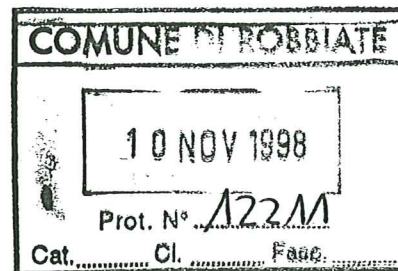


333
IGT 11

Riccardo Cortiana, geologo

20052 Monza Via F. Martelli, 9

Tel. e fax 039-748012



Relaz. N819

Matteotti - Robbiate

**INDAGINE GEOGNOSTICA PER LA
REALIZZAZIONE DI UN EDIFICIO RESIDENZIALE
NEL COMUNE DI ROBBATE (LC)**

Monza, ottobre 1998

Dott. Geol. Riccardo Cortiana



PREMESSA

La presente relazione, redatta su incarico dei sig. A. Bonfanti e E.G. Consonni illustra i risultati di una campagna di indagini geognostiche realizzata nel comune di Robbiate (LC) in via Matteotti 30, in data 13 ottobre 1998 ed i calcoli geotecnici relativi all'intervento proposto.

Si ha in progetto la realizzazione di una villa unifamiliare con pianta rettangolare (circa m 23 x 9) in cui è prevista la realizzazione di piano interrato piano terra e piano primo limitatamente alla parte centrale (m 8 x 6). Da notare che l'interrato si presenta su 2 livelli distinti con quote dei solai diverse di 60 cm.

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 é 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 Robbiate, 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 Würm) 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 intercettamento 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'edificio in progetto presenta pianta rettangolare con lati di circa 21 x 8 metri; l'indagine geotecnica di campagna, secondo un programma concordato con l'architetto Bosia, è stata effettuata mediante l'esecuzione di n° 4 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 rispetto al quale la profondità di scavo sarà di circa 3.00-3.10 m nella parte meno profonda e di 3.60-3.70 m nell'altro settore. Nei punti investigati le prove sono state interrotte a profondità variabili da 4.5 a 8.4 (rispetto al piano campagna) per la presenza di orizzonti particolarmente resistenti alla penetrazione dinamica che ne impedivano l'approfondimento. Data l'origine glaciale o fluvioglaciale dei sedimenti in esame le prove eseguite si sono interrotte per la presenza di grossi trovanti che caratterizzano i depositi in come quelle oggetto d'indagine.

Si nota la presenza di un orizzonte superficiale costituito da terreno di cultura avente uno spessore di circa 1 metro a cui segue un terreno di fondazione costituito da sabbia ghiaiosa localmente limosa avente caratteristiche non molto omogenee; volendo semplificare alla quota di imposta del fabbricato (circa -3.50 m) il terreno presenta caratteristiche geotecniche da modeste (prova n° 4) a discrete (prova n° 2 e 3) mentre la prova n° 1 mostra la presenza di un grosso trovante, non attraversabile dall'indagine, posto a circa 4.00 m di profondità e sopra il quale il terreno a caratteristiche modeste.

PARAMETRI GEOTECNICI

Come accennato nei paragrafi precedenti si possono riconoscere due differenti quote di imposta delle fondazioni:

- 3.10 m per il settore più distante via Matteotti
- 3.70 m per il settore prospiciente la via d'accesso

per i due settori, che presentano in pianta dimensioni simili, il progettista ipotizza l'utilizzo fondazioni continue costituite da travi rovesce.

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 come già ipotizzato dal progettista.

Qui di seguito vengono tabulati i principali parametri geotecnici che si riscontrano nel terreno al profondità di imposta delle fondazioni (circa -3.00 per le prove n° 1 e 2, -3.60 per n°3 e 4):

Prova n°	N _{SPT}	Ø	γ	σ' _{v0}	K' _s
1	6	28.0	1.80	5.40	10.2 10 ³
2	9	30.0	1.80	5.40	18.5 10 ³
3	12	31.0	1.80	6.48	23.0 10 ³
4	5	27.0	1.75	6.30	8.4 10 ³

dove:

- N_{SPT} = n° di colpi necessario per ottenere avanzamento di 30 cm in una prova SPT
Ø = 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 travi rovesce posate in opera a profondità variabili da 3.00 a 3.60 m dal piano campagna. Si ipotizza una fondazione costituita da un graticcio di travi rovesce con larghezza massima non superiore 1.00 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:

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

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 3.00 e di 3.60 m.

