

UNIVERSITE D'ALGER  
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

6/71

105

# THESE DE FIN D'ETUDES

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية  
Département : Génie Civil  
الهندسة  
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE  
BIBLIOTHÈQUE

FONDATION DE LA FLECHE COMMEMORATIVE  
CENTRE CIVIQUE D'ALGER

— PROPOSEE par M. I. CHOUKRY  
— Etudiée par EL KASSEM NIZAR

1971

Promotion 1971

UNIVERSITE D'ALGER

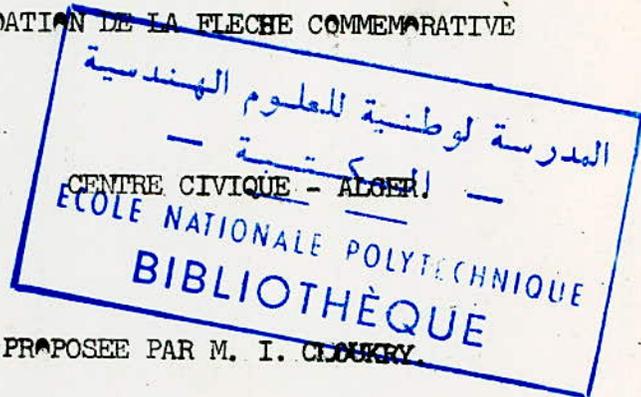
ECOLE NATIONALE

POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

THESE DE FIN D'ETUDES

FONDATION DE LA FLECHE COMMEMORATIVE



ETUDIEE PAR EL-KASSEM NIZAR.

-----

AVANT - PROPOS .

Que tous les professeurs de l'Ecole Nationale Polytechnique ayant contribué à ma formation trouvent ici ma profonde reconnaissance.

Je tiens à remercier plus particulièrement M<sup>F</sup>. I. Choukry qui a voulu diriger ce travail avec beaucoup de patience et de devouement, ainsi que M<sup>F</sup> . Routchkine, pour les précieux conseils qu'il m'a donnés.

Nizar. El Kassem.

Juin 1971.

PLAN DU TRAVAIL

- I - INTRODUCTION .
- II- GEOTECHNIQUE ET GEOLOGIE .
- III- CARACTERISTIQUE . MECANIQUE DES SOLS .
- IV- CALCUL DE PIEU EN COMPRESSION .
- V - CALCUL DE PIEU OU VOILE EN BETON .
- VI- CALCUL DE RADIER ET ARMATURE .
- VII- CALCUL DE CULEE, DE BUTEE ET TIRANT .

- INTRODUCTION

Ce monument commémoratif représente une flèche inclinée à environ  $40^\circ$ , sa base étant un triangle isocèle de côtés 50m. 55m. et 55m., sa hauteur est d'environ 108m., et sa longueur de 130m.

Cette construction est dirigée vers le Nord; elle est située dans la zone II, dans la partie inscrite entre les points des pénétromètres n° E10 - E11 - F10 - F11 représentés par les sondages XI-A, XI-B, XI-C, XI-D-

Le monument comprendra 10 étages et sera en Béton précontraint.

II- GEOLOGIE ET GEOTECHNIQUE.

Dans la zone du monument les sondages XI-A, XI-B, XI-C, XI-D nous donnent un idée sur la formation des différentes couches sous ce monument.

La première couche est formée par du sable fin et de graviers cimentés. Son épaisseur varie entre 12 et 14 mètres.

La deuxième couche rencontrée est constituée par de l'argile. L'épaisseur de cette couche est relativement faible; elle varie entre 0,70m. et 2,70m.

La troisième couche est constituée essentiellement par du gravier cimenté avec du limon brun, et on constate aussi une couche de sable.

L'épaisseur de cette troisième couche varie entre 12m. et 14m.

La nappe phréatique est à une profondeur variant de 1,50m. à 3,90m. sous la surface du terrain naturel.

III- CARACTERISTIQUES MECANQUES DES SOLS -

D'après les essais aux pénétromètres et au S.P.T. effectués pendant les travaux de sondage ( Cf courbes pénétrométriques n° E10, E11, F10 et F11 et sondages n° XI-A, XI-B, XI-C et XI-D), on découvre les caractéristiques suivantes:

1) La résistance à la pointe de la formation sableuse varie de 120 bars à plus de 500 bars, mais on peut parfois descendre à 60 bars.

2) L'angle de frottement de ce même matériau varie de 38° à plus de 42°.

3) La cohésion de l'argile intermédiaire varie de 0,3 à 3 bars.

Donc d'après ces résultats et d'après les essais de laboratoire nous pouvons adopter pour le calcul de la contrainte admissible les valeurs moyennes suivantes:

— Pour la formation sableuse :  $\varphi_m = 39,0^\circ$

— Pour les argiles :  $c = 1,0 \text{ bar}$

L.N.T.P.B

Pins Maritimes COMEDOR

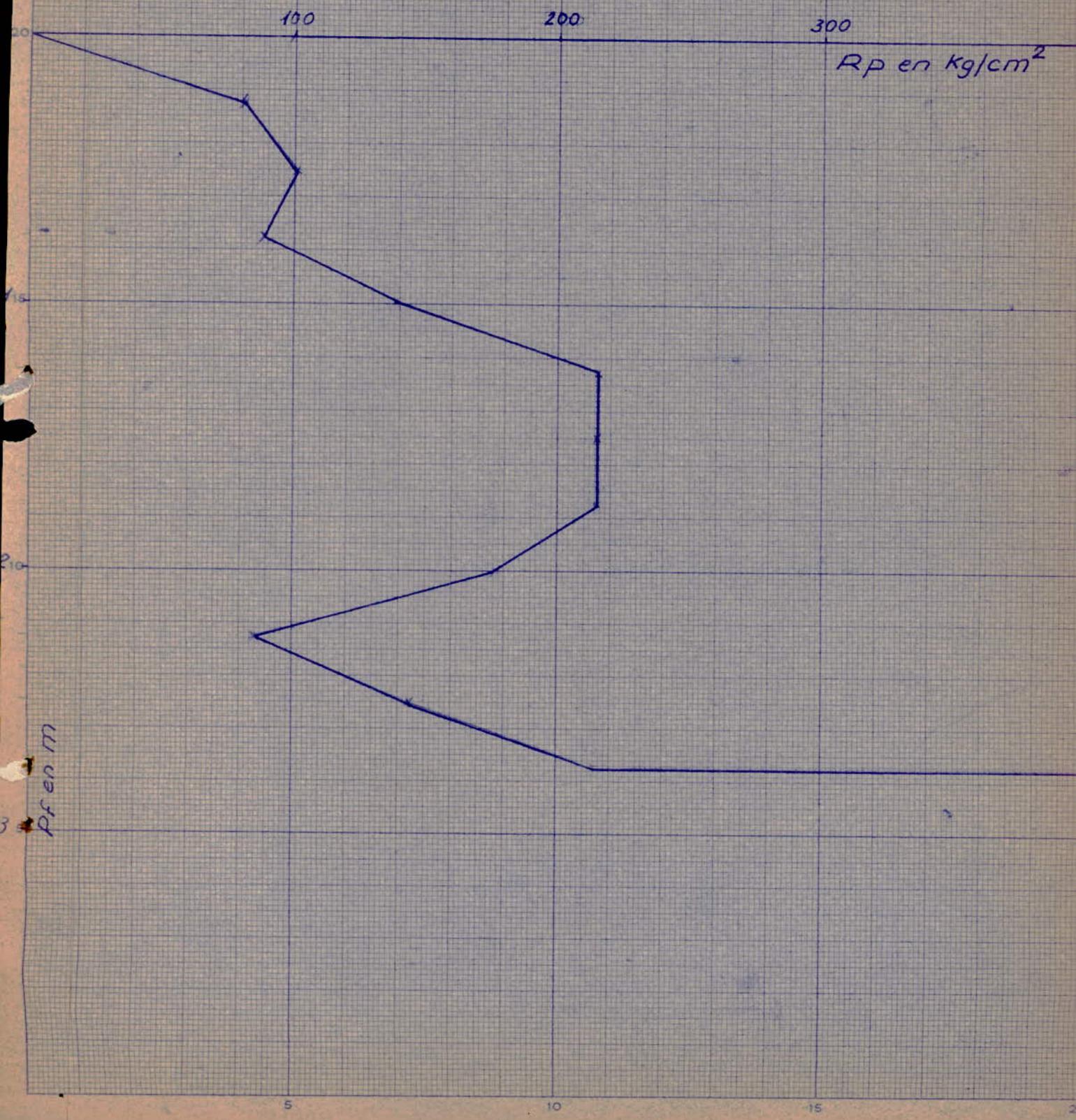
Dr: S11C83 (65)

