10.2 10 ³
5					
6	4	26.5	1.75	4.37	6.9 10 ³
7	8	29.5	1.75	4.37	15.5 10 ³
8					
9	5	27.0	1.75	4.37	8.4 10 ³
10	12	30.5	1.80	4.50	23.0 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

Per le prove n° 5 e 8 non è possibile valutare correttamente i parametri geotecnici perché le prove raggiungono profondità troppo modeste; si osserva comunque la presenza di orizzonti molto addensati e quindi con caratteristiche buone.

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 travi rovesce posate in opera ad una profondità di circa 2.50 m dal piano campagna. Nei progetti si stima che su ogni pilastro graverà un carico massimo di 60-80 tonnellate; si ipotizza una fondazione costituita da una trave rovescia di larghezza pari a 1.40 m.

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:

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

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 :

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

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 2.50 m.

Si considerano fondazioni superficiali costituite da travi rovesce aventi dimensioni in pianta di 1.4 x 40 m max. (si ipotizza la presenza di giunti di dilatazione entro la trave di fondazione per non ottenere delle strutture di lunghezza eccessiva) 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° 6 (angolo di attrito = 26.5°)

B =	larghezza fondazione in m	1.40
L =	lunghezza fondazione in m	40
H =	profondità posa fondazioni da p.c.	2.50

$$Q_{ult} = 55 \text{ t/m}^2 \qquad Q_{lim} = 18.3 \text{ t/m}^2$$

- Prova S.C.P.T. n° 2 (angolo di attrito = 33°)

B =	larghezza fondazione in m	1.40
L =	lunghezza fondazione in m	40
H =	profondità posa fondazioni da p.c.	2.50

$$Q_{ult} = 72 \text{ t/m}^2 \qquad Q_{lim} = 24 \text{ t/m}^2$$

I dati riportati mostrano che la pressione limite si mantiene sempre su valori elevati; questo è dovuto alla profondità di scavo considerata (2.50 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° 6 (angolo di attrito = 26.5°)

B =	larghezza fondazione in m	1.40
L =	lunghezza fondazione in m	40
H =	profondità posa fondazioni da p.c.	2.50

$$Q_{ult} = 36 \text{ t/m}^2 \qquad Q_{lim} = 123 \text{ t/m}^2$$

- Prova S.C.P.T. n° 2 (angolo di attrito = 33°)

B =	larghezza fondazione in m	1.40
L =	lunghezza fondazione in m	40
H =	profondità posa fondazioni da p.c.	2.50

$$Q_{ult} = 47 \text{ t/m}^2$$

$$Q_{lim} = 15.7 \text{ t/m}^2$$

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

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

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; considerando il dimensionamento delle fondazioni eseguito nel paragrafo precedente si ottiene quanto segue:

larghezza fondazione 1.40m carico su ogni pilastro 60-80 t interasse pilastri 9.35 m

considerando anche il peso della fondazione ipotizzata (altezza trave rovescia 0.40-0.50 m) si ottiene una pressione media di contatto q' variabile da 0.60 a 0.80 kg/cm².

- Fondazione isolata con scavo a -2.50 m in prossimità della prova n° 6

$$\begin{array}{lll} f_t = 1,54 & f_s = 1.45 & f_h = 1 \\ I_c = 0,245 & \sigma_{v0} = 0,44 \text{ kg/cm}^2 = 42.9 \text{ KPa} & q' = 0.80 \text{ kg/cm}^2 = 78.5 \text{ KPa} \end{array}$$

Cedimento immediato $S_{(0)} = 18-22 \text{ mm}$

Cedimento totale $S_{(50)} = 27-34 \text{ mm}$

- Fondazione isolata con scavo a -2.50 m in prossimità della prova n° 2

$$\begin{array}{lll} f_t = 1,54 & f_s = 1.45 & f_h = 1 \\ I_c = 0,026 & \sigma_{v0} = 0,45 \text{ kg/cm}^2 = 44,1 \text{ KPa} & q' = 0.80 \text{ kg/cm}^2 = 78.5 \text{ KPa} \end{array}$$

Cedimento immediato $S_{(0)} = 4-6 \text{ mm}$

Cedimento totale $S_{(50)} = 7-10 \text{ mm}$

I valori riportati considerando una pressione media di contatto q' pari a 0.80 kg/cm^2 (in accordo con i valori ricavati dai calcoli della pressione limite): si ottengono cedimenti abbastanza elevati (cedimenti massimi di circa 3-4 cm e cedimenti differenziali di 2-3 cm). Occorre osservare che i cedimenti indicati si verificheranno, almeno in parte, durante la posa in opera delle fondazioni e che quindi solo una frazione del cedimento ipotizzato si verificherà a costruzione avvenuta. La presenza di una fondazione continua se dotata di un'adeguata rigidità strutturale (si potrebbero ipotizzare delle nervature trasversali che aumentino la rigidità delle fondazioni conferendo all'edificio il comportamento di una struttura scatolare) permetterà di mediare il comportamento del terreno di fondazioni tra le zone con caratteristiche migliori e quelle con caratteristiche modeste.

Occorre inoltre osservare che con le dimensioni indicate per le fondazioni continue (larghezza trave rovescia pari a 1.40 m) si otterranno delle pressioni medie di contatto q' inferiori a 0.80 kg/cm^2 (probabilmente pari a 0.65-0.70) che determineranno cedimenti ancora inferiori a quelli indicati.

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 buoni ($N_{spt} > 15$) alcuni discreti ($8 < N_{spt} < 15$) e altri mediocri ($N_{spt} < 7$); solo in una delle prove effettuate sembra essere presente un "occhio pollino" che posto a circa 4 m di profondità mostra dimensioni modeste (60 cm); si nota la presenza di grossi trovanti che arresta l'esecuzione delle prove.

Come indicato dai progettisti risulta possibile adottare fondazioni superficiali purché siano costituite da travi rovesce con larghezza pari a 1.40 m (in modo da ottenere una pressione media di contatto $q' < 0.80 \text{ kg/cm}^2$); con questa tipologia di fondazioni, specie se sarà garantita un'adeguata rigidità, si otterranno cedimenti massimi di 2-3 cm e differenziali che potrebbero risultare nulli.

In sede di esecuzione dell'opera si consiglia di eseguire un'accurata rullatura del terreno di fondazione a scavo avvenuto per 2 motivi:

in primo luogo l'azione del rullo vibrante evidenzerebbe l'eventuale presenza di "occhi pollini" in prossimità della superficie

inoltre si addenserebbe il terreno naturale migliorandone le caratteristiche.

Se l'azione del rullo vibrante dovesse provocare locali abbassamenti del terreno si interverrà o posando mista di cava, opportunamente rullata, o gettando del magrone fino alla quota di imposta delle fondazioni.