Si considerano fondazioni superficiali costituite da travi rovesce aventi dimensioni massime in pianta di 1.0 x 10 m 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° 4 (angolo di attrito = 27°)

B =	larghezza fondazione in m	1.00
L =	lunghezza fondazione in m	10
H =	profondità posa fondazioni da p.c.	3.60

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

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

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

B =	larghezza fondazione in m	1.00
L =	lunghezza fondazione in m	10
H =	profondità posa fondazioni da p.c.	3.60

$$Q_{ult} = 74 \text{ t/m}^2$$

$$Q_{lim} = 24.7 \text{ t/m}^2$$

I dati riportati mostrano che la pressione limite si mantiene sempre su valori elevati; questo è dovuto alla profondità di scavo considerata (da 3.00 a 3.60 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° 4 (angolo di attrito = 27°)

B =	larghezza fondazione in m	1.00
L =	lunghezza fondazione in m	10
H =	profondità posa fondazioni da p.c.	3.60

$$Q_{ult} = 37 \text{ t/m}^2$$

$$Q_{lim} = 12.3 \text{ t/m}^2$$

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

B =	larghezza fondazione in m	1.00
L =	lunghezza fondazione in m	10
H =	profondità posa fondazioni da p.c.	3.60

$$Q_{ult} = 48 \text{ t/m}^2$$

$$Q_{lim} = 16 \text{ t/m}^2$$

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

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

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 (travi rovesce di larghezza L = 100 cm) si considera una pressione media di contatto q' inferiore a 1.00 kg/cm².

- Fondazione isolata con scavo a -3.60 m in prossimità della prova n° 4

$$f_t = 1,54$$

$$f_s = 1.48$$

$$f_h = 1$$

$$I_c = 0,179$$

$$\sigma_{v0} = 0,63 \text{ kg/cm}^2 = 62.9 \text{ KPa}$$

$$q' = 1.00 \text{ kg/cm}^2 = 98.1 \text{ KPa}$$

$$\text{Cedimento immediato } S_{(0)} = \mathbf{15-20 \text{ mm}}$$

$$\text{Cedimento totale } S_{(50)} = \mathbf{24-30 \text{ mm}}$$

- Fondazione isolata con scavo a - 3.60 m in prossimità della prova n° 3

$$f_t = 1,54$$

$$f_s = 1.48$$

$$f_h = 1$$

$$I_c = 0,053$$

$$\sigma_{v0} = 6,48 \text{ kg/cm}^2 = 63,5 \text{ KPa}$$

$$q' = 1.00 \text{ kg/cm}^2 = 98.1 \text{ KPa}$$

$$\text{Cedimento immediato } S_{(0)} = \mathbf{9-12 \text{ mm}}$$

$$\text{Cedimento totale } S_{(50)} = \mathbf{14-18 \text{ mm}}$$

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 sopportabili dalle 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 livelli buoni ($N_{spt} > 15$) alcuni discreti ($8 < N_{spt} < 15$) e altri mediocri ($N_{spt} < 7$); si nota la presenza di grossi trovanti che arresta l'esecuzione delle prove.

Come indicato dai progettisti risulta preferibile adottare fondazioni superficiali continue costituite da travi rovesce con larghezza massima pari a 1.00 m (in modo da ottenere una pressione media di contatto $q' < 1.00 \text{ kg/cm}^2$); con questa tipologia di fondazioni, specie se sarà garantita un'adeguata rigidità, si otterranno cedimenti massimi di 2-3 cm e cedimenti differenziali non superiori a 1-2 cm. Questi cedimenti differenziali ipotizzati sulla base delle caratteristiche geotecniche evidenziate dalla presente indagine potrebbero risultare minori o anche nulli se le strutture di fondazioni saranno adeguatamente rigide; si sconsiglia l'utilizzo di plinti isolati che potrebbero, invece, favorire l'insorgere di cedimenti differenziali.