ESSAI PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD

N° A 12

z ≈ 7,90

ZONE III



L.N.T.P.B

Pins Maritimes COMEDOR

2  
Dr. 511C83 (652)

ESSAI PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD

N° A13

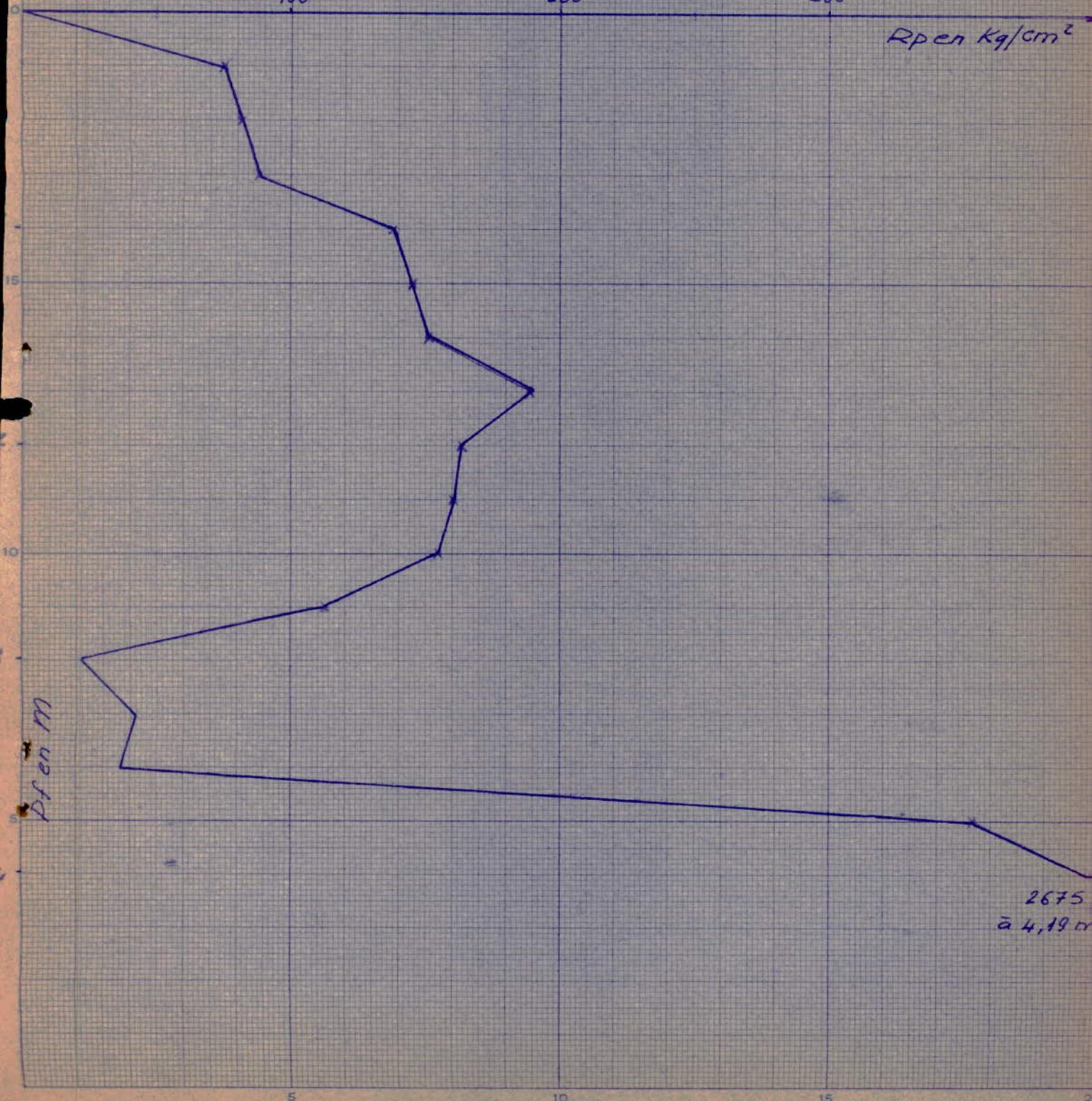
ZONE III

Z = 9,30  
200

100

300

R<sub>pen</sub> Kg/cm<sup>2</sup>



2675  
à 4,19 m

L.N.T.P.B

PINS MARITIMES COMEDOR

3  
Dr: S11 C83 (652)

ESSAI PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD

Nº A14

ZONE III

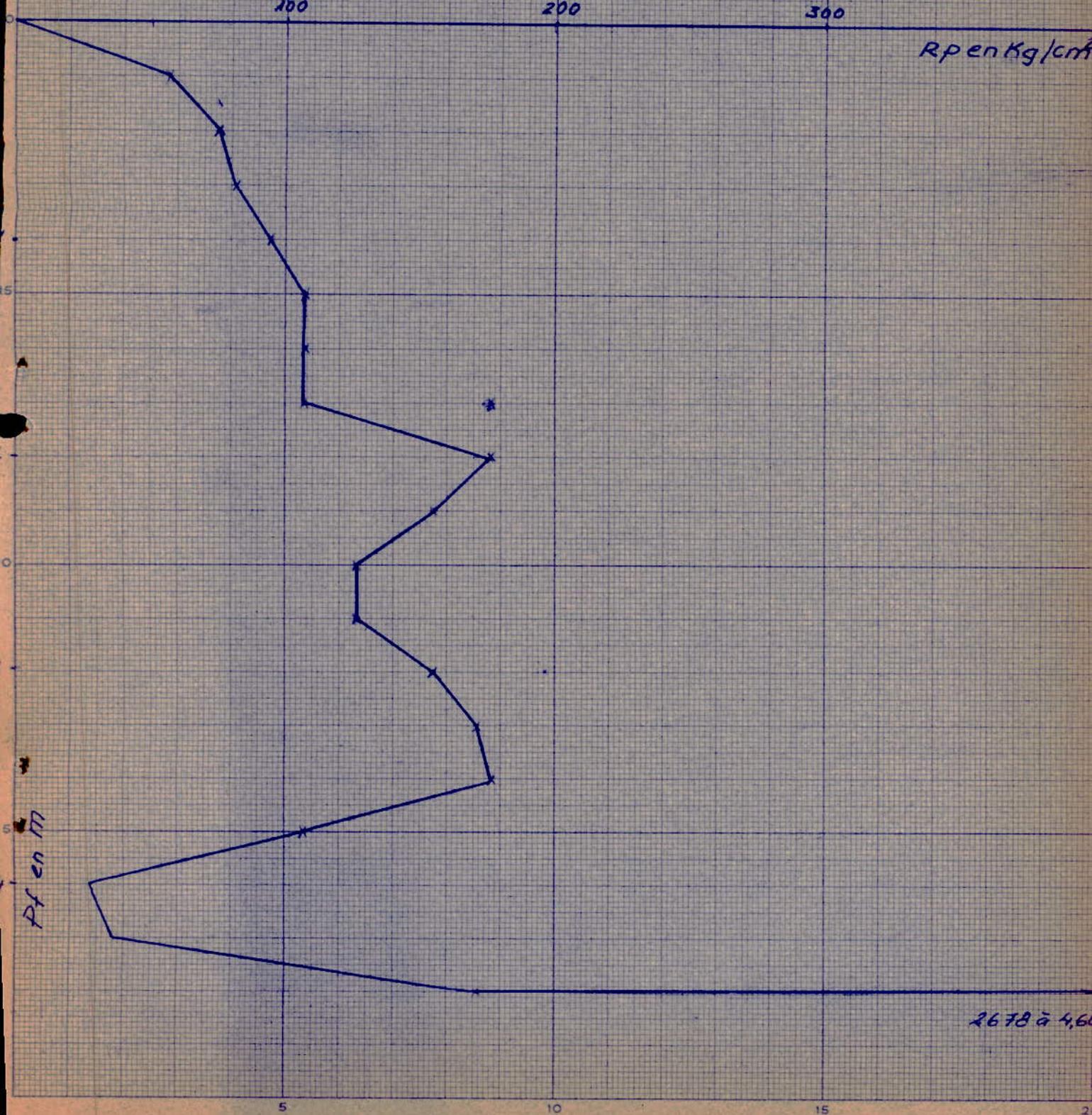
Z ~ 9,80

100

200

300

Rpen Kg/cm<sup>2</sup>



2678 à 4,60

L.N.T.P.B

Pins Maritimes C.O.M.E.D.O.R

4  
Dr. SMC83 (65)

ESSAI PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD

N° A 15

z = 2

ZONE III

100

200

300

Rp en kg/cm

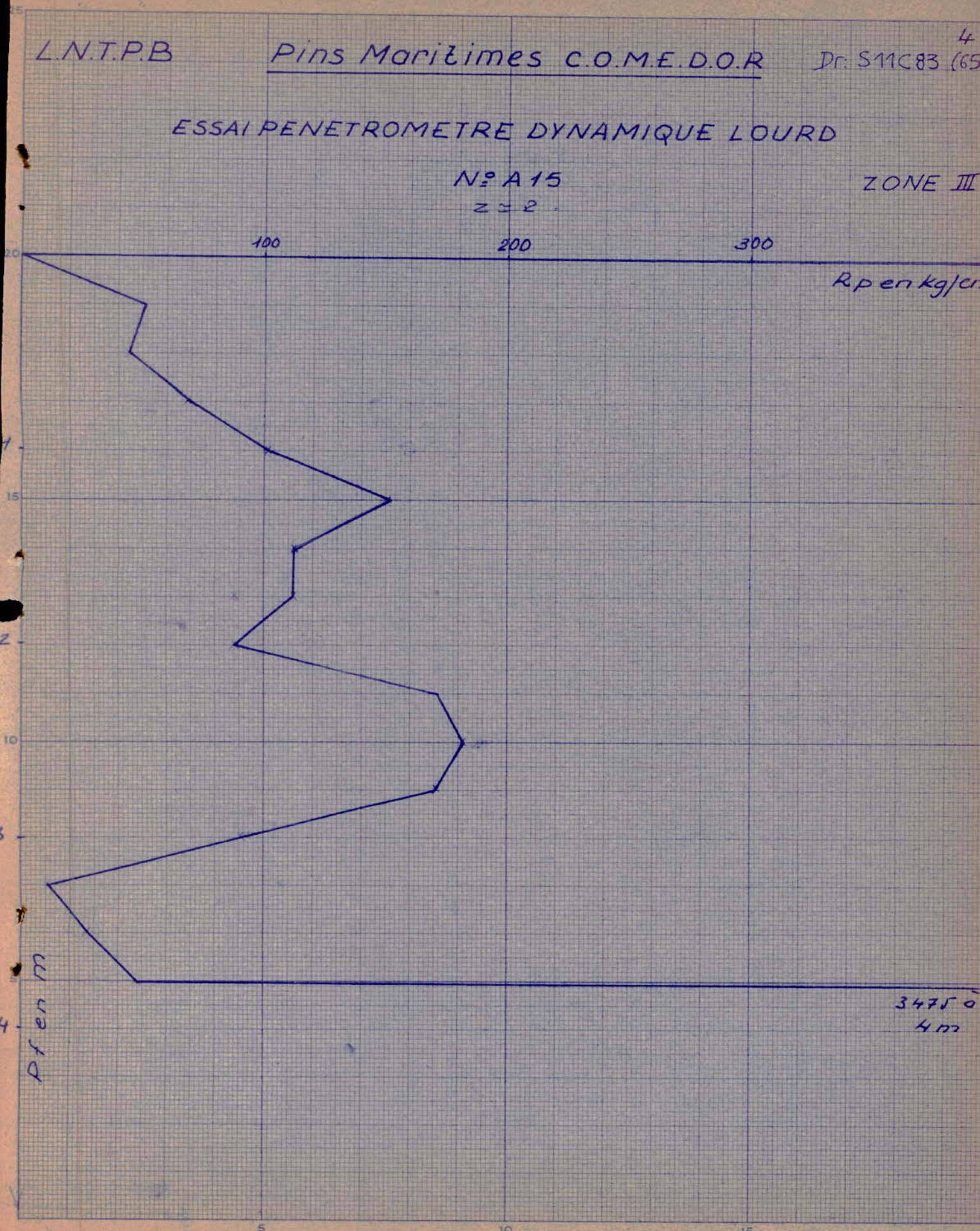
Pf en m

34750  
4m

5

10

15



L.N.T.P.B

Pins Maritimes COMEDOR

Dr: S11C83 (65)

ESSAI PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD

N° A16

Z ≈ 11,20

ZONE III

100

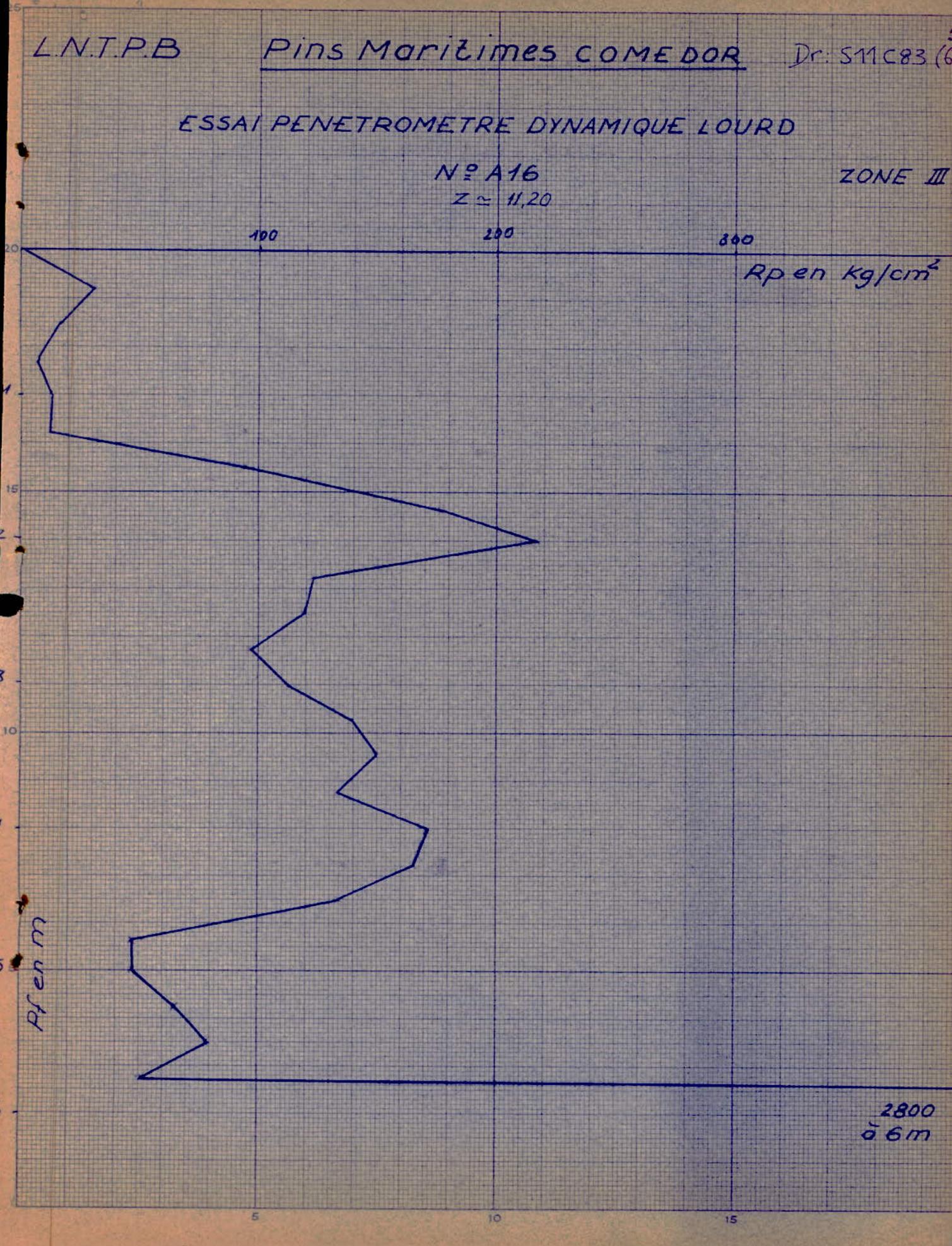
200

300

Rp en Kg/cm<sup>2</sup>

Pf en m

2800  
à 6m



L.N.T.P.B

DF 511C83 (652)<sup>6</sup>

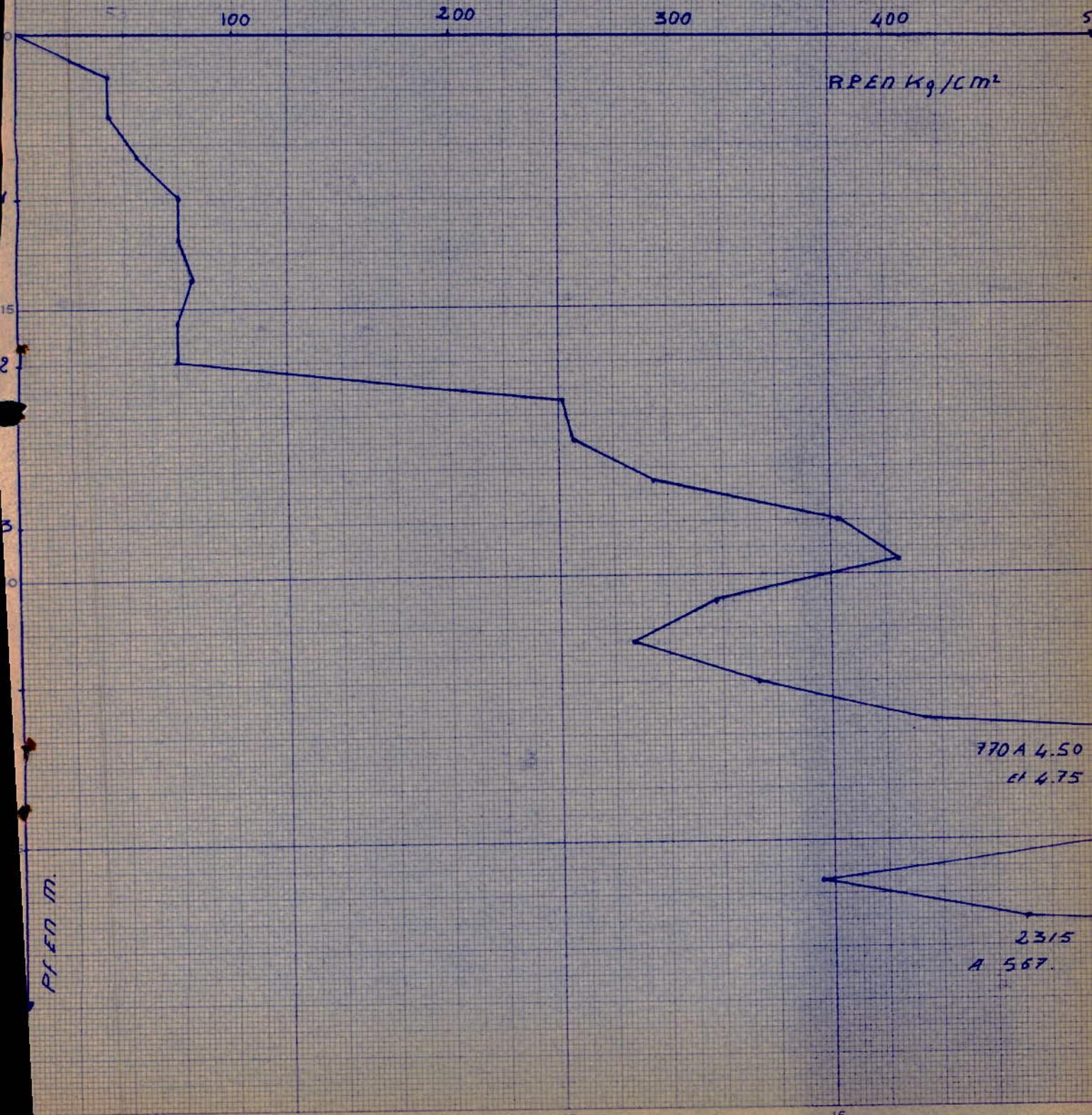
PINS MARITIMES COMEDOR.

N° B 12.

ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD.

$z \approx 8,50$

ZONE III



L.N.T.P.B.

Dr : 511083 (652)

PINS MARITIMES - COMEDOR.

B13.

ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD.