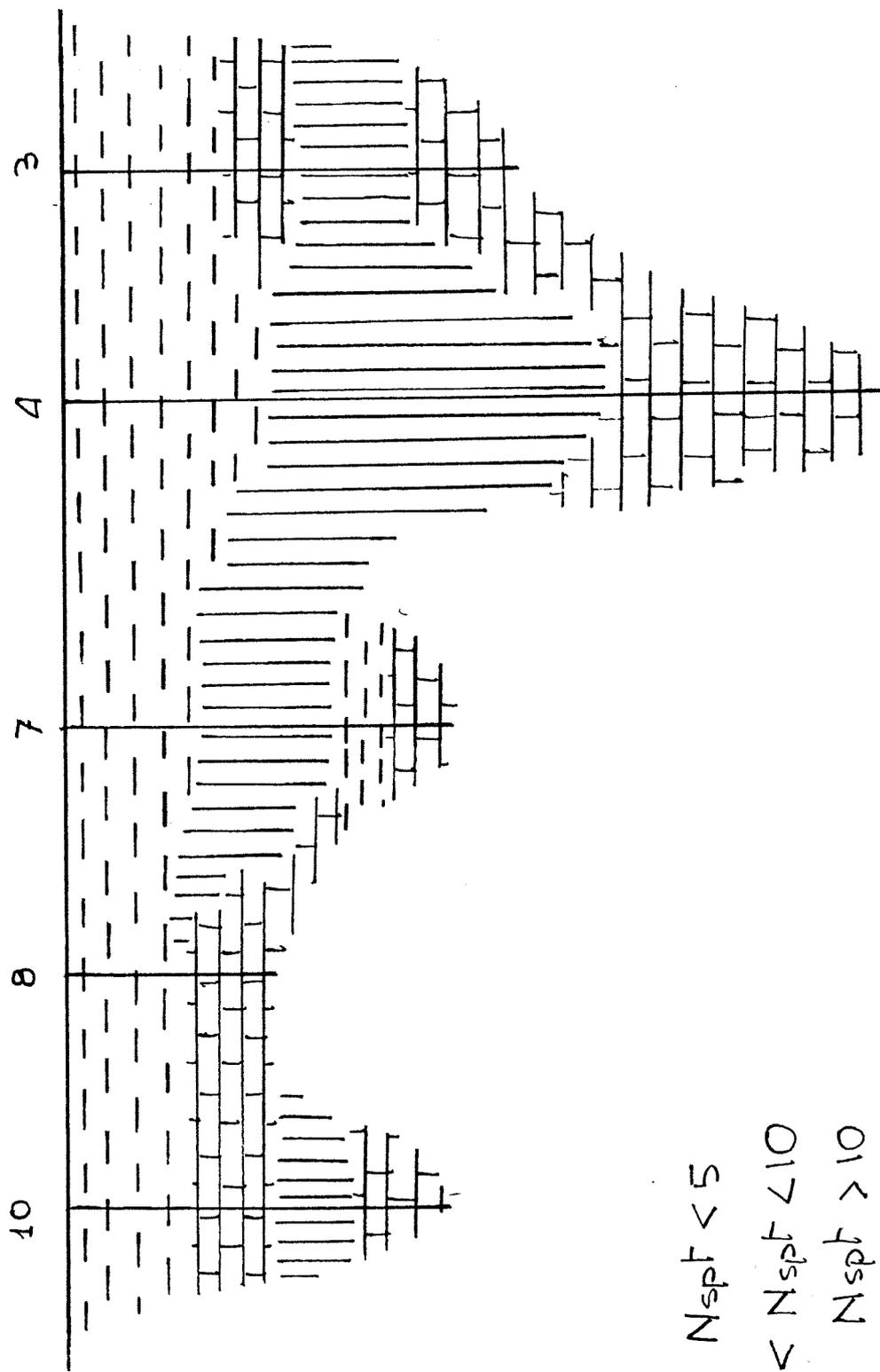
In alternativa si potrebbe ricorrere all'utilizzo di fondazioni profonde costituite da pali; questo tipo di fondazioni risulta preferibile nel caso in cui i capannoni in progetto debbano essere attrezzati con carri ponte di portata elevata ($> 10 \text{ t}$). Tra le tipologie adottabili (pali battuti, vibro infissi o trivellati) si ritiene che quelli trivellati siano i più sicuri in quanto la presenza di grossi trovanti potrebbe ostacolare o addirittura impedire la messa in opera di pali con le altre tipologie.

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, di grossi trovanti o di lenti di ceppo a livello dello scavo in punti non investigati dall'indagine eseguita

- 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



SEZIONE GEOTEKNICA

scala verticale 1:100

scala orizzontale 1:1.000

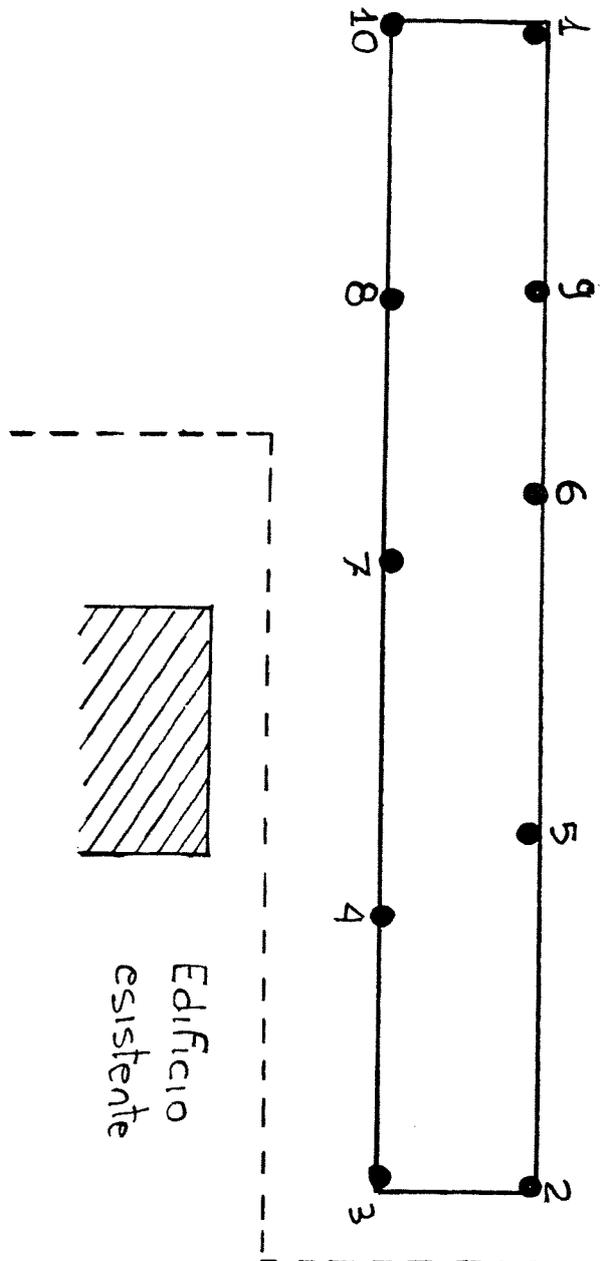
COMMITTENTE	IMMOBILIARE BRIANTEA s.r.l					
CANTIERE	ROBBIATE (LC) Via Milano					
ELABORAZIONE DATI	Dott. Geol. RICCARDO CORTIANA					
DATA	27 maggio 1998					
QUOTA DI RIFERIMENTO:	piano campagna					

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	2	2	2	1	1	0,3
0,6	5	4	3	3	5	0,6
0,9	4	4	3	5	7	0,9
1,2	2	7	6	9	21	1,2
1,5	2	22	2	5	24	1,5
1,8	11	28	2	2	65	1,8
2,1	11	22	2	2	100	2,1
2,4	17	13	3	4		2,4
2,7	9	9	6	4		2,7
3	17	25	12	4		3
3,3	13	22	13	6		3,3
3,6	33	45	13	6		3,6
3,9	57	100	7	6		3,9
4,2	100		8	6		4,2
4,5			8	5		4,5
4,8			7	5		4,8
5,1			18	5		5,1
5,4			24	7		5,4
5,7			28	7		5,7
6			24	7		6
6,3			51	8		6,3
6,6			100	6		6,6
6,9				6		6,9
7,2				8		7,2
7,5				6		7,5
7,8				8		7,8
8,1				15		8,1
8,4				22		8,4
8,7				11		8,7
9				11		9
9,3				15		9,3
9,6				15		9,6
9,9				14		9,9
10,2				14		10,2
10,5				18		10,5
10,8				18		10,8
11,1				12		11,1
11,4				12		11,4
11,7				16		11,7
12				24		12