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

- controllare visivamente la presenza di eventuali grossi trovanti o 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

COMMITTENTE		BONFANTI DOTT. - CONSONNI			
CANTIERE		ROBBIATE (LC) Via Matteotti 30			
ELABORAZIONE DATI		Dott. Geol. RICCARDO CORTIANA			
DATA		13 ottobre 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	Prof. da p.c.
0,3	1	2	2	1	0,3
0,6	2	2	3	2	0,6
0,9	2	2	3	4	0,9
1,2	1	1	5	7	1,2
1,5	2	4	5	7	1,5
1,8	3	7	6	8	1,8
2,1	1	5	6	8	2,1
2,4	2	9	6	4	2,4
2,7	6	9	5	4	2,7
3	7	6	5	4	3
3,3	3	7	4	4	3,3
3,6	3	6	4	4	3,6
3,9	42	4	5	4	3,9
4,2	58	6	8	3	4,2
4,5	100	6	8	3	4,5
4,8		6	8	3	4,8
5,1		6	5	6	5,1
5,4		4	5	7	5,4
5,7		4	6	7	5,7
6		7	5	7	6
6,3		7	4	7	6,3
6,6		7	4	25	6,6
6,9		7	5	42	6,9
7,2		8	12	100	7,2
7,5		9	32		7,5
7,8		9	100		7,8
8,1		25			8,1
8,4		100			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

PROVA PENETROMETRICA S.C.P.T. N° 1

COMMITTENTE:

Sig. BONFANTI DOTT. -CONSONNI

CANTIERE:

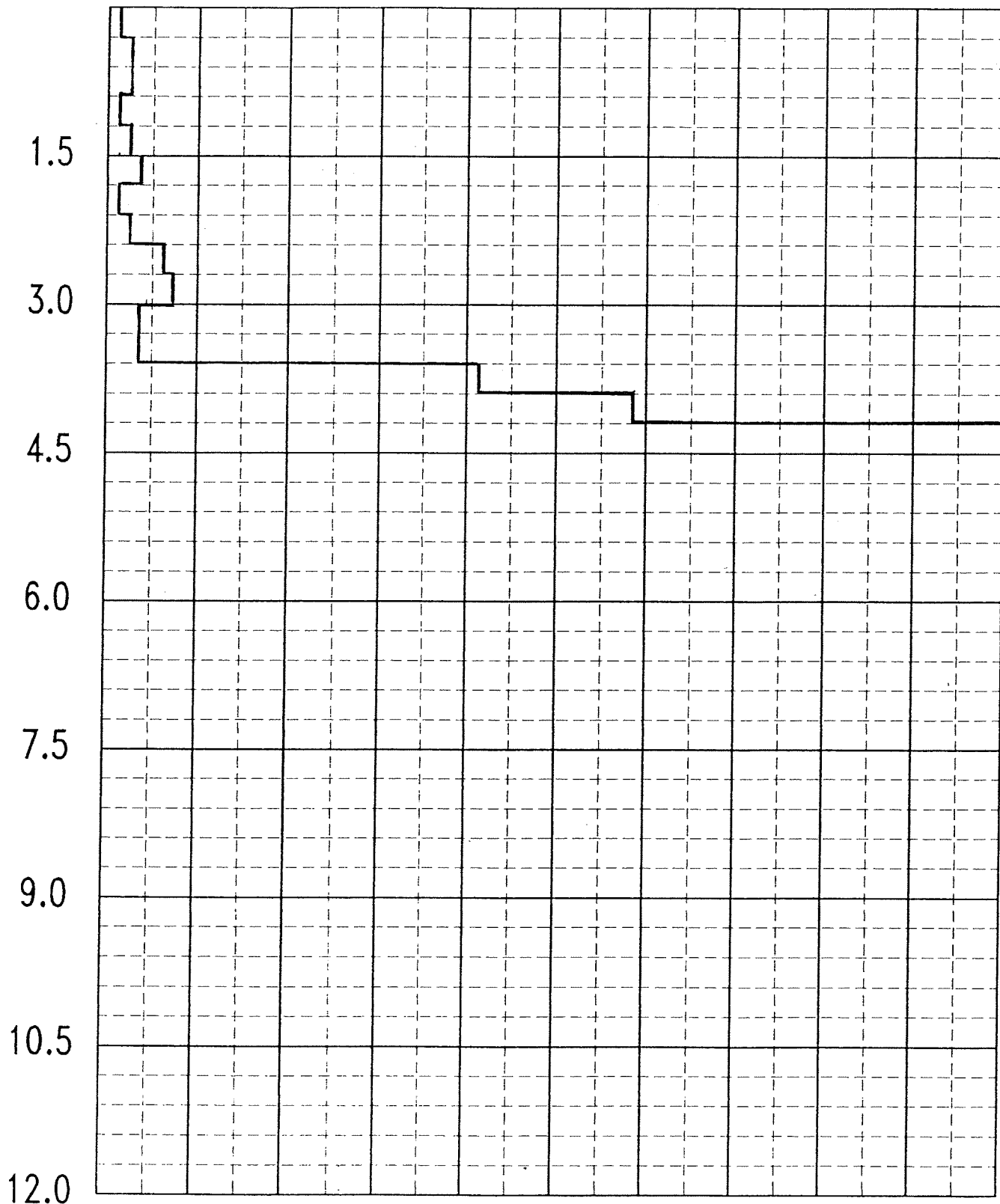
ROBBIATE (LC)