Z = 7,00

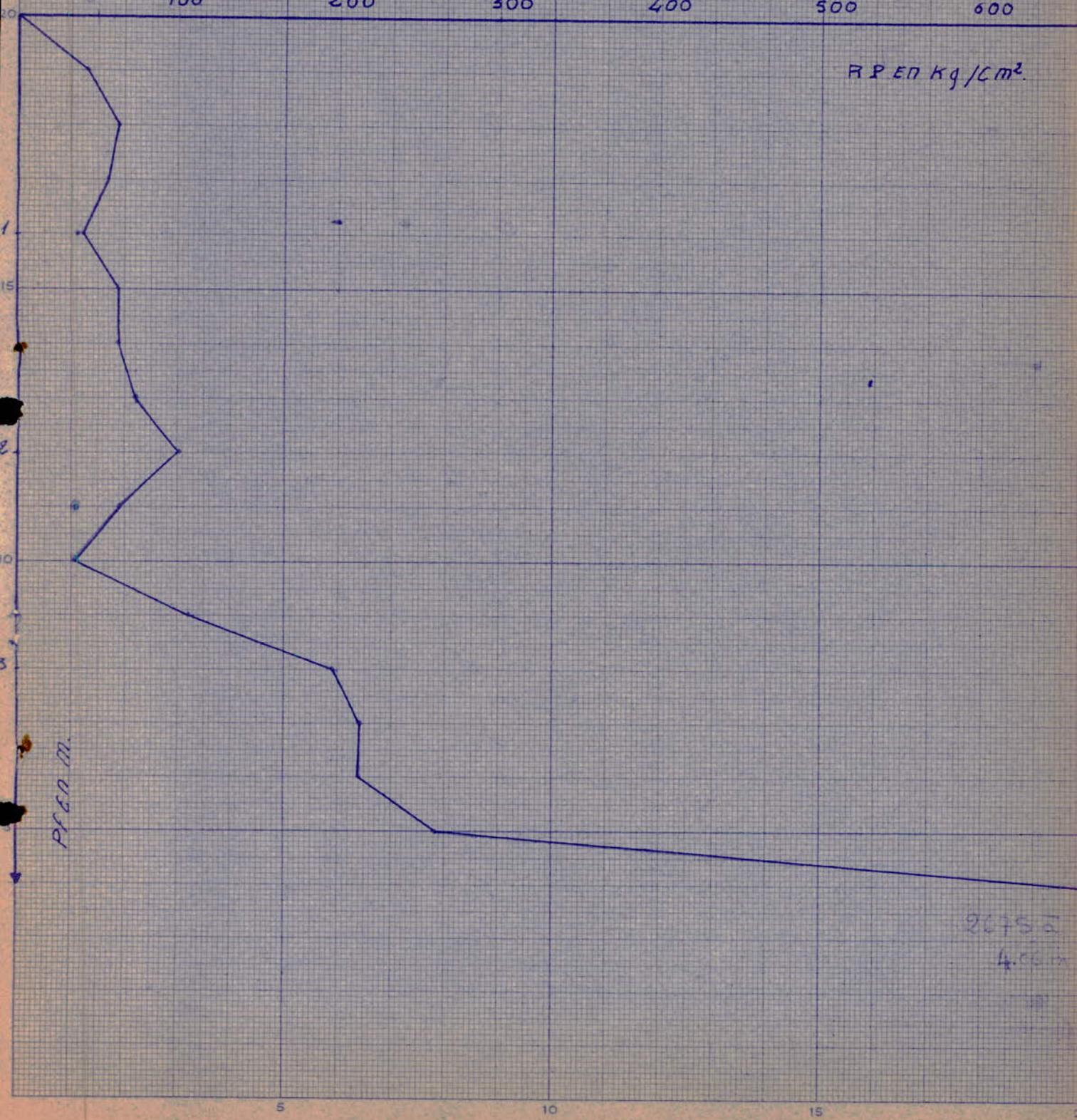
ZONE III

50 100 200 300 400 500 600

R.P EN Kg/cm<sup>2</sup>.

P.F. EN M.

20752  
4.00 m



L.N.T.P.B

Dr: S M (83 (652)

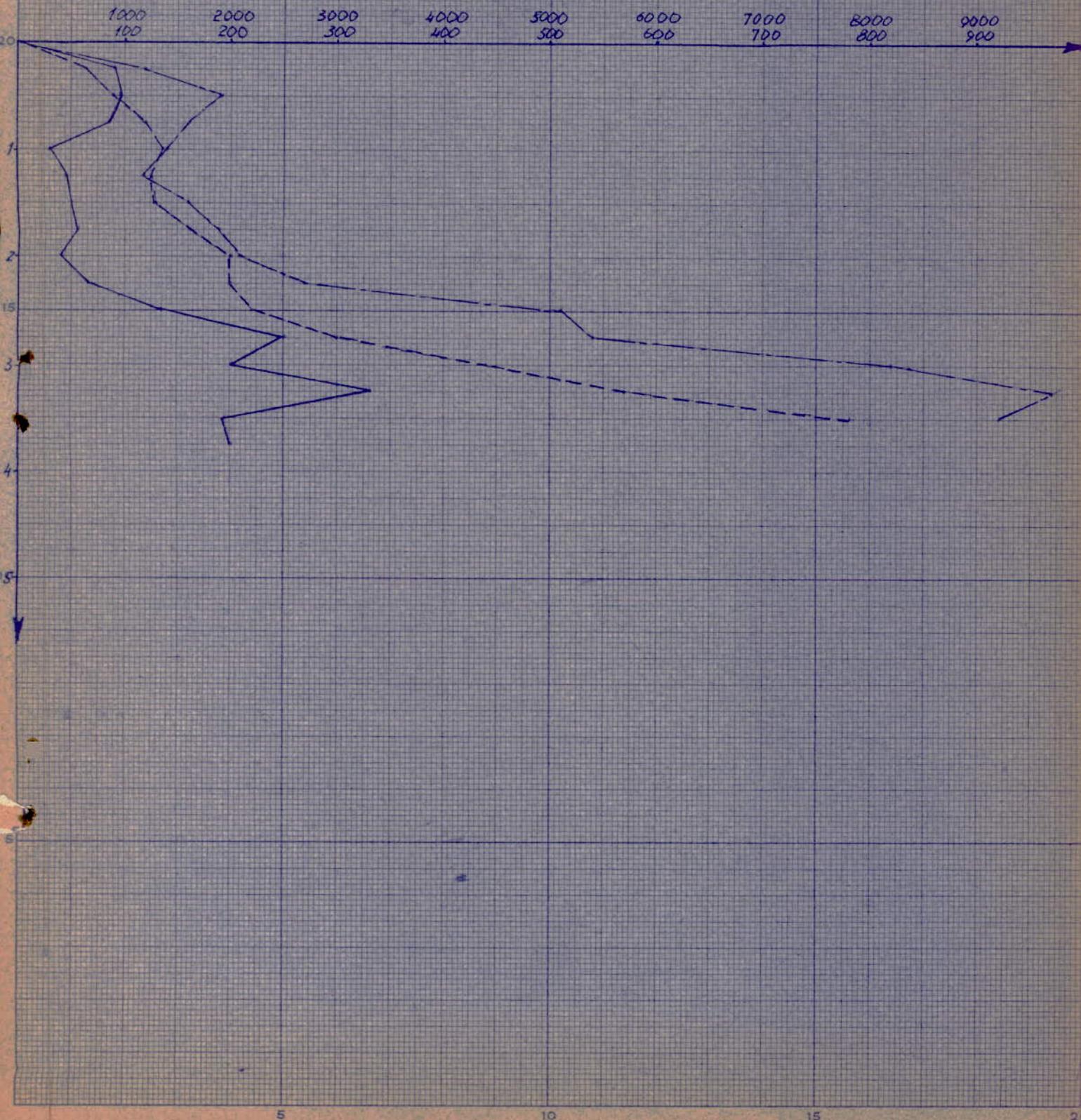
8

PENETROMETRE STATIQUE LOURD

N° B13

$z \approx 7,00$

ZONE III



L.N.T.P.B.

Dr: S11C83 (652)<sup>9</sup>

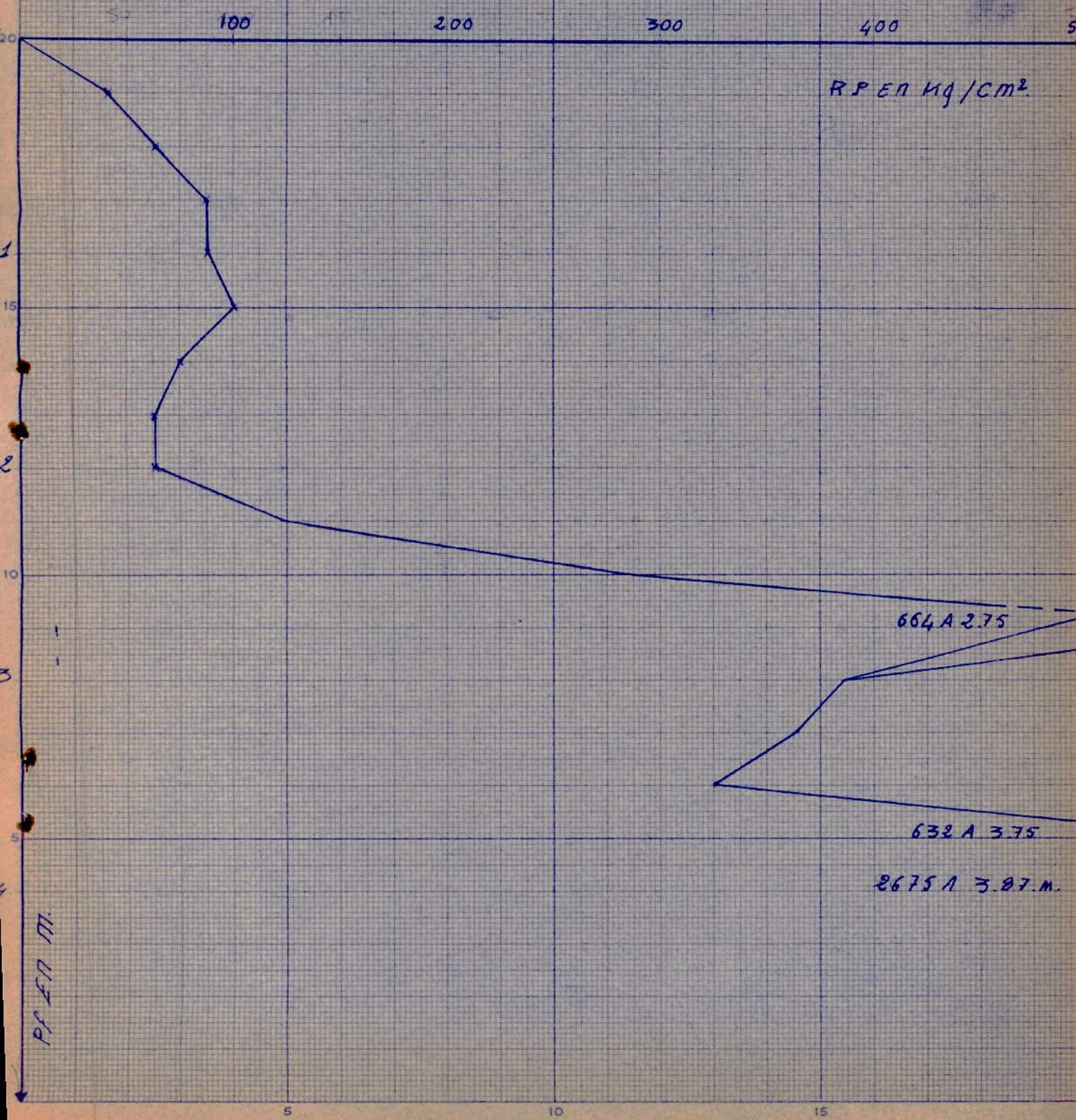
PINS MARITIMES COMEDOR.

N° B14.

ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD

$z = 7,60$

ZONE III



L.N.T.P.B

10  
DR: SMC83 (652)

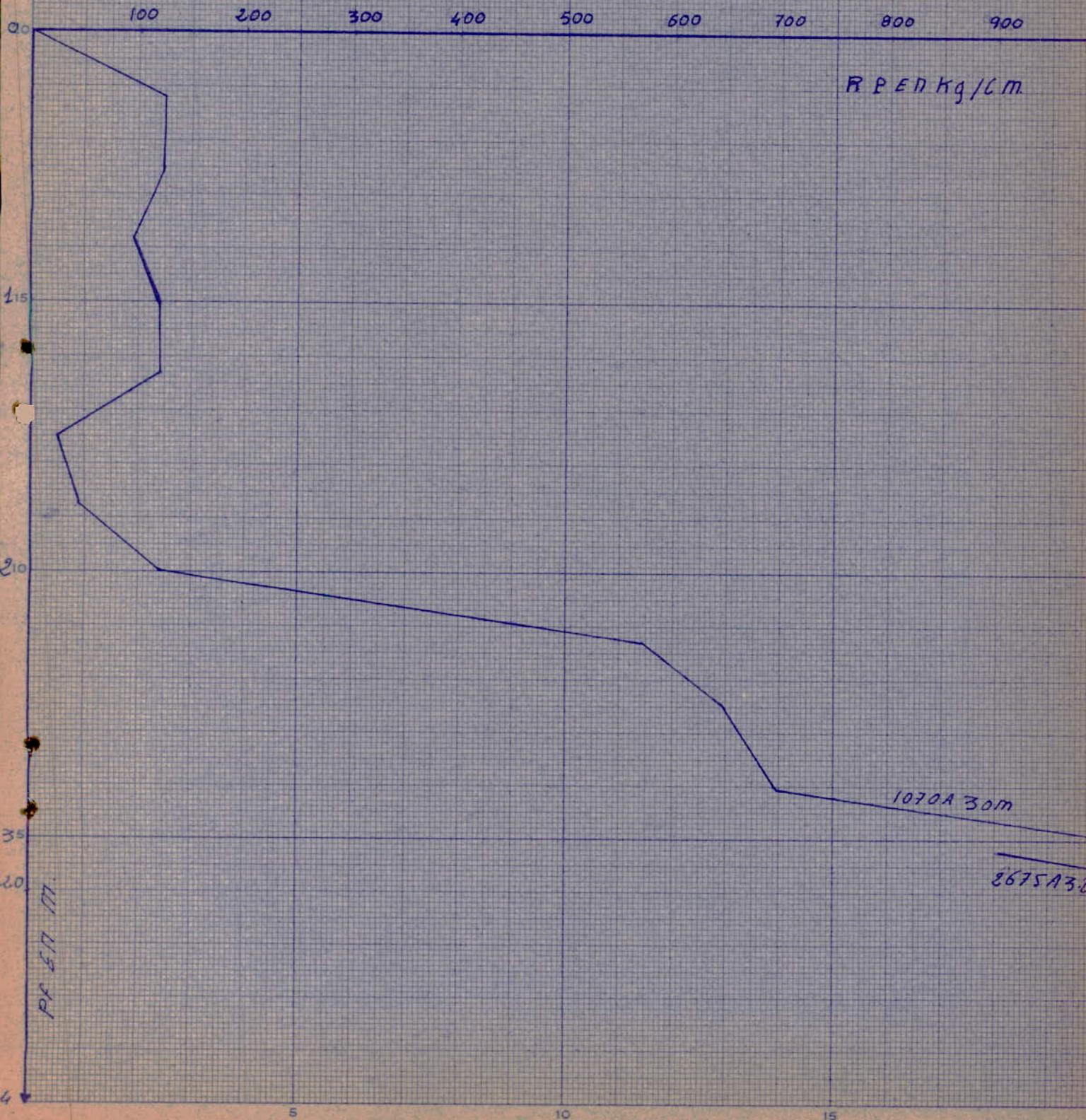
PINS MARITIMES COMEDOR.

N° B15.

ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD.

$Z \approx 7,30$

ZONE III



L.N.T.P.B.

Dr: S11C83 (652)

PINS MARITIMES - COMEDOR.

N° B16.

ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD.