COMMITTENTE		IMMOBILIARE BRIANTEA s.r.l				
CANTIERE		ROBBIATE (LC) Via Milano				
ELABORAZIONE DATI		Dott. Geol. RICCARDO CORTIANA				
DATA		27 maggio 1998				
QUOTA DI RIFERIMENTO:		piano campagna				
Prof. da p.c.	S.C.P.T. 6	S.C.P.T. 7	S.C.P.T. 8	S.C.P.T. 9	S.C.P.T. 10	Prof. da p.c.
0,3	1	2	2	1	2	0,3
0,6	3	4	4	7	5	0,6
0,9	2	3	3	5	2	0,9
1,2	1	3	3	3	2	1,2
1,5	1	3	3	2	1	1,5
1,8	5	4	11	2	1	1,8
2,1	4	6	26	5	18	2,1
2,4	4	6	26	4	25	2,4
2,7	3	6	45	4	21	2,7
3	2	6	100	3	12	3
3,3	2	8		3	7	3,3
3,6	2	4		4	7	3,6
3,9	3	6		4	7	3,9
4,2	2	6		5	9	4,2
4,5	1	2		6	12	4,5
4,8	1	2		35	25	4,8
5,1	3	17		62	25	5,1
5,4	15	52		100	42	5,4
5,7	42	100			100	5,7
6	100					6
6,3						6,3
6,6						6,6
6,9						6,9
7,2						7,2
7,5						7,5
7,8						7,8
8,1						8,1
8,4						8,4
8,7						8,7
9						9
9,3						9,3
9,6						9,6
9,9						9,9
10,2						10,2
10,5						10,5
10,8						10,8
11,1						11,1
11,4						11,4
11,7						11,7
12						12

Ampliamento strada esistente

← x Via Milano



UBICAZIONE INDAGINI

prove s.c.p.t.

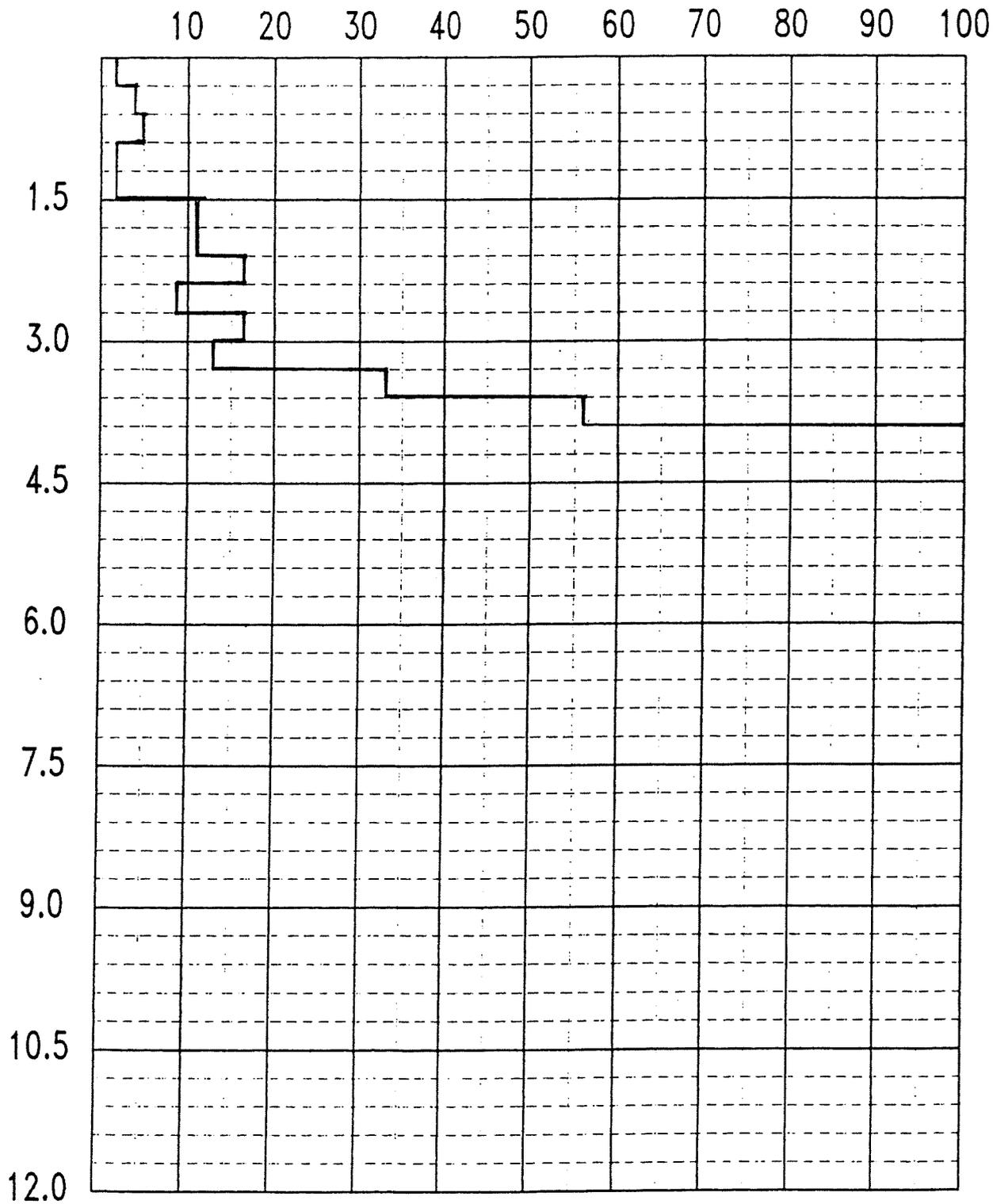
scala 1:1.000

PROVA PENETROMETRICA S.C.P.T. N° 1

COMMITTENTE:
CANTIERE:
DATA:

IMMOBILIARE BRIANTEA s.r.l.
ROBBIATE (LC)
27 maggio 1998

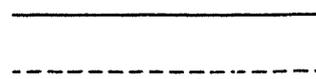
N scpt



m da p.c.