DATA:

13 ottobre 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° 2

COMMITTENTE:

Sig. BONFANTI DOTT. -CONSONNI

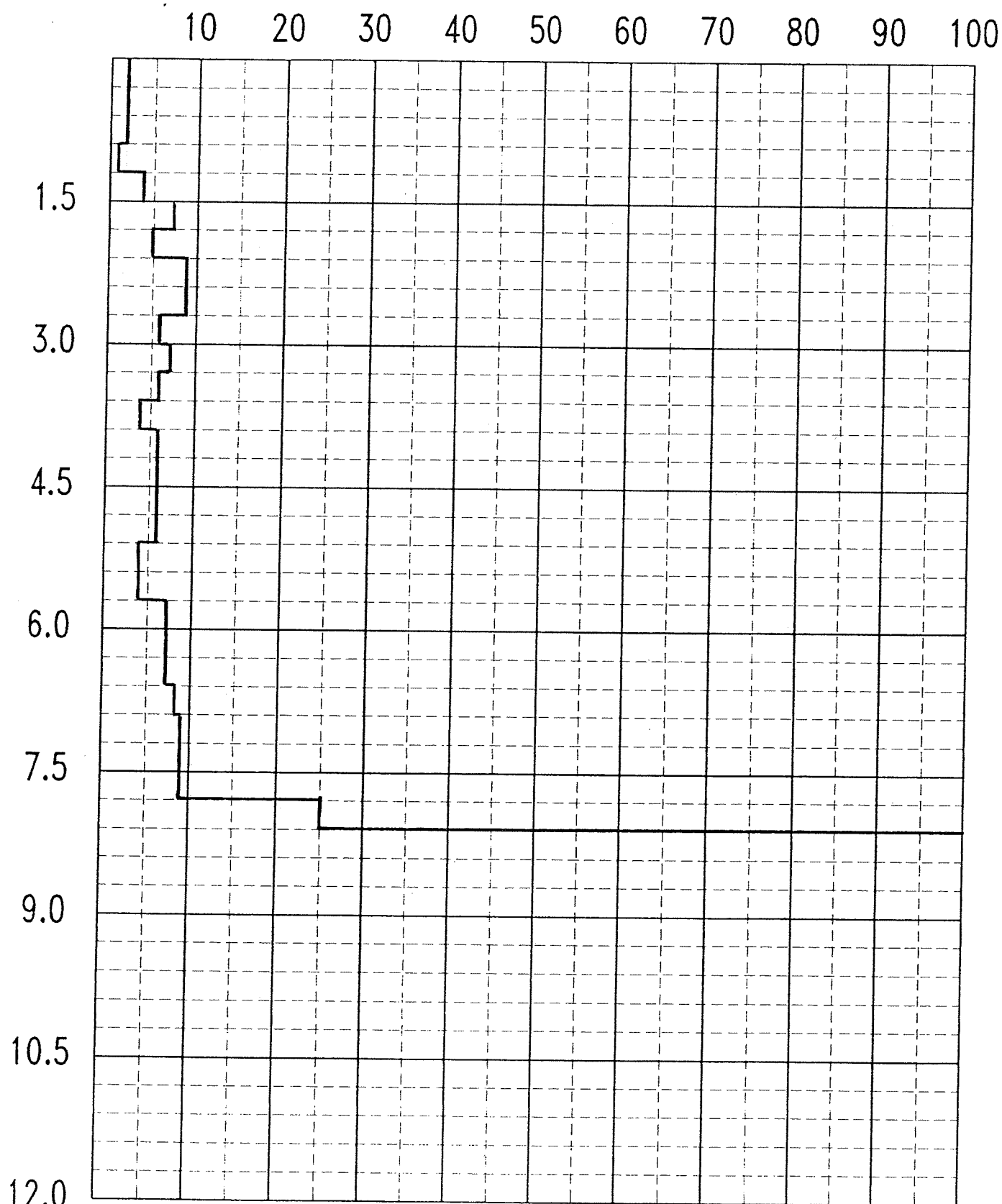
CANTIERE:

ROBBIATE (LC)

DATA:

13 ottobre 1998

N scpt



m da p.c.