$z \approx 8,20$

ZONE III

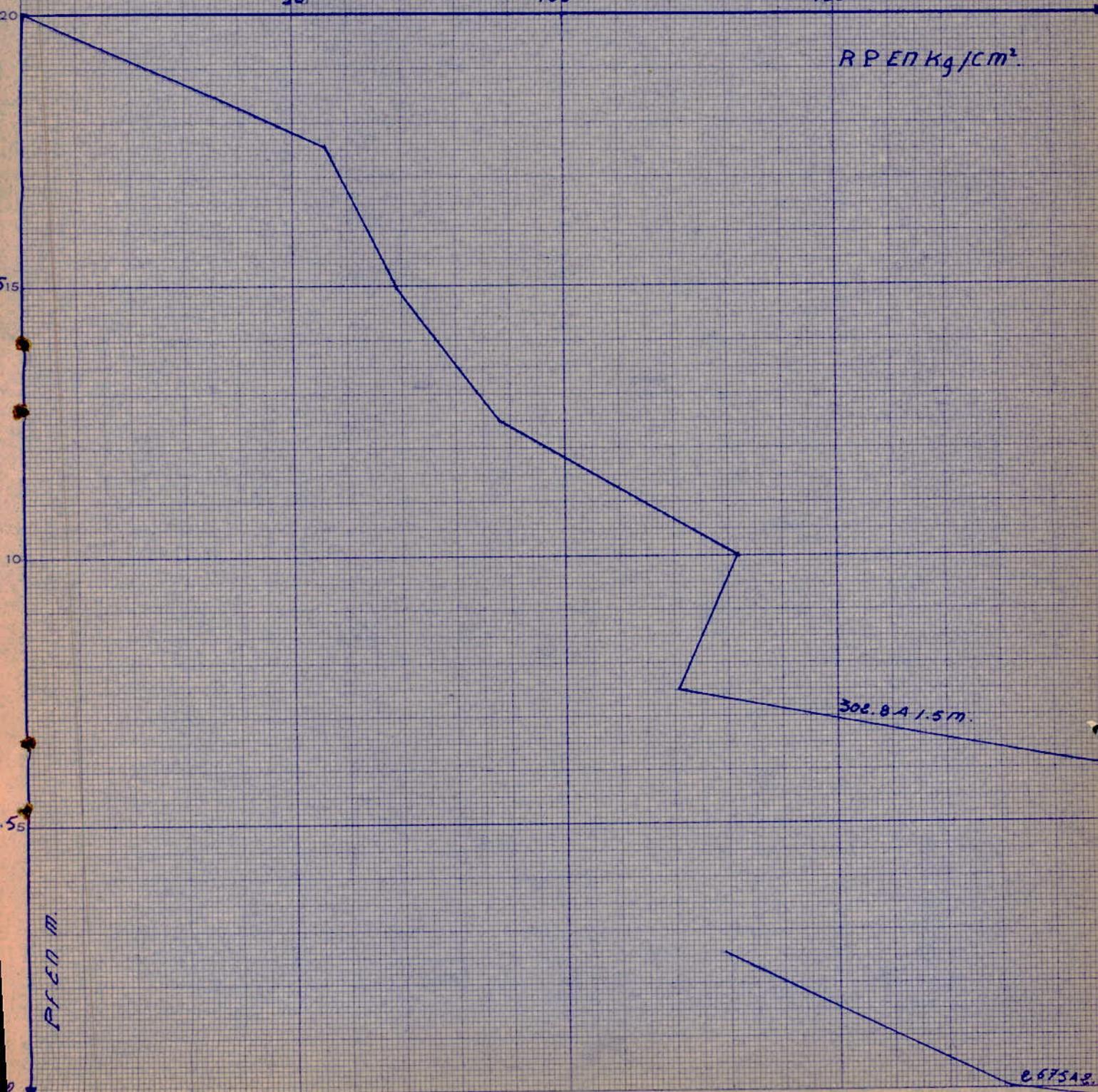
50

100

150

200

RPEN Kg/cm<sup>2</sup>.



PREN M.

308.8 A 1.5 m.

e.67542.

L.N.T.P.B

12  
DT: 51683 (652)

PINS MARITIMES - COMEDOR.

N° C12.

ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD.

$Z \approx 6,10$

ZONE III

100

200

300

400

500

600

700

800

900

1000

RPEN kg/cm<sup>2</sup>

2100 A 6.25

1200 A 7.25 m.

1300

1200

A 19 m.

PT 50 m

5

10

15

20

L.N.T.P.B

13  
Dr: S11 C83 (652)

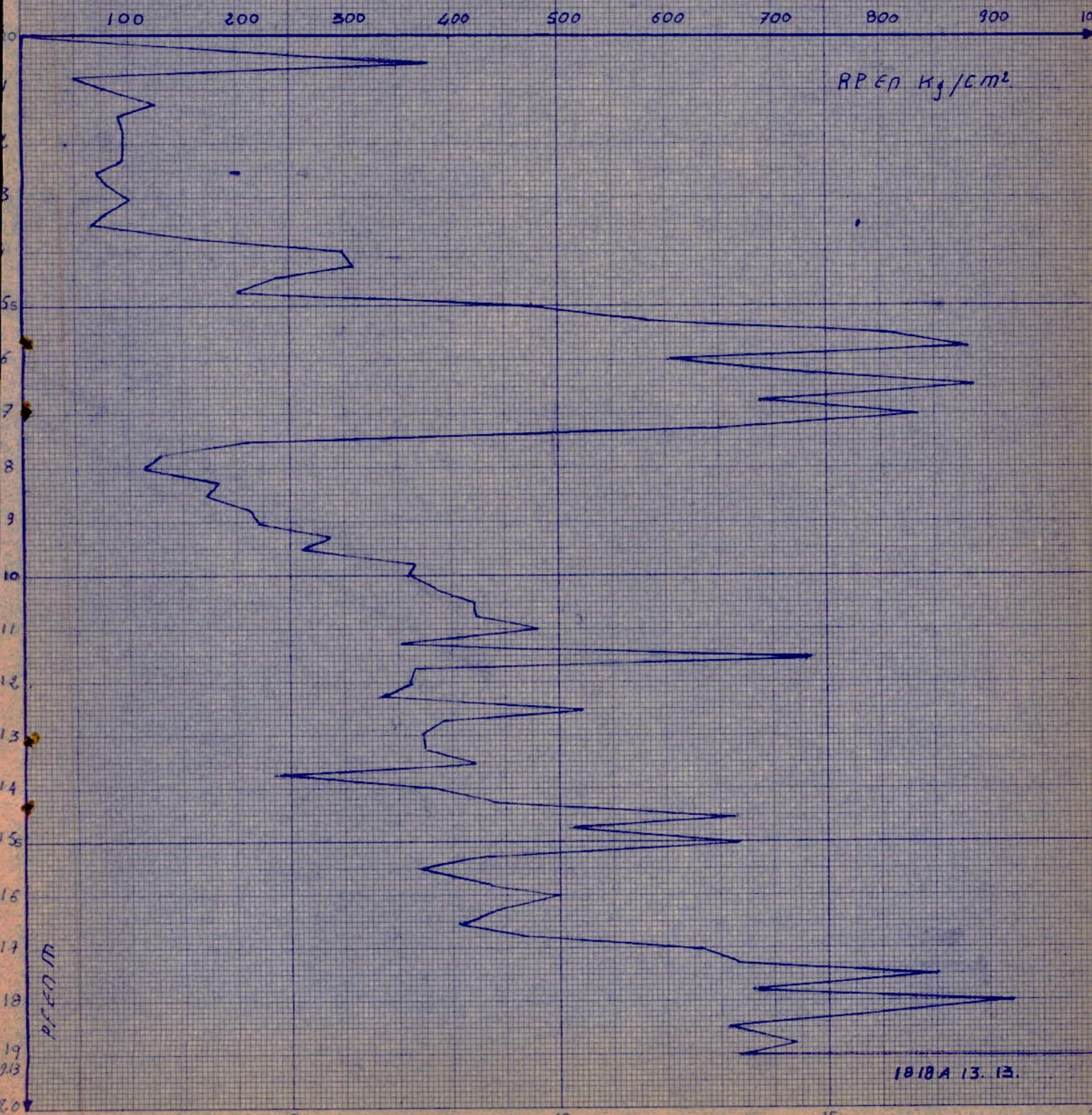
PINS MARITIMES. COMEDOR.

N° C 13.

ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD.

$z \approx 5,10$

ZONE III



1818A 13. 13.

# COMEDOR

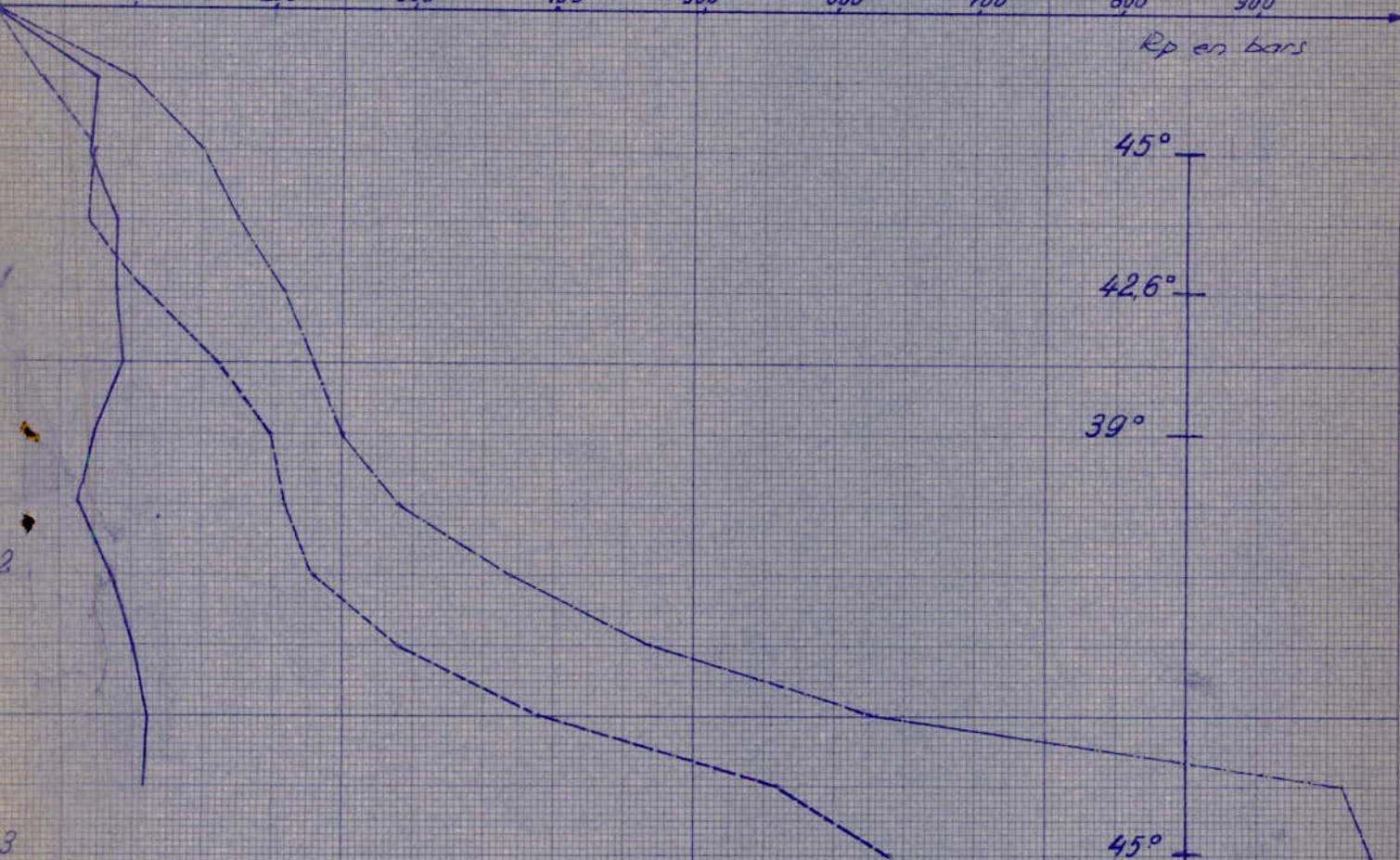
ESSAI PENETROMETRE STATIQUE LOURD

ZONE III

$z \approx 5,30$   
n° C14

1000	2000	3000	4000	5000	6000	7000	8000	9000
100	200	300	400	500	600	700	800	900

Rp en bars



ANGLE DE FROTTEMENT INTERNE

RESISTANCE DE POINTE (kg/cm<sup>2</sup>)

EFFORT LATERAL (kg)

RESISTANCE TOTALE (kg/cm<sup>2</sup>)

L.N.T.P.B.

Dr: 511 C 83 (652)

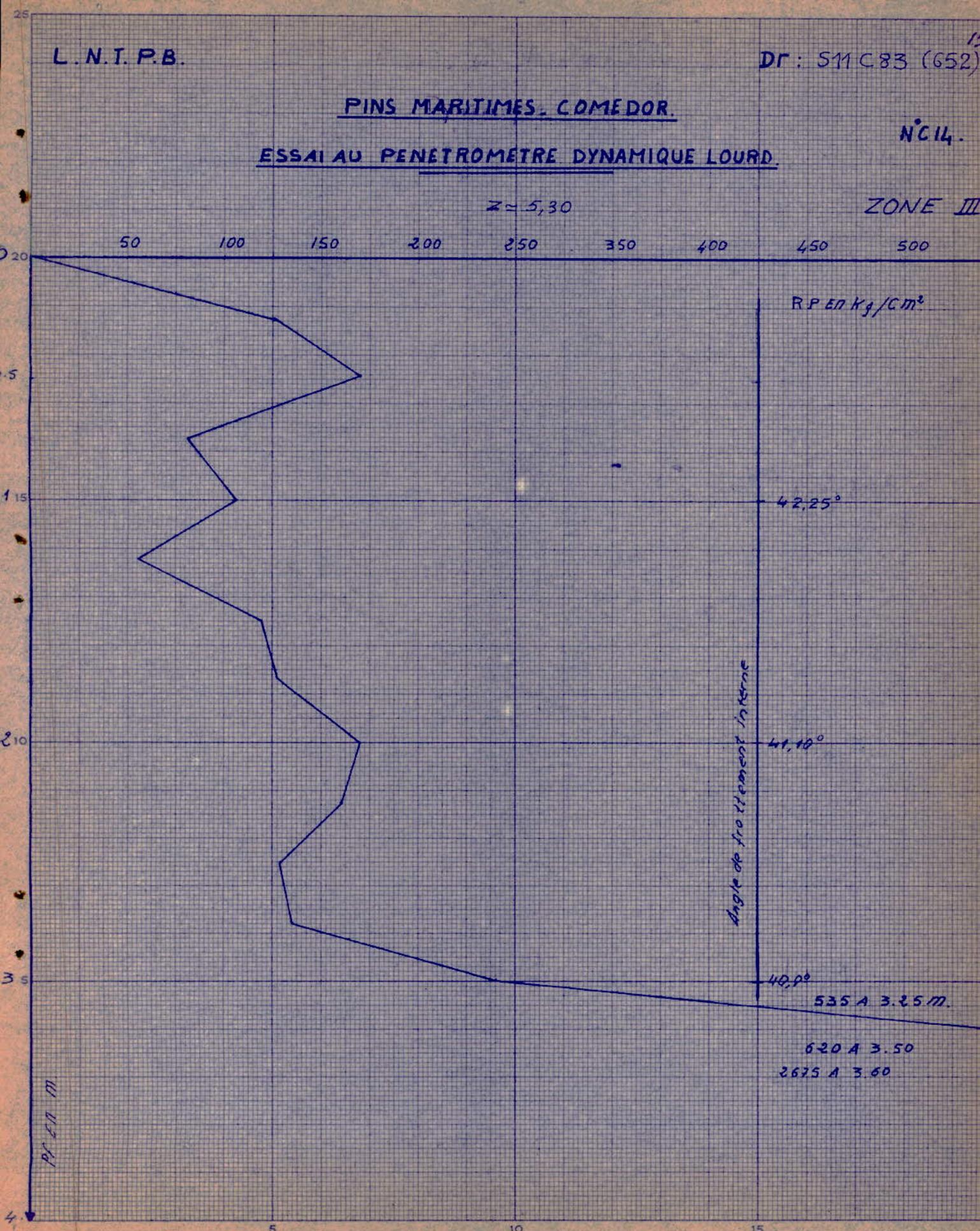
PINS MARITIMES. COMEDOR.