Avanzamento punta

Avanzamento rivestimento

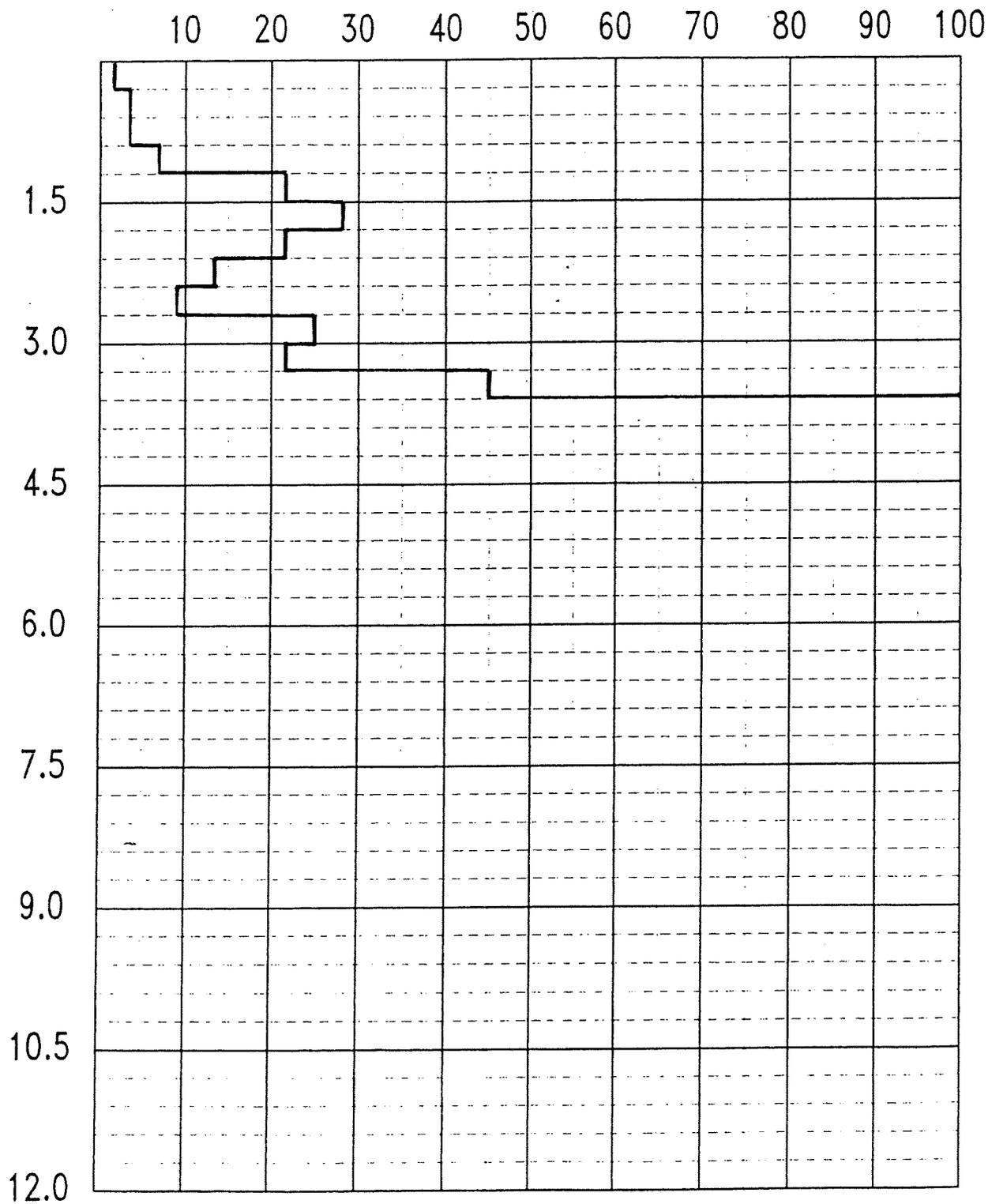


PROVA PENETROMETRICA S.C.P.T. N° 2

COMMITTENTE:
CANTIERE:
DATA:

IMMOBILIARE BRIANTEA s.r.l.
ROBBIATE (LC)
27 maggio 1998

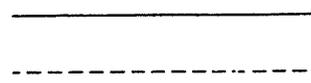
N scpt



m da p.c.

Avanzamento punta

Avanzamento rivestimento

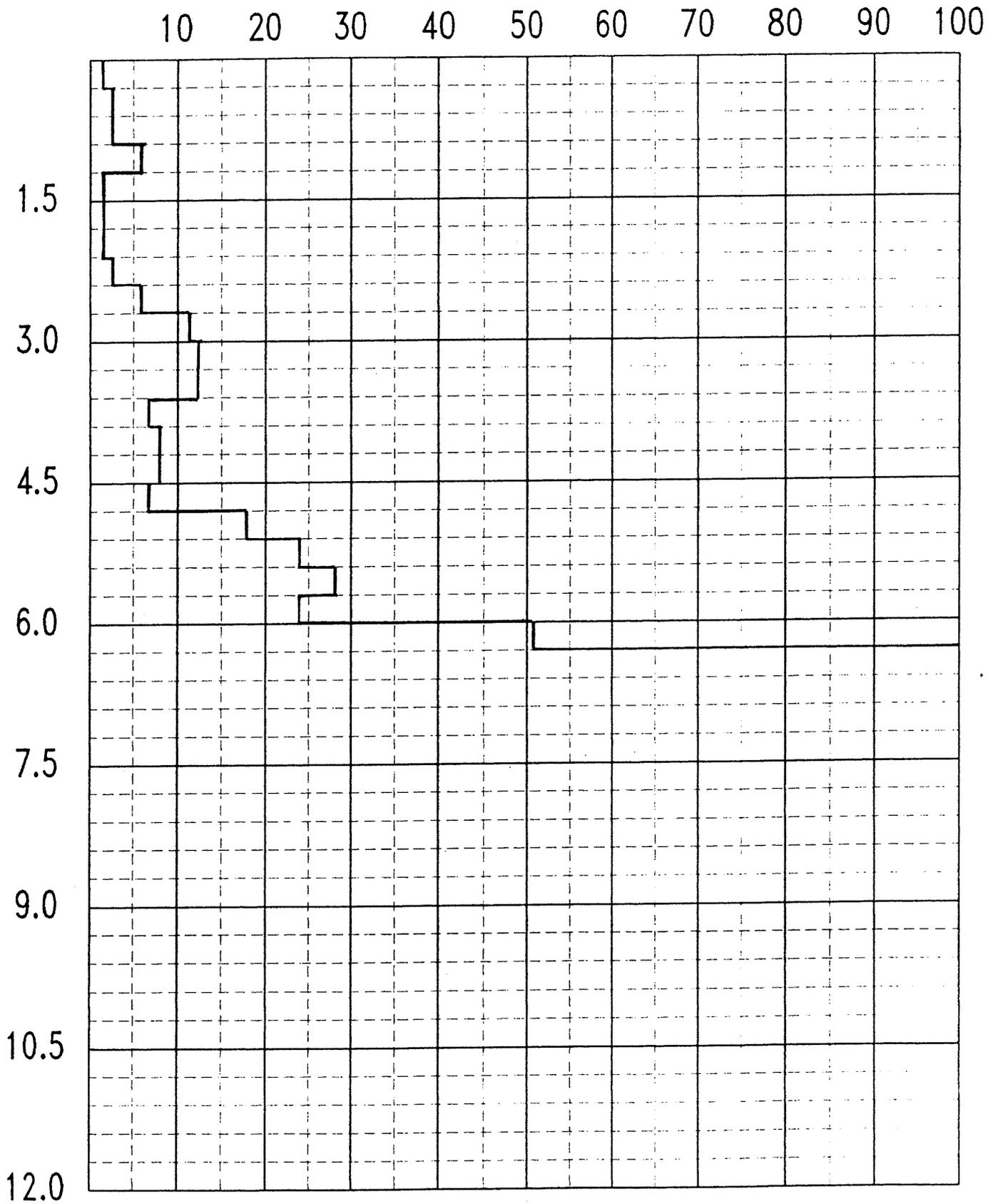


PROVA PENETROMETRICA S.C.P.T. N° 3

COMMITTENTE:
CANTIERE:
DATA:

IMMOBILIARE BRIANTEA s.r.l.
ROBBIATE (LC)
27 maggio 1998

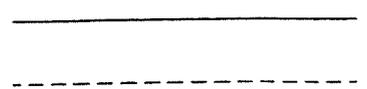
N scpt



m da p.c.