Avanzamento punta

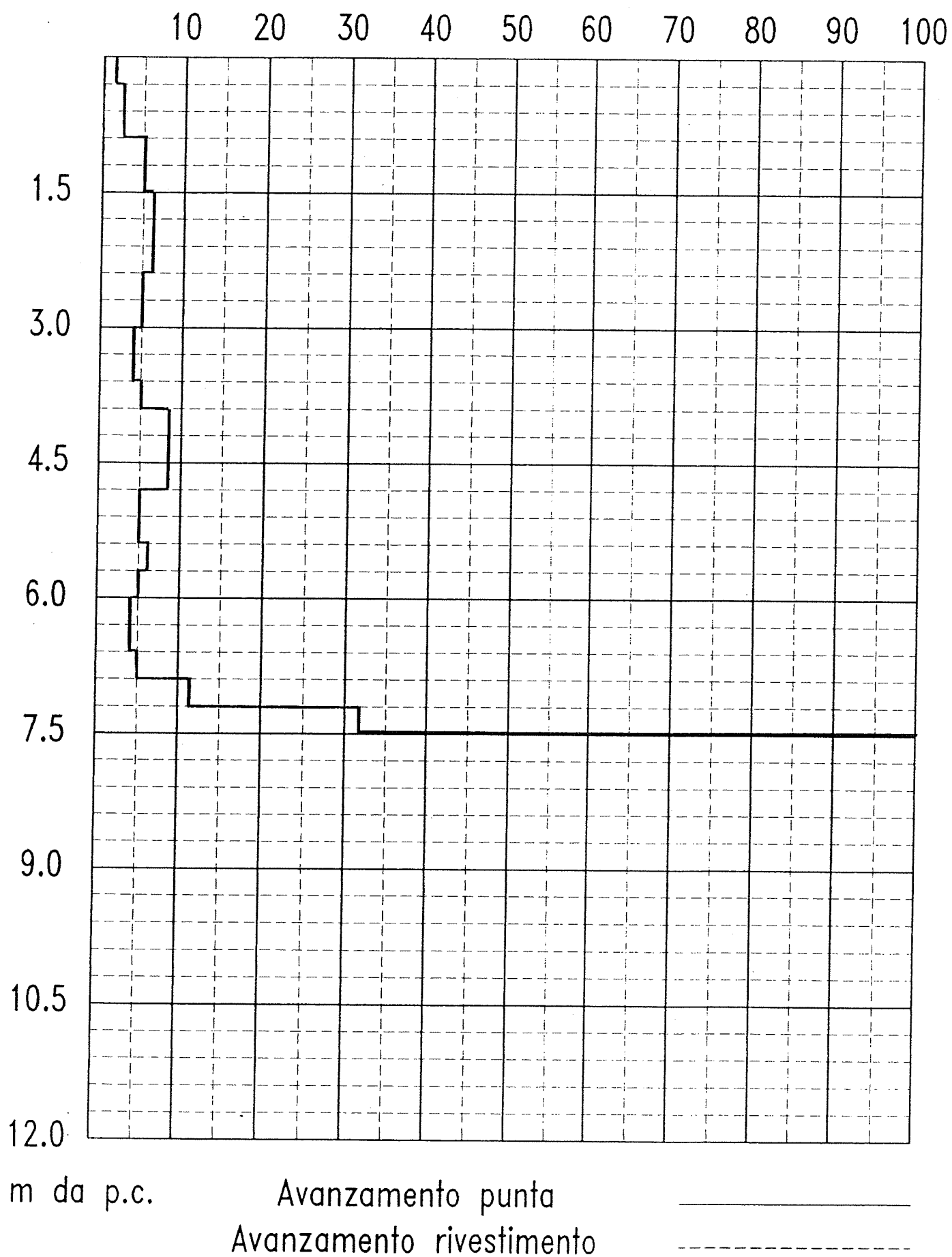
Avanzamento rivestimento

PROVA PENETROMETRICA S.C.P.T. N° 3

COMMITTENTE:
CANTIERE:
DATA:

Sig. BONFANTI DOTT. - CONSONNI
ROBBIATE (LC)
13 ottobre 1998

N scpt



PROVA PENETROMETRICA S.C.P.T. N° 4

COMMITTENTE:

CANTIERE:

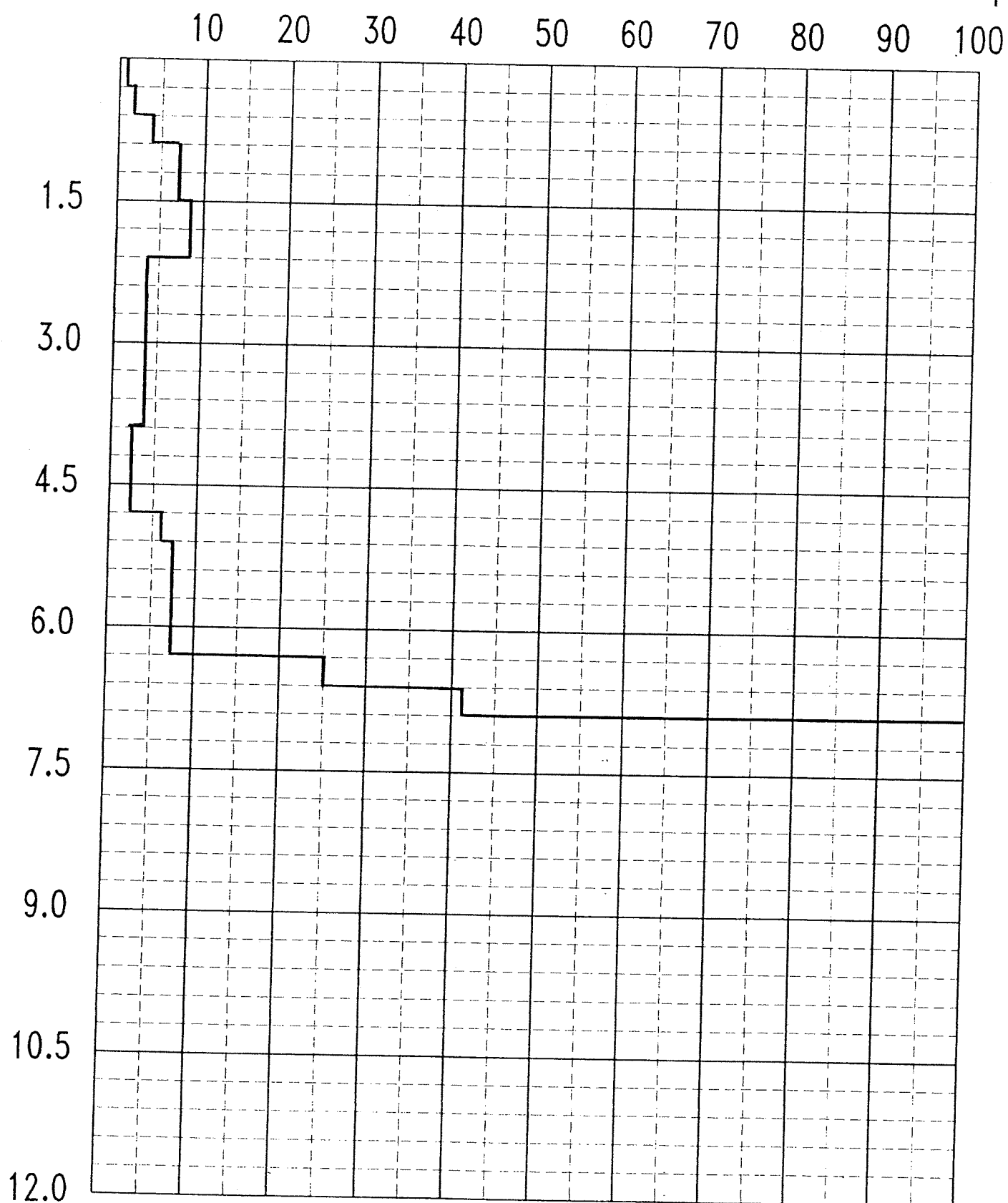
DATA:

Sig. BONFANTI DOTT. -CONSONNI

ROBBIATE (LC)

13 ottobre 1998

N scp



m da p.c.

Avanzamento punta

Avanzamento rivestimento