N° 14.

ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD.

ZONE III

Z = 5,30



R.P. EN Kg/cm²

Angle de frottement interne

42,25°

41,10°

40,90°

535 A 3.25 m.

620 A 3.50

2675 A 3.60

PT EN M

L.N.T.P.B.

16  
Dr S11C83 (652)

PINS MARITIMES. COMEDOR.

ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD.

N° C15.

ZONE III

$Z \approx 5,40$

100 200 300 400 500 600 700 800 900

1197 A 0.85

1475 A 0.50

RP EN kg / cm<sup>2</sup>

15

20

35

RP EN (M)

2675 A 3.66

5

10

15

L.N.T.P.B.

DT : 511C83 (65)

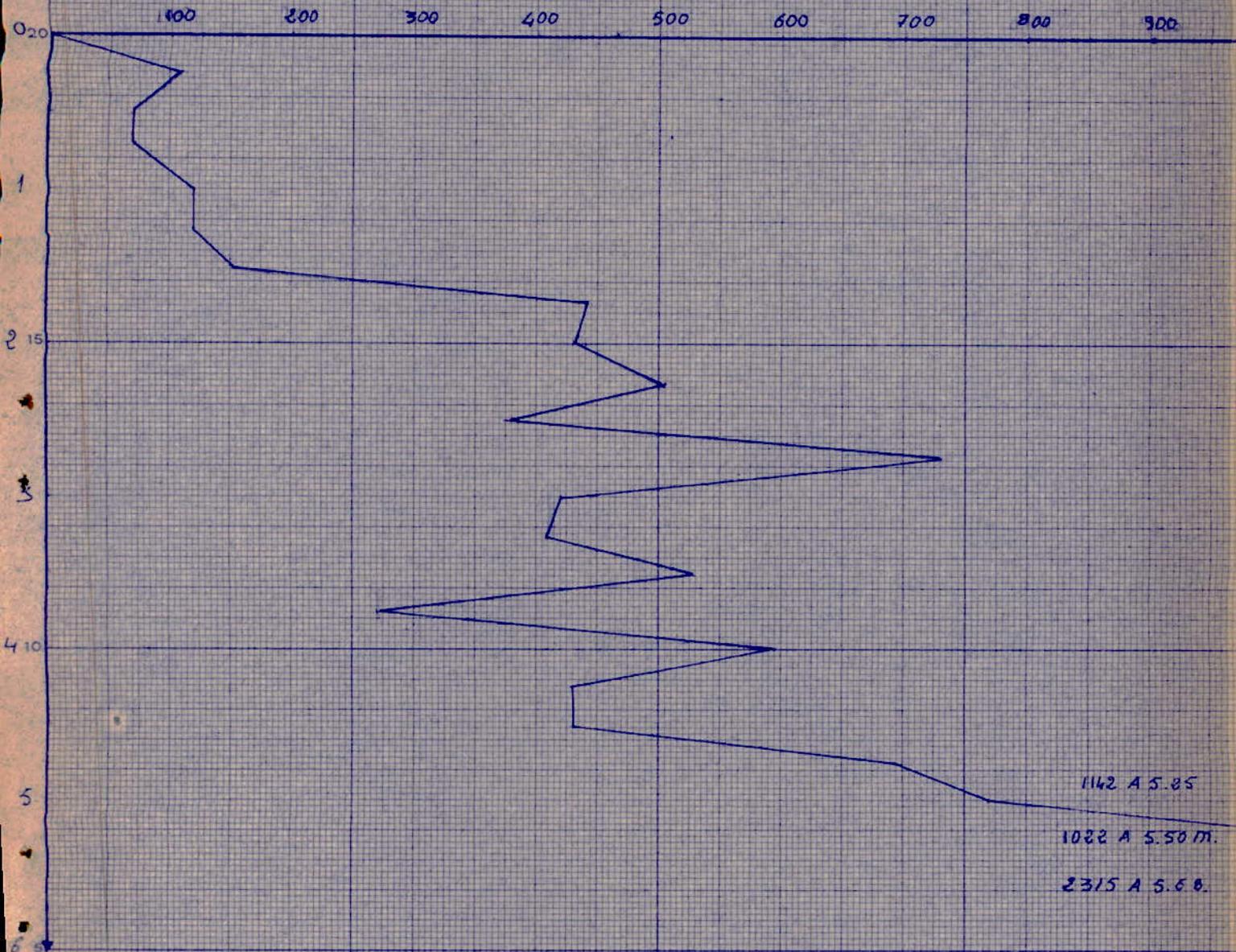
PINS MARITIMES - COMEDOR.

N° C 16

ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD.

$z \approx 7,00$

ZONE III



L.N.T.P.B.

COMEDOR

18  
Dr: SMC83 (652)

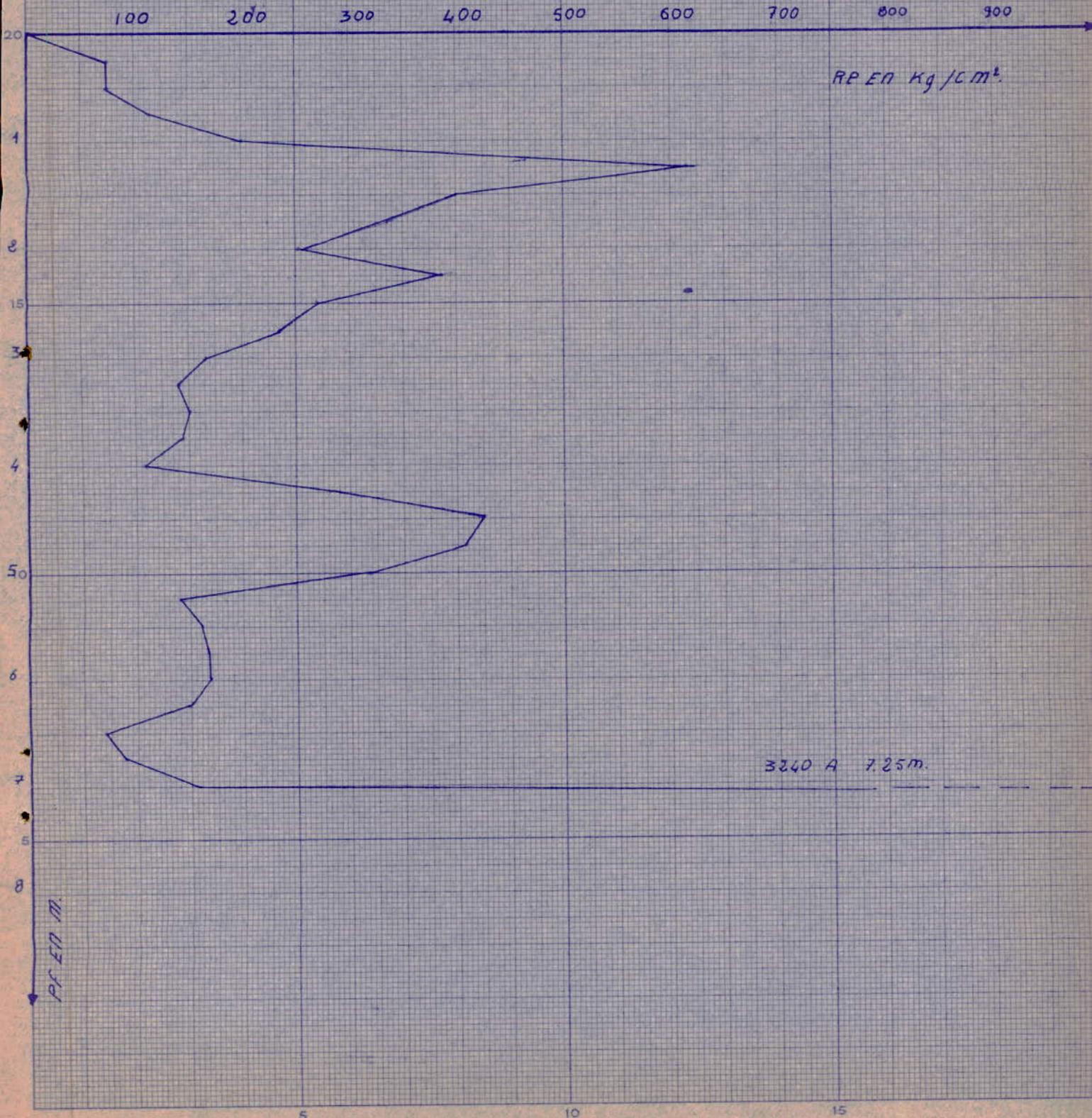
CENTRE CIVIQUE - PINS MARITIMES.

N° D12.

ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD.

$Z \approx 6,00$

ZONE III



L.N.T.P.B

COMEDOR.

19  
DP: 511 C83 (652)

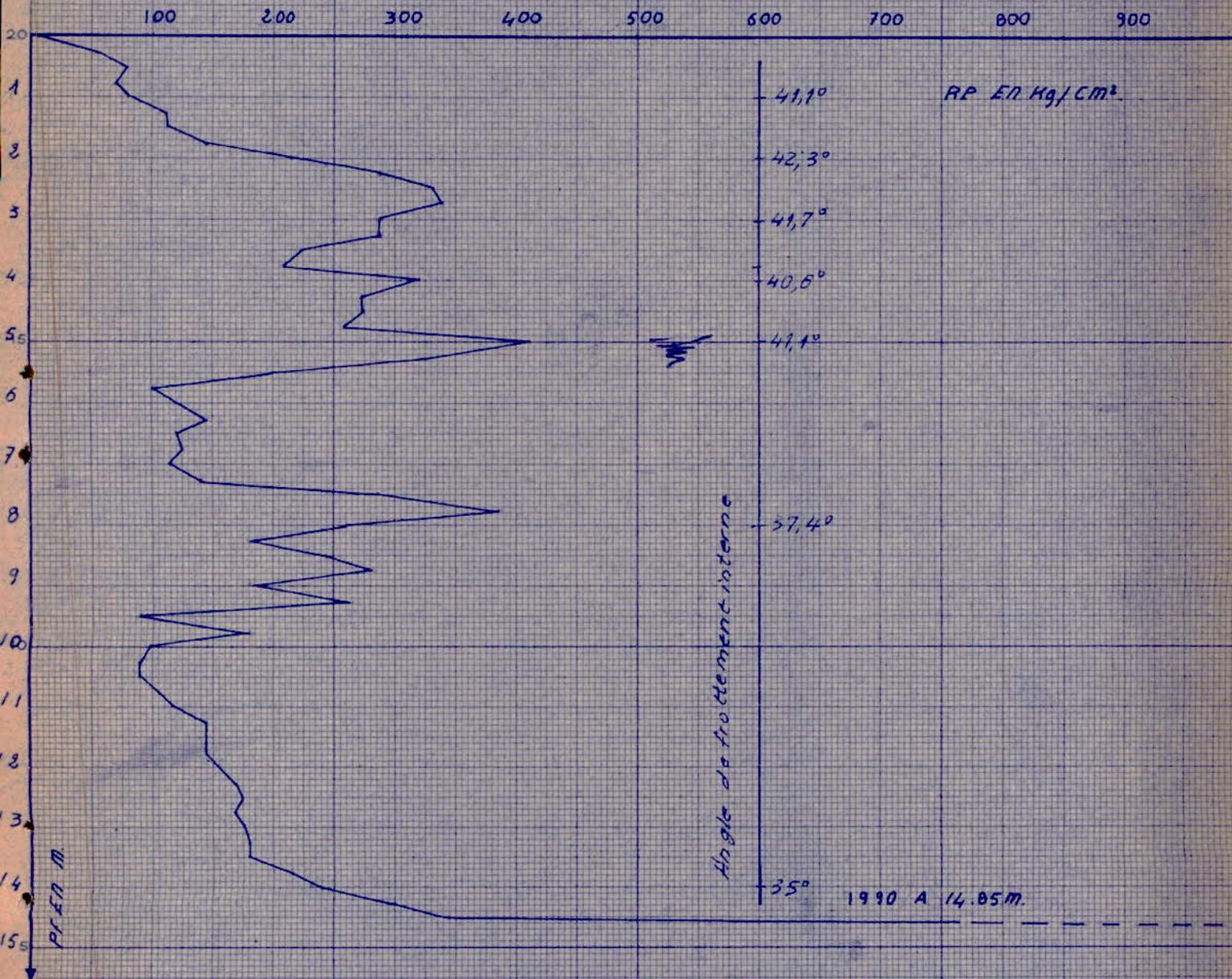
CENTRE CIVIQUE - PINS MARITIMES.

N° D 13.

ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD.

ZONE III

$Z \approx 6,00$



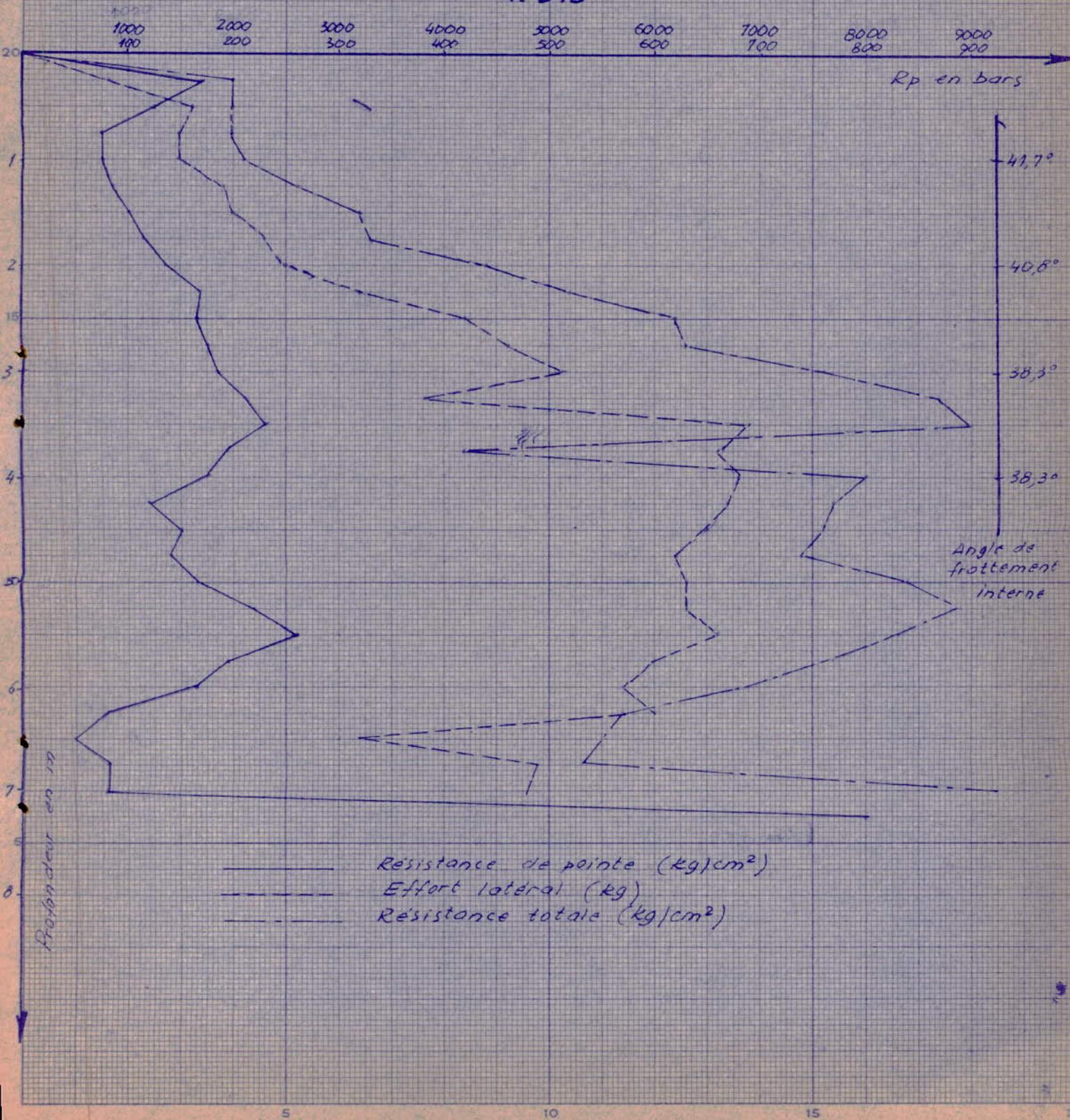
# COMEDOR

PENETROMETRE STATIQUE LOURD

Z ≈ 6,00

n° D13

ZONE III



L.N.T.P.B

COMEDOR.