Avanzamento punta

Avanzamento rivestimento



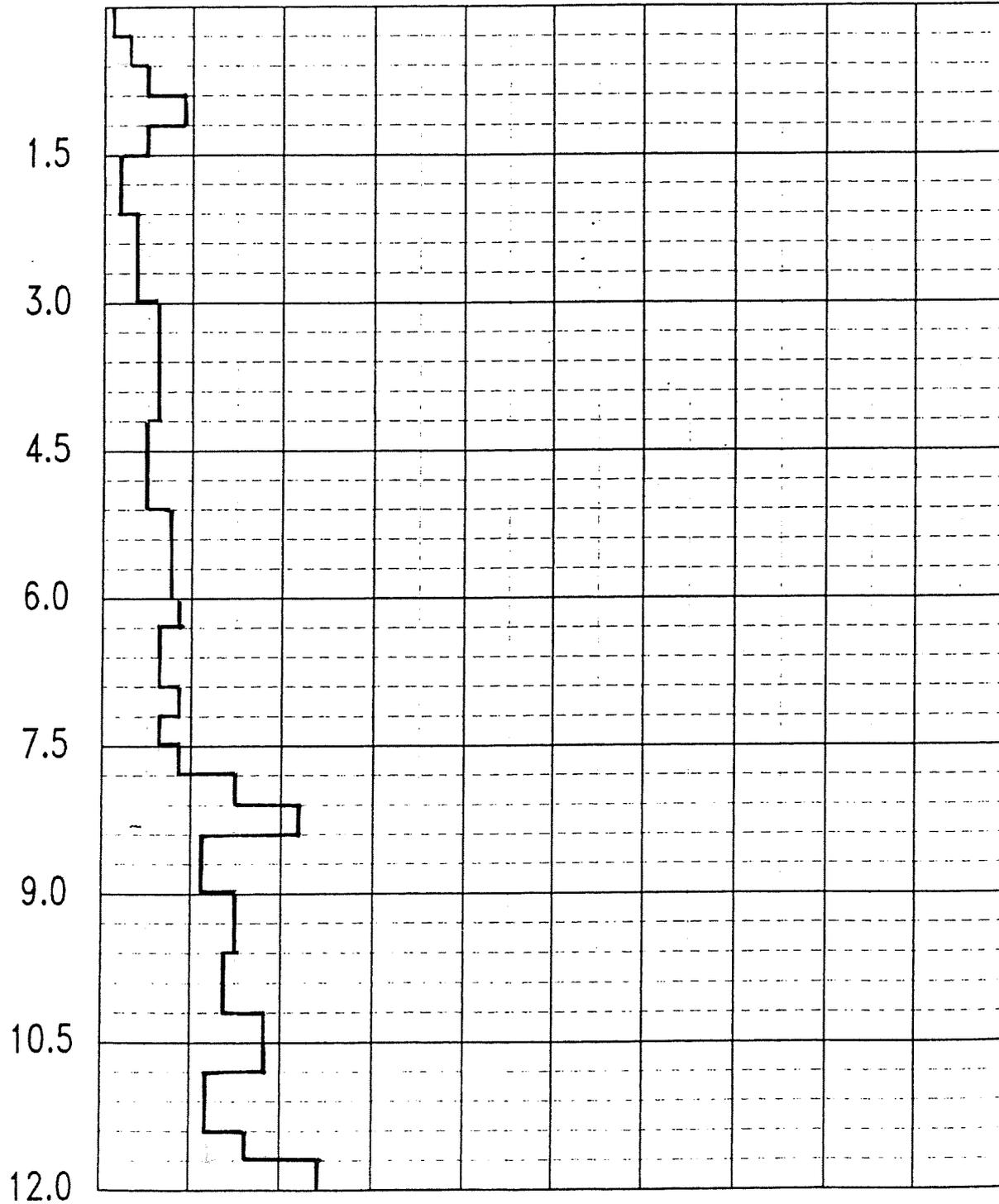
PROVA PENETROMETRICA S.C.P.T. N° 4

COMMITTENTE:
CANTIERE:
DATA:

IMMOBILIARE BRIANTEA s.r.l.
ROBBIATE (LC)
27 maggio 1998

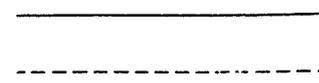
N scpt

10 20 30 40 50 60 70 80 90 100



m da p.c.