Dr :

21

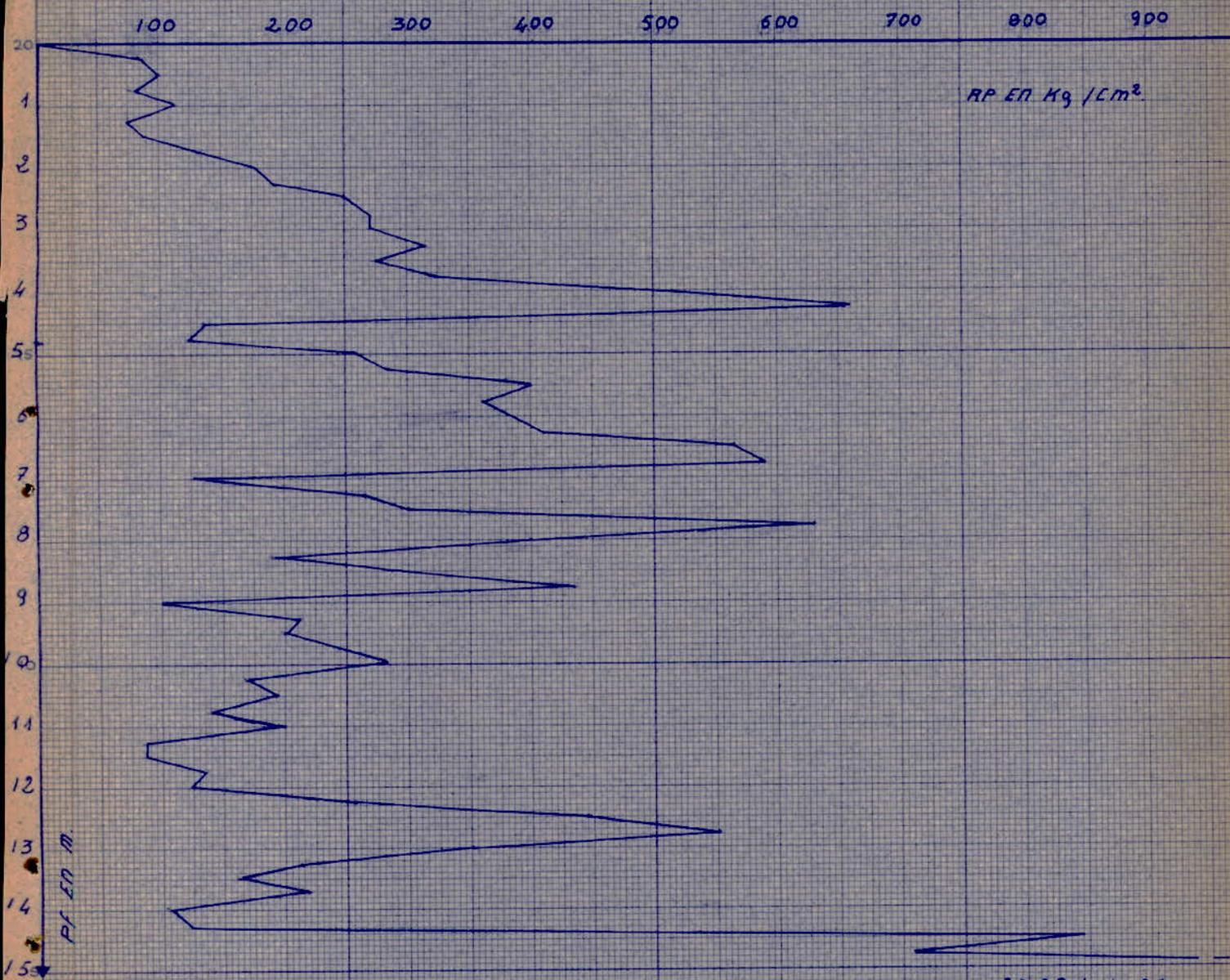
CENTRE CIVIQUE - PINS MARITIMES.

N° D14.

ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD.

$z \approx 5,70$

ZONE III



RP EN Kg /cm<sup>2</sup>.

2320A 14.86 m.

L.N.T.P.B

COMEDOR.

22  
DP: 511(83(652)

CENTRE CIVIQUE PINS MARITIMES.

N° D15.

ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD.

$z \approx 5,80$

ZONE III

100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000

RP EN Kg/cm<sup>2</sup>

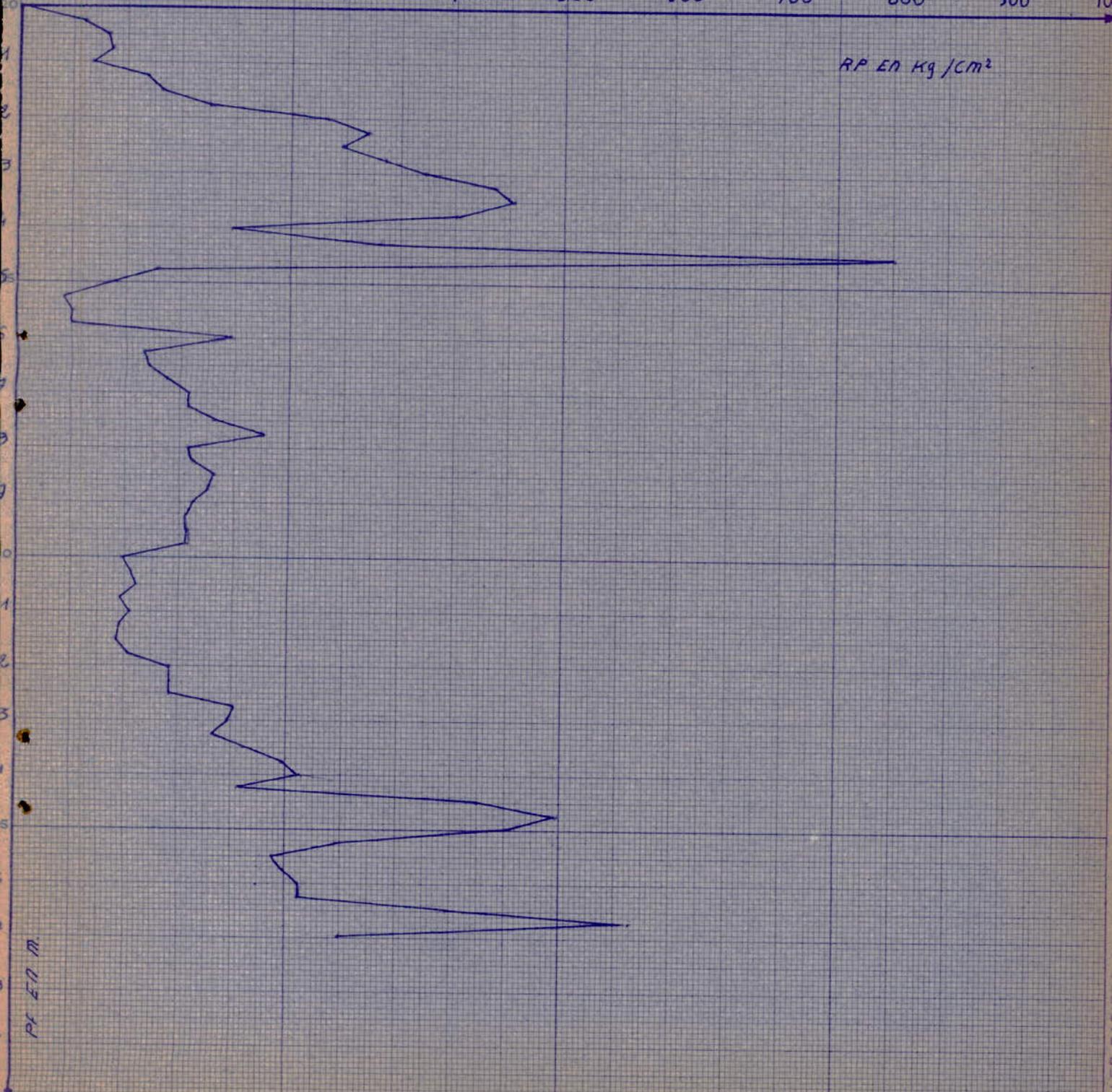
PF EN M.

5

10

15

20



L.N.T.P.B

COMEDOR.

Dr : S11C83 (652)

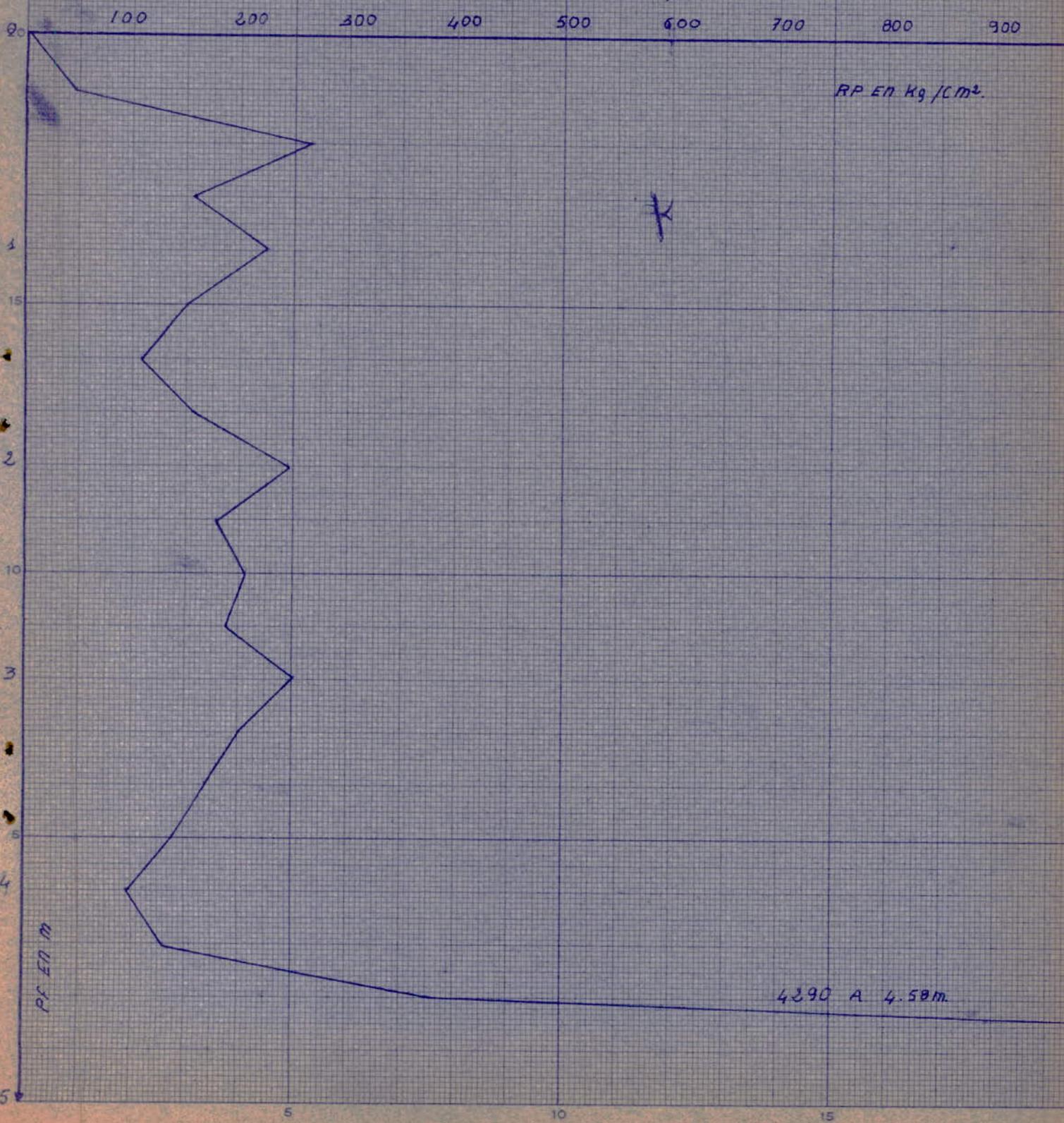
CENTRE CIVIQUE . PINS MARITIMES .

N° D16.

ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD.

$Z \approx 5,90$

ZONE III



L N T P B

# PINSMARITIMES-COMEDOR

ZONE III

Pénétromètre dynamique lourd

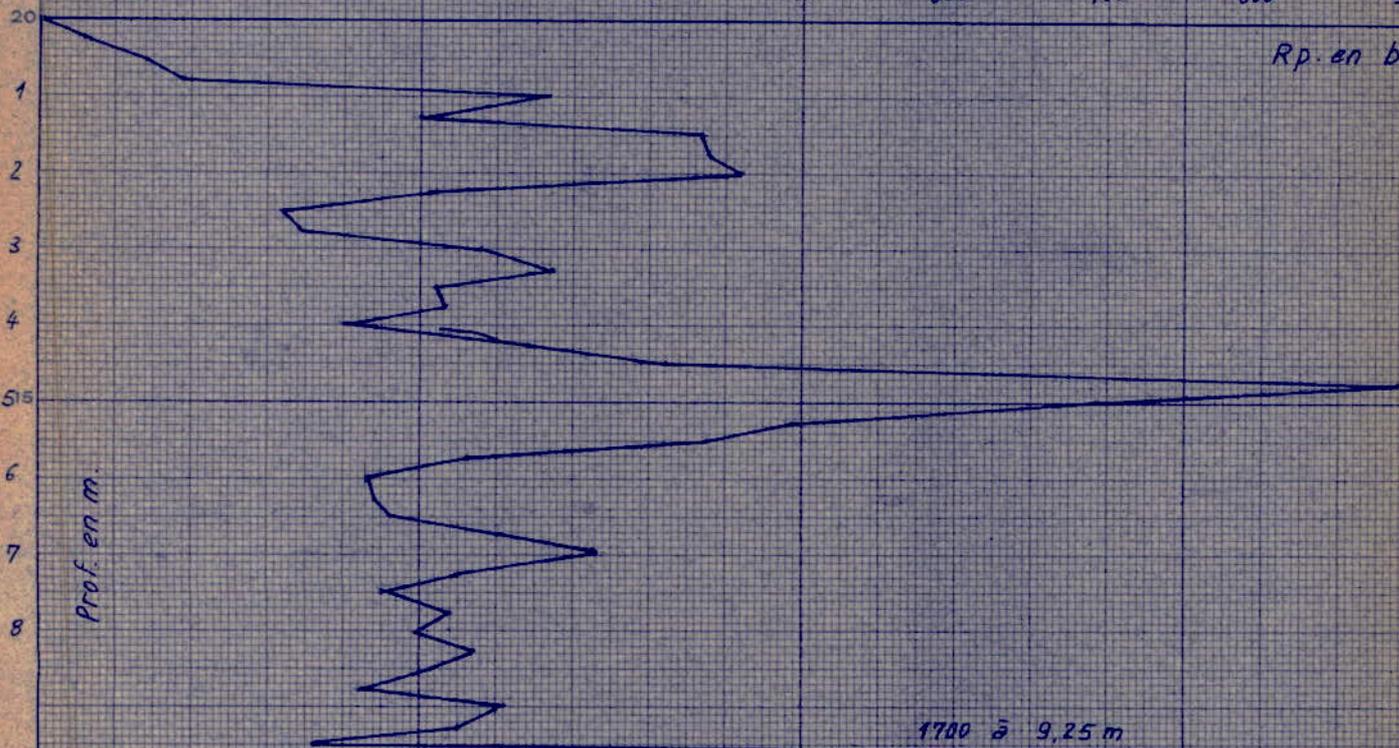
Dr: S11 C83 (652)

$Z \approx 6,10$

Essai N° E12

100      200      300      400      500      600      700      800      900

Rp. en bars



1700 à 9,25 m

1240 à 10 m

2575 à 10,25 m

Prof. en m.

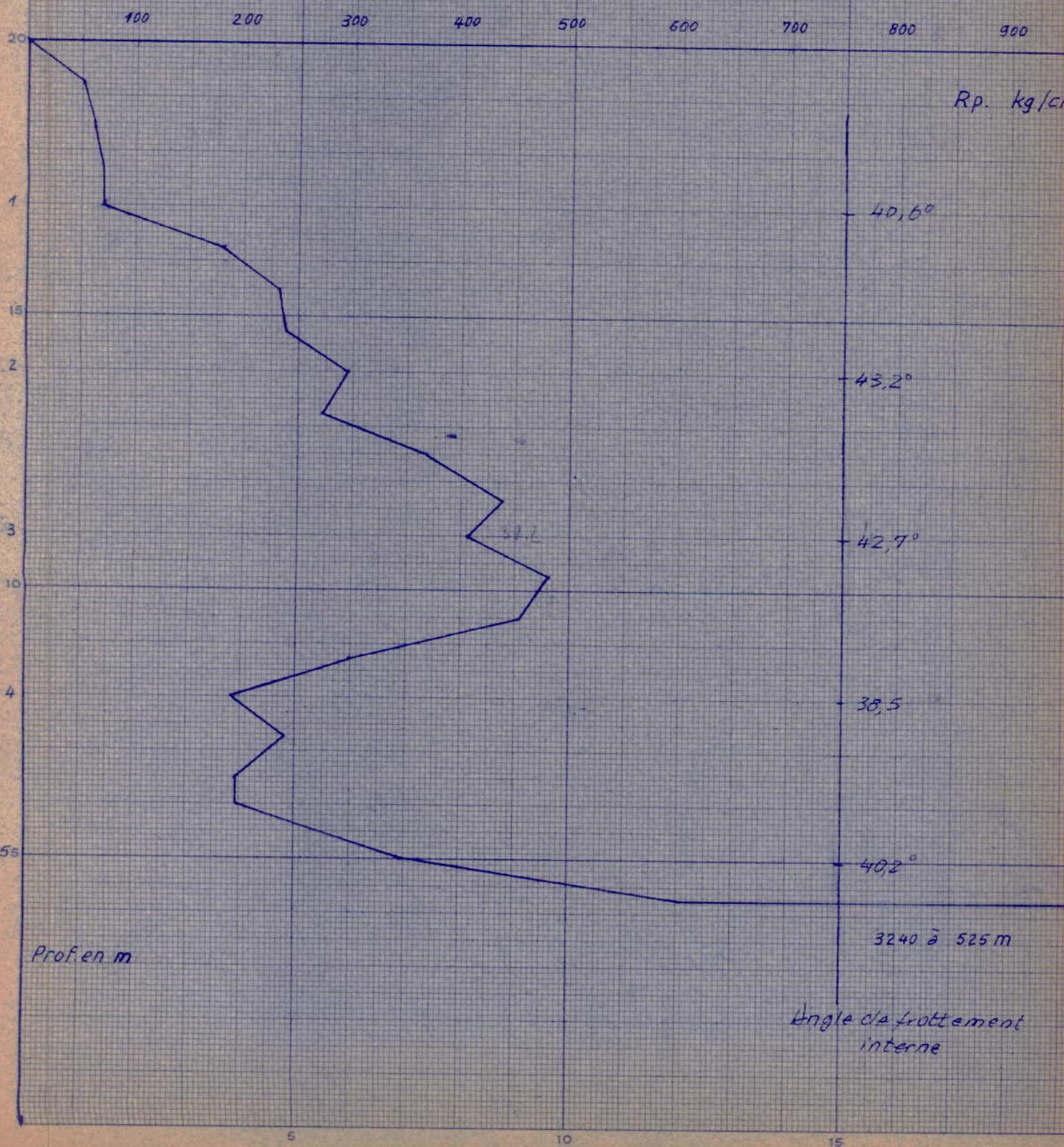
L N T P B

# PINS-MARITIMES - COMEDOR

ZONE

Pénétrömètre dynamique lourd  
 $Z \approx 6,40$   
Essai N° E 13

Dr. SMC83 (65



L NTP B

PINS-MARITIMES - COMEDOR

ZONE III

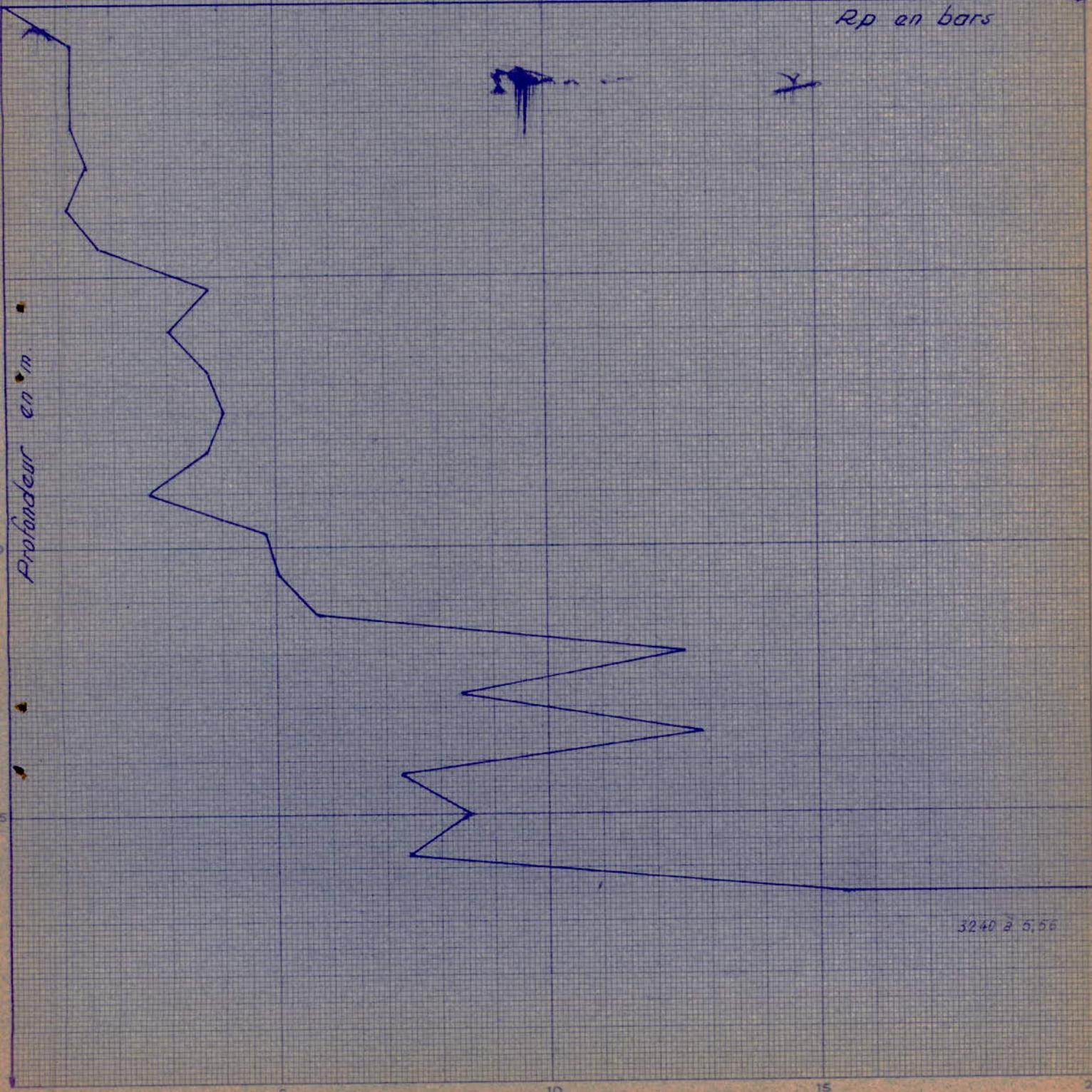
Pénétromètre dynamique lourd

Dr: S11C83 (652)

Z ≈ 7,40  
Essai N° E 14

100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000

Rp en bars



3240 à 5,56

L.N.T.P.B

27  
Dr. S11 C83 (652)

GR:

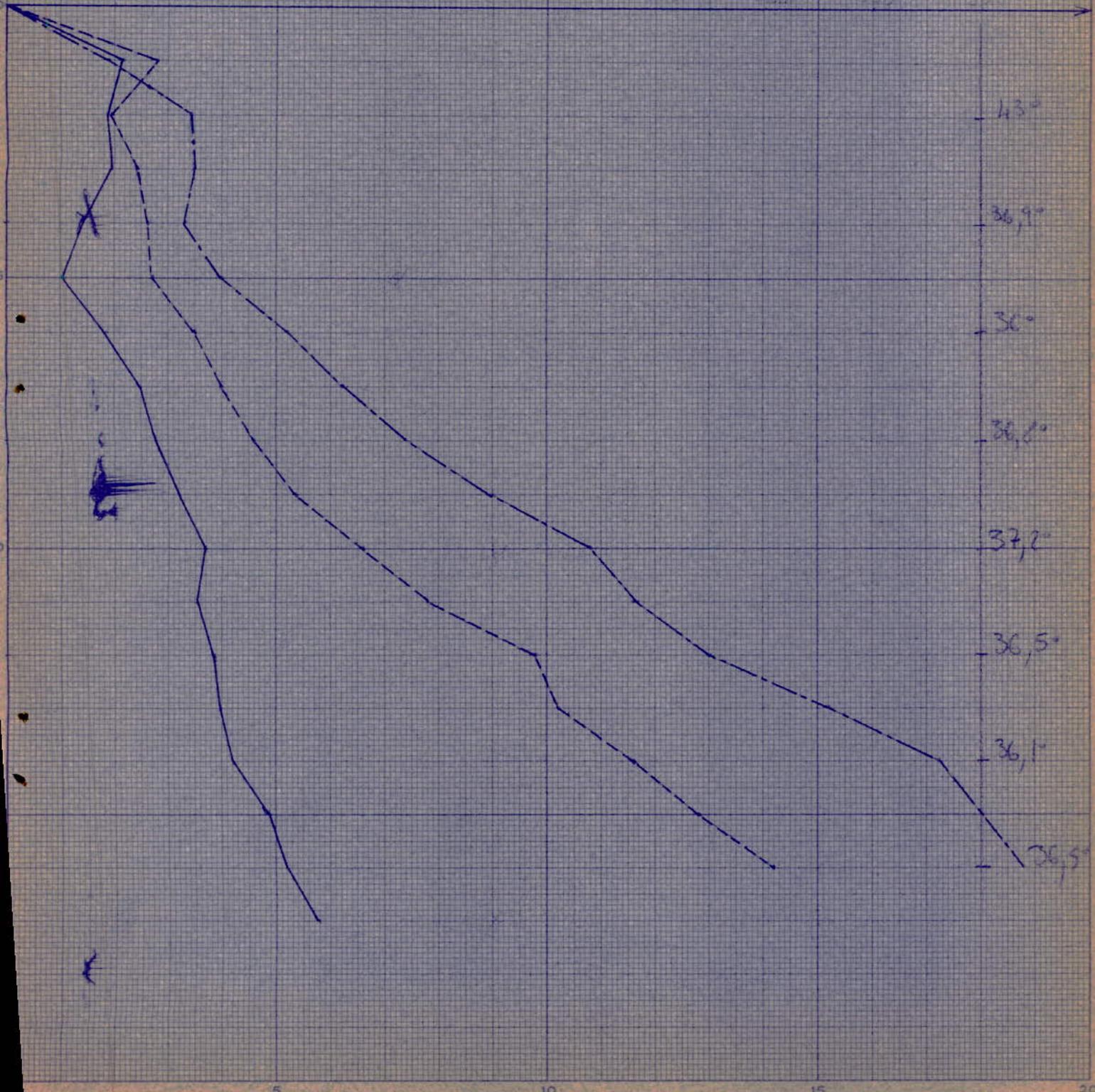
Pénétrometre statique lourd.