Avanzamento punta
Avanzamento rivestimento

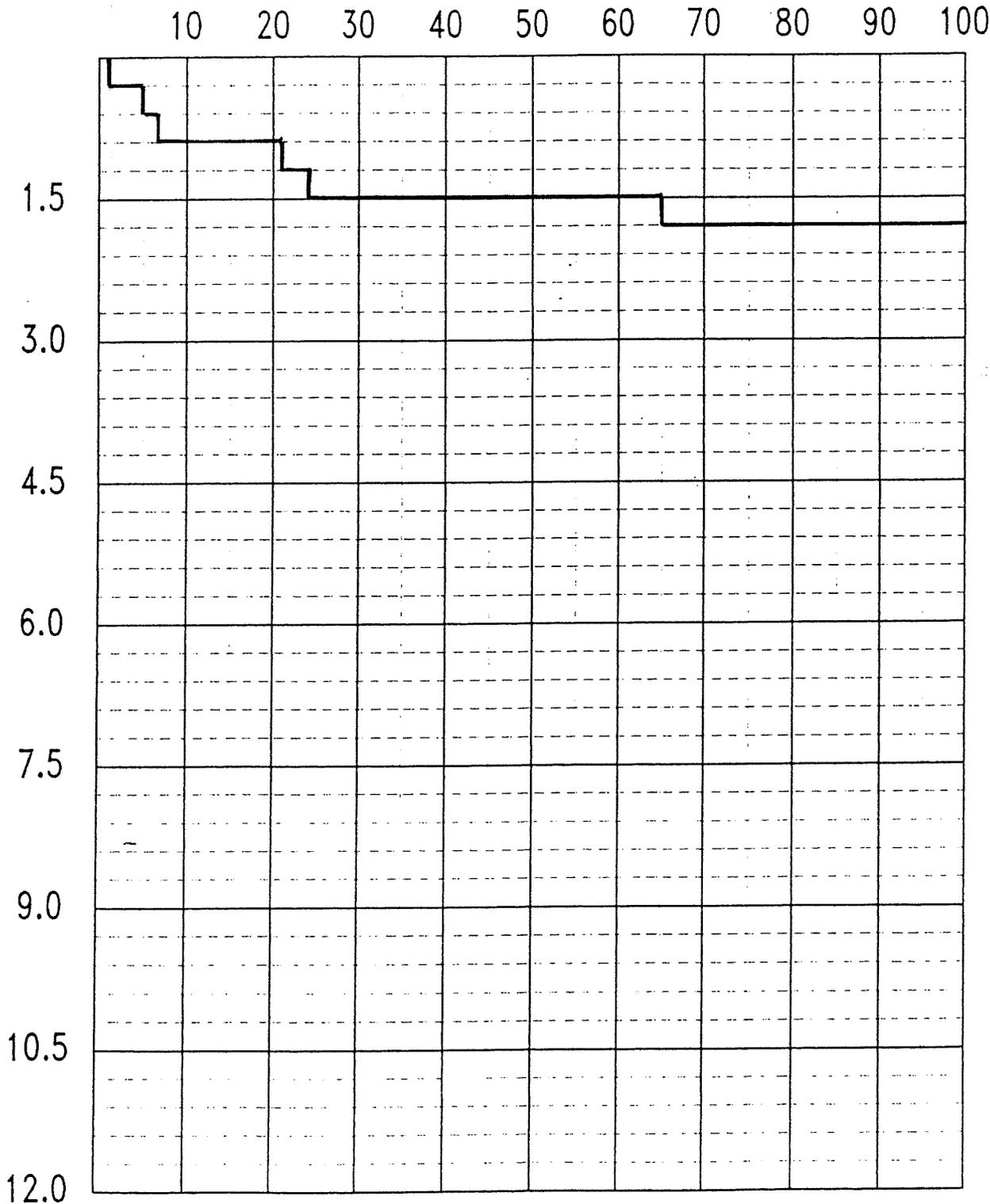


PROVA PENETROMETRICA S.C.P.T. N° 5

COMMITTENTE:
CANTIERE:
DATA:

IMMOBILIARE BRIANTEA s.r.l.
ROBBIATE (LC)
27 maggio 1998

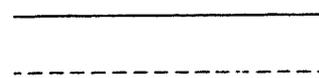
N scpt



m da p.c.

Avanzamento punta

Avanzamento rivestimento

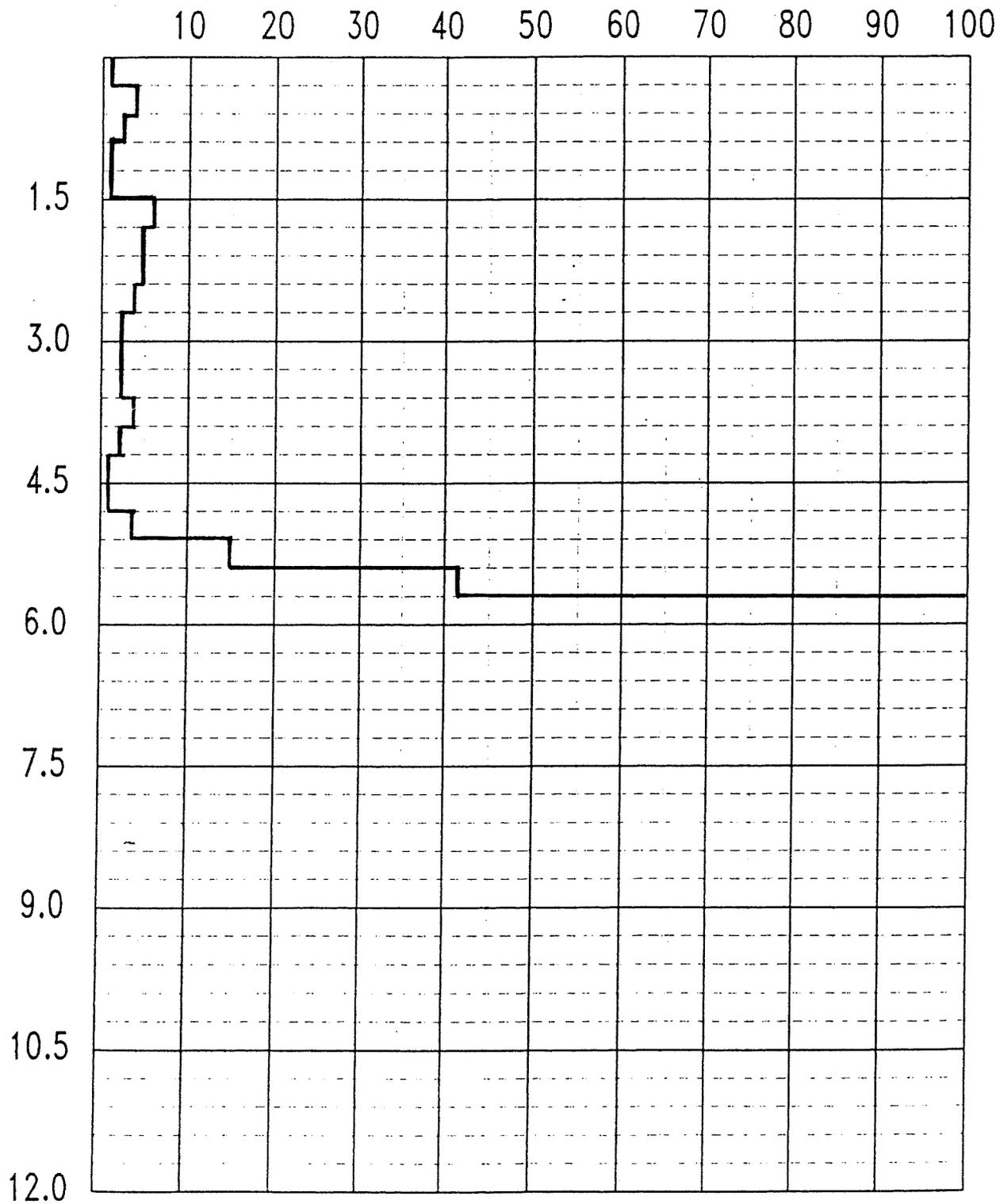


PROVA PENETROMETRICA S.C.P.T. N° 6

COMMITTENTE:
CANTIERE:
DATA:

IMMOBILIARE BRIANTEA s.r.l.
ROBBIATE (LC)
27 maggio 1998

N scpt



m da p.c.

Avanzamento punta
Avanzamento rivestimento

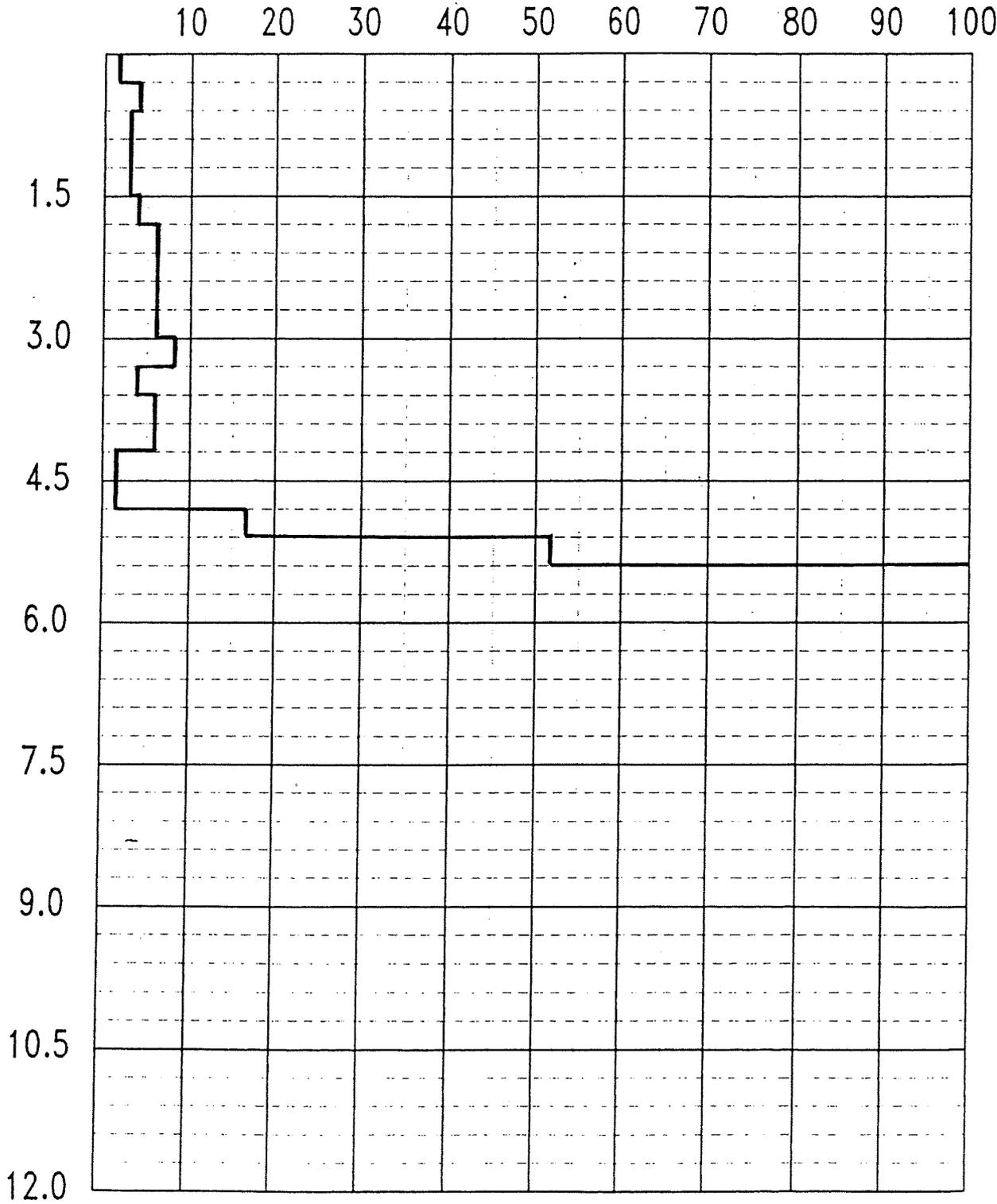
—————
- - - - -

PROVA PENETROMETRICA S.C.P.T. N° 7

COMMITTENTE:
CANTIERE:
DATA:

IMMOBILIARE BRIANTEA s.r.l.
ROBBIATE (LC)
27 maggio 1998

N scpt



m da p.c.

Avanzamento punta
Avanzamento rivestimento

—————
- - - - -

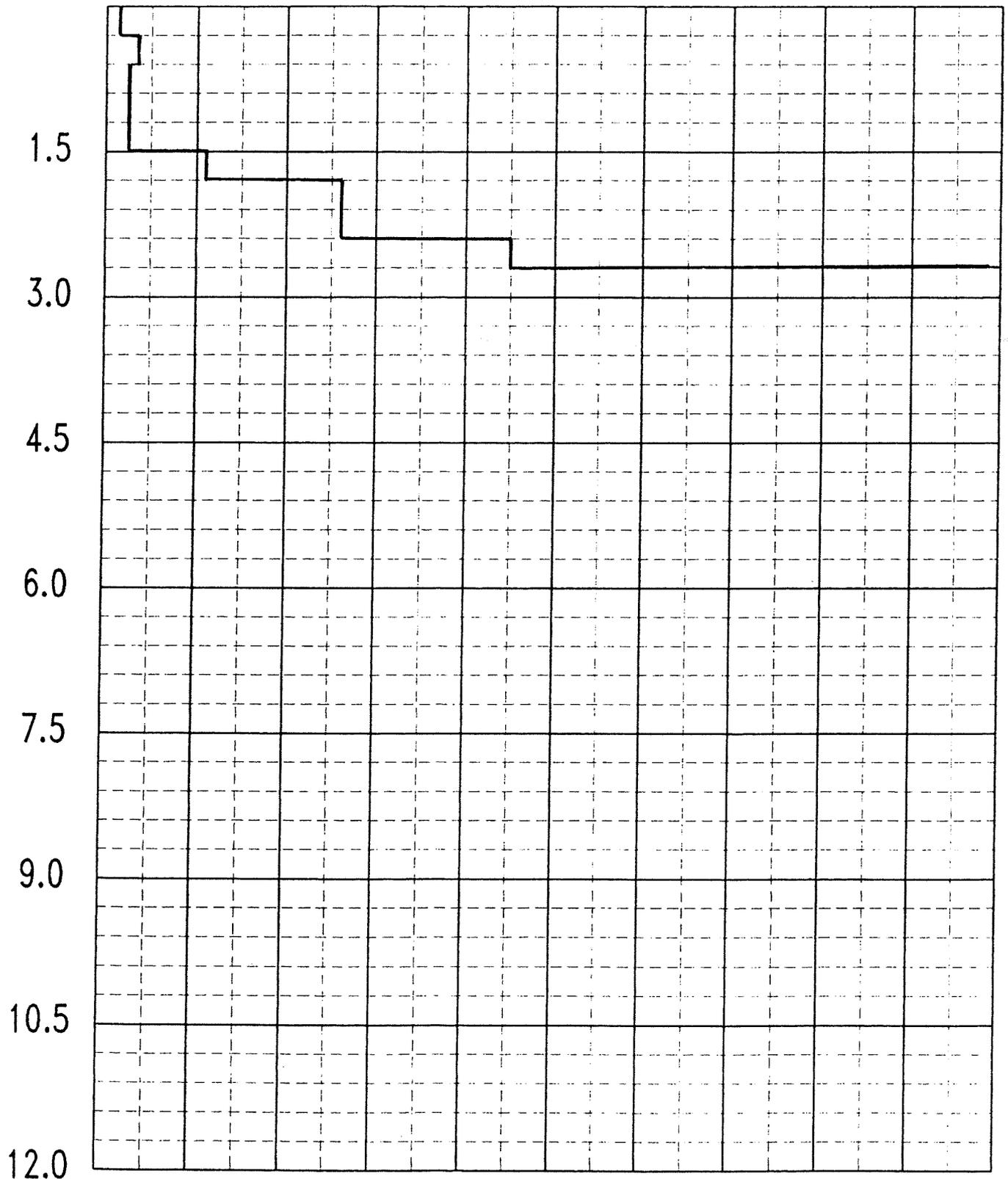
PROVA PENETROMETRICA S.C.P.T. N° 8

COMMITTENTE:
CANTIERE:
DATA:

IMMOBILIARE BRIANTEA s.r.l.
ROBBIATE (LC)
27 maggio 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° 9

COMMITTENTE:

IMMOBILIARE BRIANTEA s.r.l.

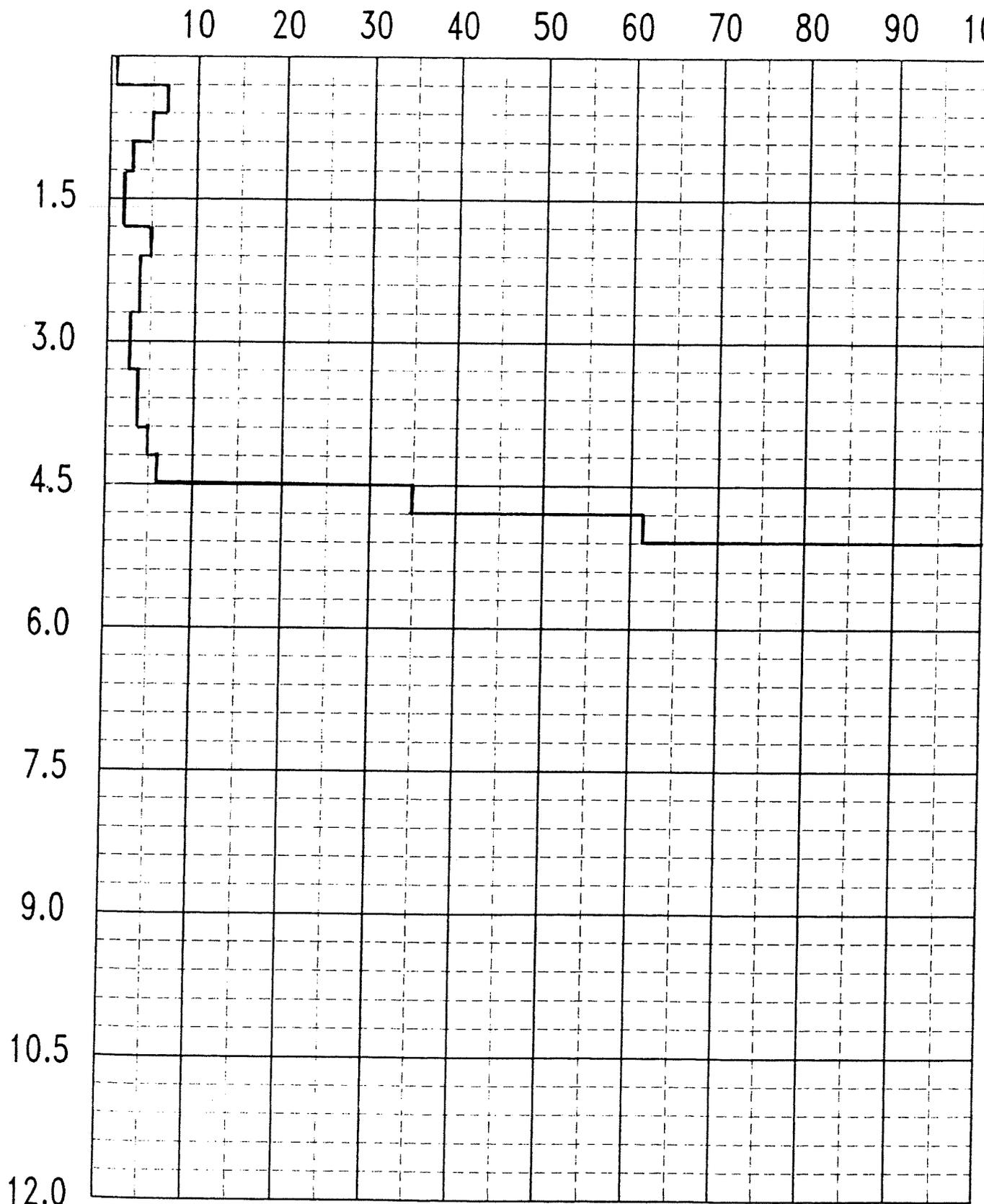
CANTIERE:

ROBBIATE (LC)

DATA:

27 maggio 1998

N scpt



m da p.c.

Avanzamento punta

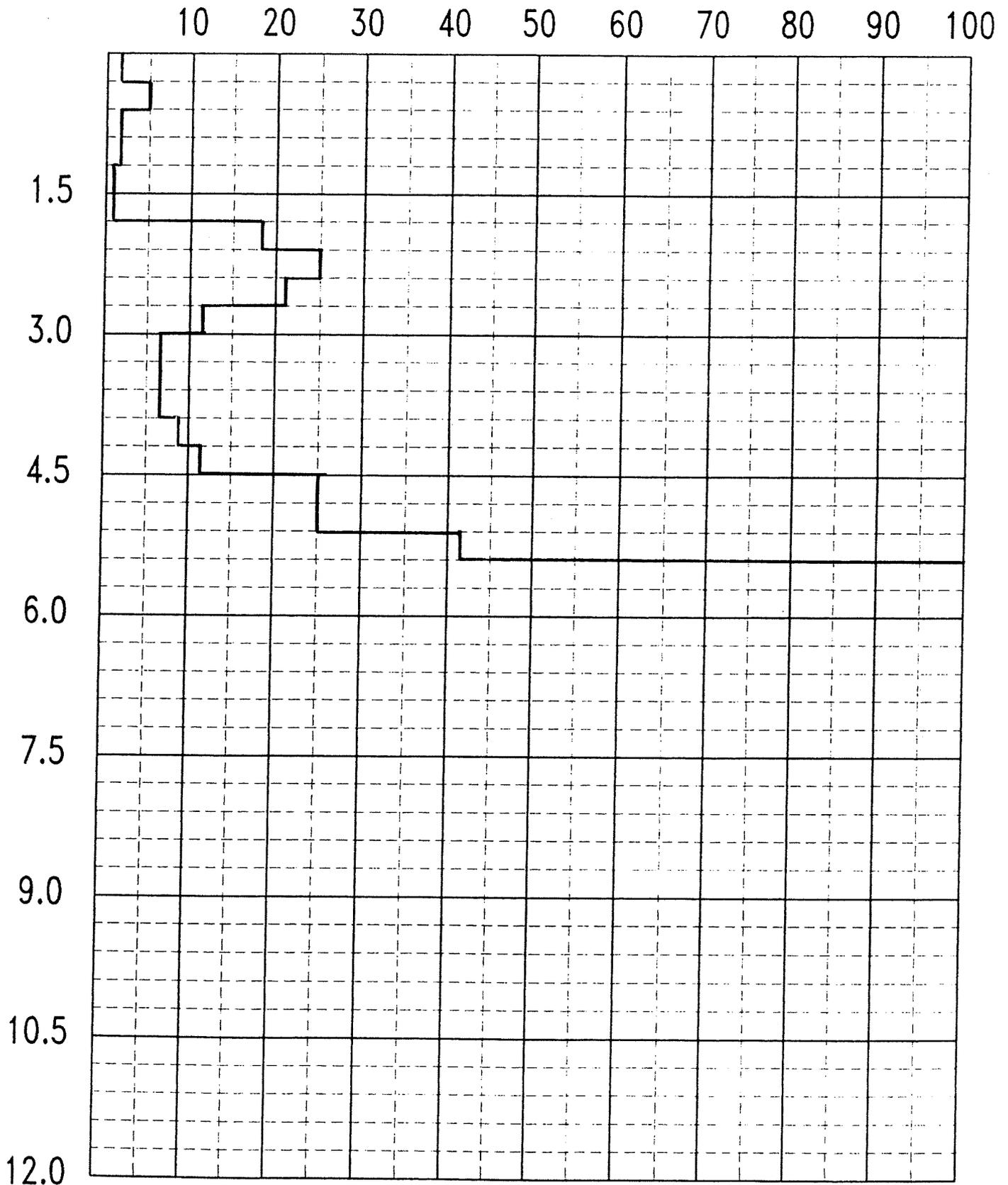
Avanzamento rivestimento

PROVA PENETROMETRICA S.C.P.T. N° 10

COMMITTENTE:
CANTIERE:
DATA:

IMMOBILIARE BRIANTEA s.r.l.
ROBBIATE (LC)
27 maggio 1998

N scpt



m da p.c.

Avanzamento punta

Avanzamento rivestimento