Z = 7,40

Essai N° E 14

ZONE III

1000	2000	3000	4000	5000	6000	7000	8000	9000
100	200	300	400	500	600	700	800	900



L N T P B

PINS-MARITIMES - COMEDOR

28  
DR: 511C83 (652)

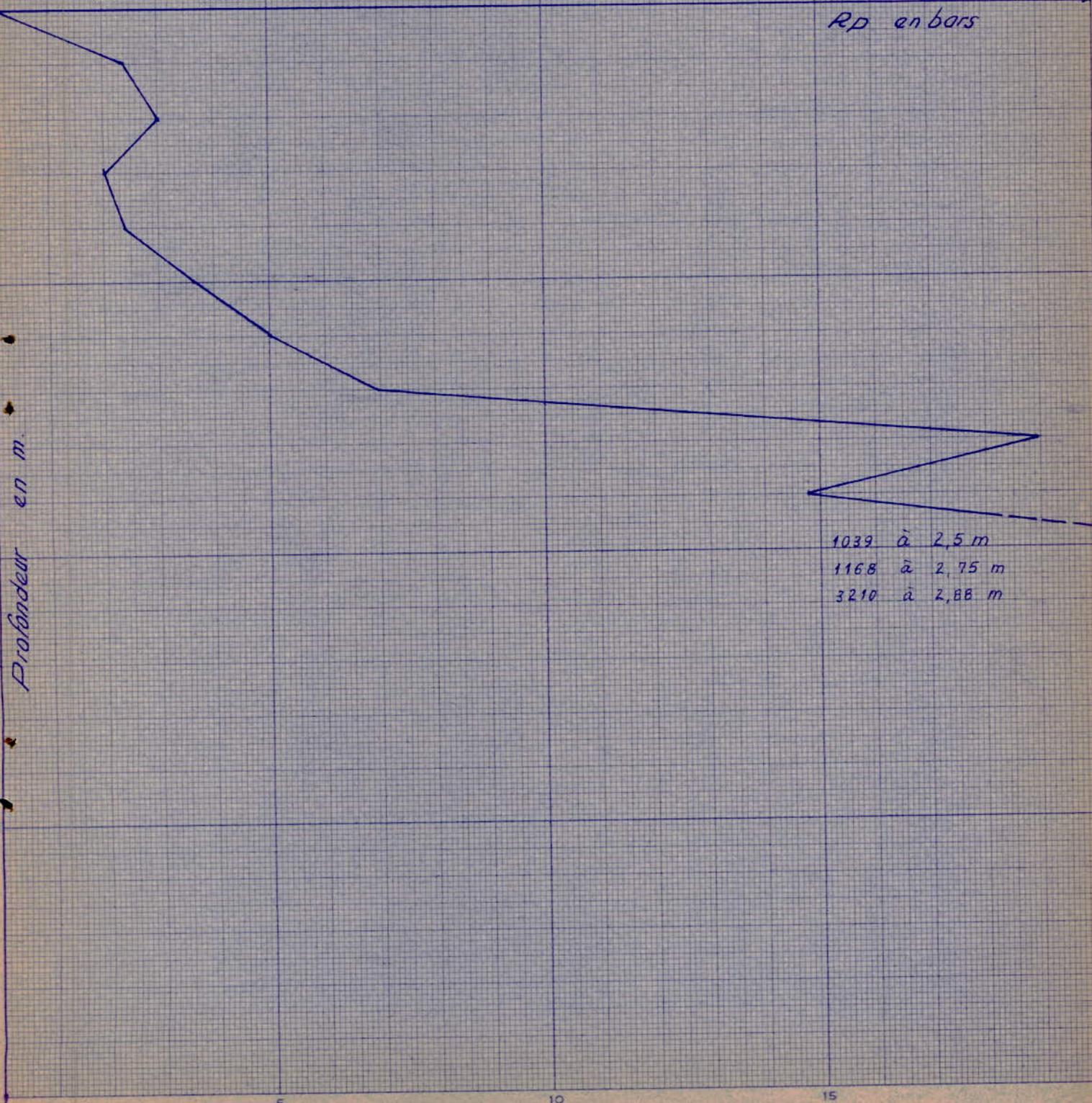
Pénétrometre dynamique lourd

$Z \approx 6,80$   
Essai N° E 15

ZONE III

100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000

Rp en bars



1039 à 2,5 m  
1168 à 2,75 m  
3210 à 2,88 m

5

10

15

L N T P B

# COMEDOR - PINS MARITIMES

ZONE III

Pénétrömètre dynamique lourd

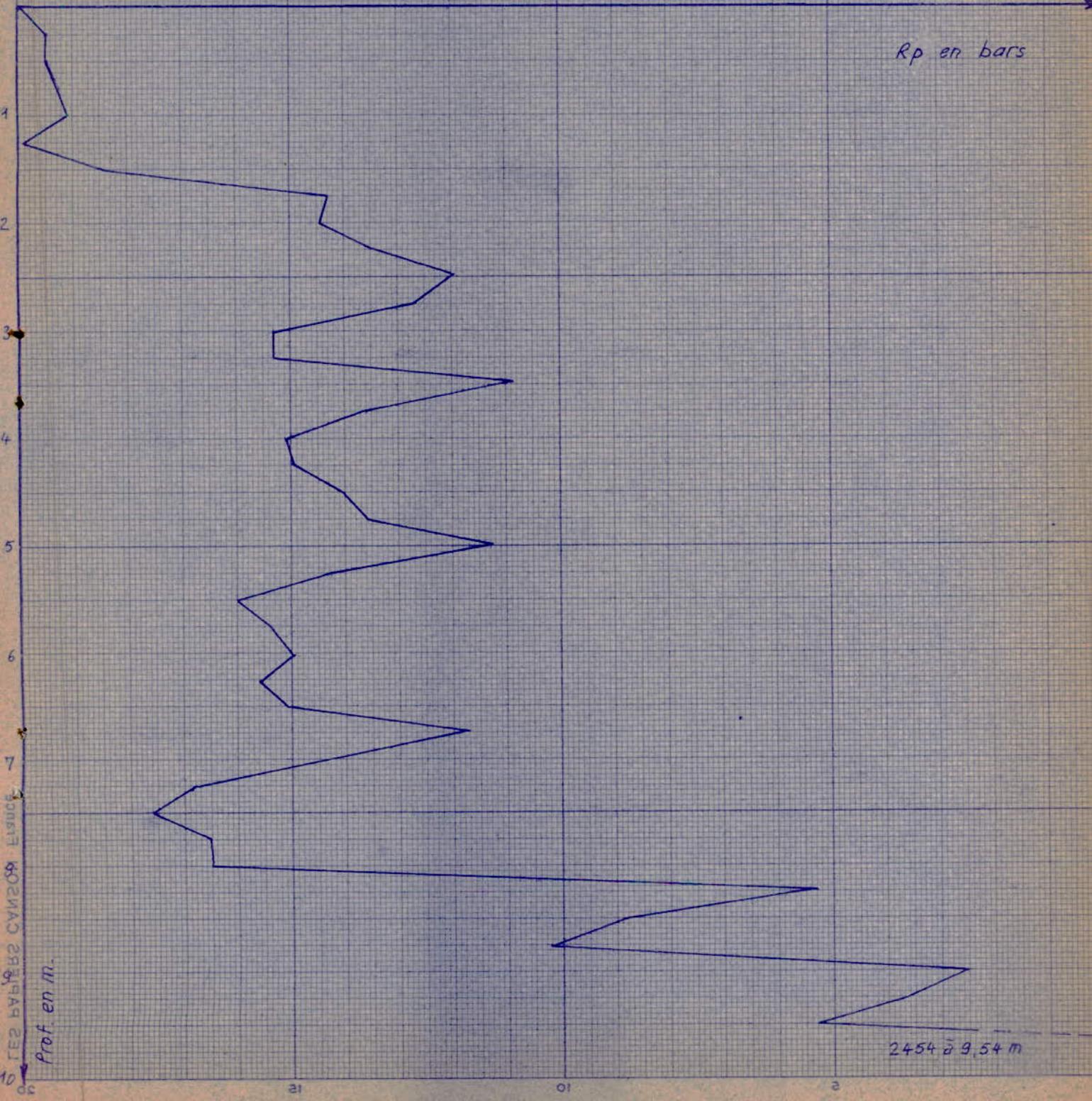
Dr: S11C83 (652)

Essai N° E16

Z ≈ 8,00

100 200 300 400 500 600 700 800 900

Rp en bars



2454 à 9,54 m

Prof. en m.

LNTPB

# COMEDOR

Dr. 511 C83 (652)

30

Pénétromètre dynamique lourd

Essai N° F12  $Z \approx 2,50$

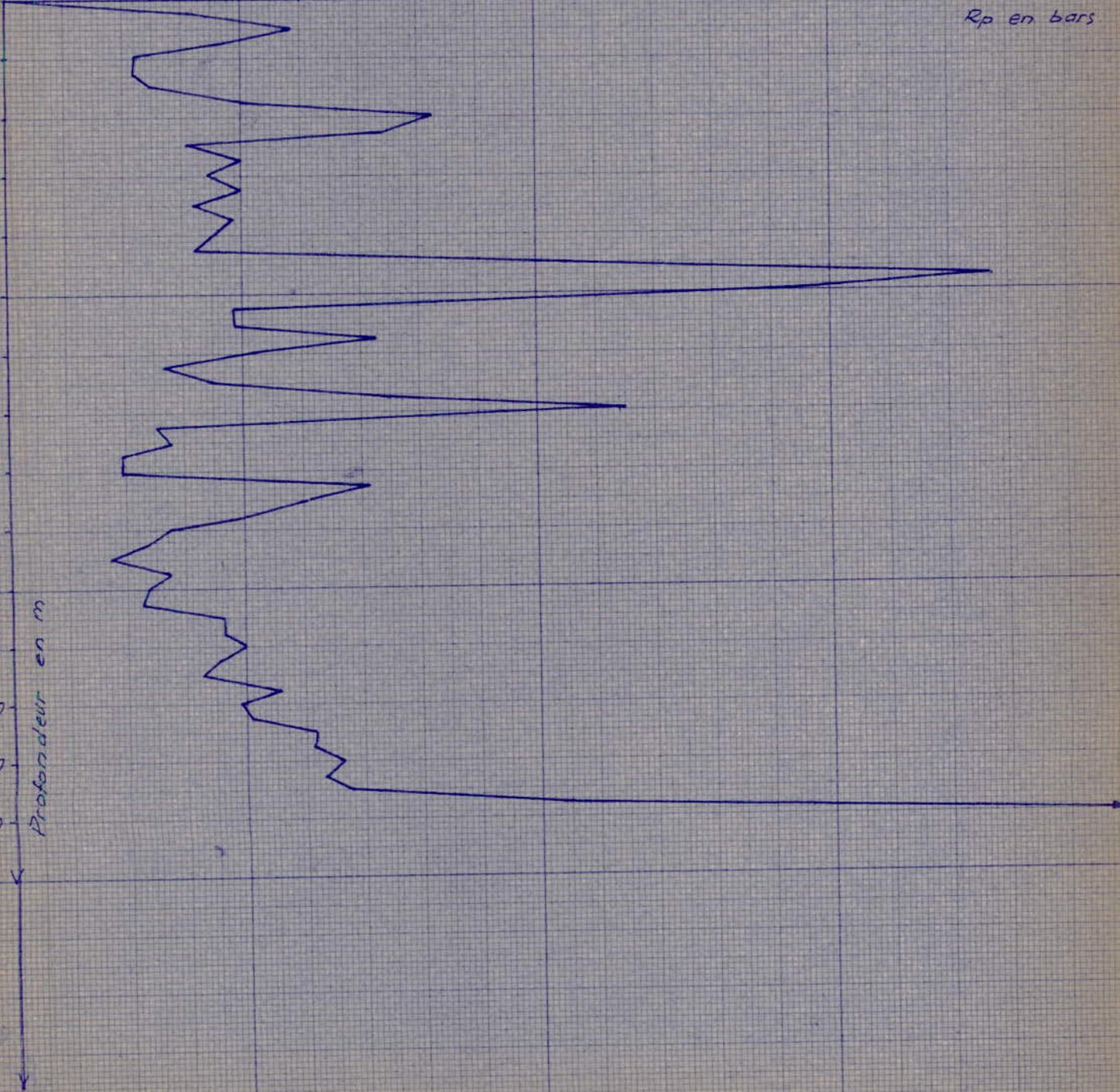
ZONE III

100 200 300 400 500 600 700

$R_p$  en bars

1,00  
2,00  
3,00  
4,00  
5,00  
6,00  
7,00  
8,00  
9,00  
10,00  
11,00  
12,00  
13,00  
14,00

Profondeur en m



# COMEDOR

PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD

ZONE III

ESSAI F13

$Z \approx 2,00$

100 200 300 400 500 600 700  
Rp en bars

1  
2  
3  
4  
5  
6  
7  
Profondeur en m



L.N.T.P.B

Dr. 511 (83 (652)

# COMEDOR

32

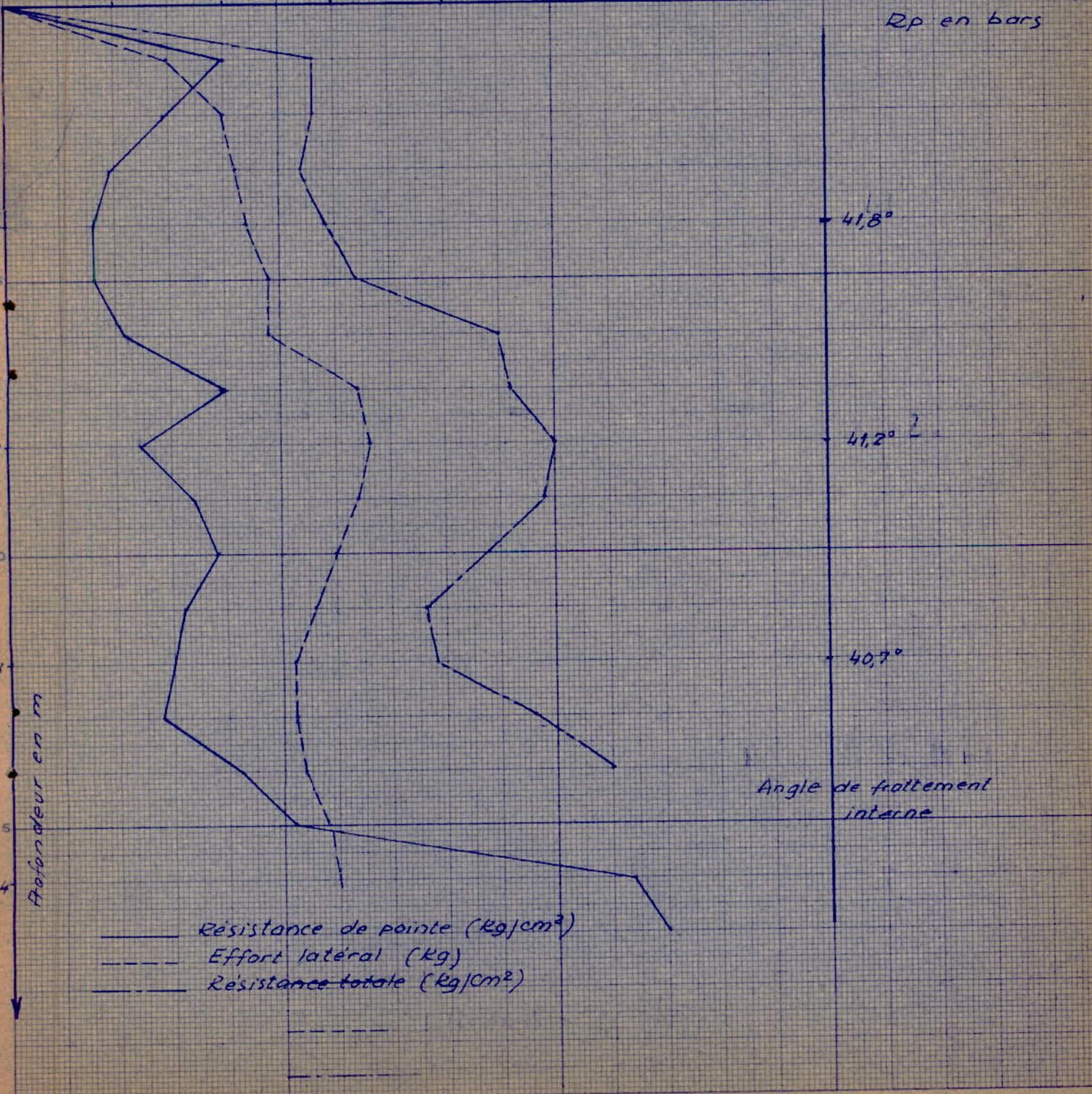
ZONE III

PENETROMETRE STATIQUE LOURD

N° F13 z ≈ 2,00

1000 2000 3000 4000 5000 6000 7000 8000 9000  
100 200 300 400 500 600 100 800 900

Rp en bars



L N T P B

# DINSMARITIMES-COMEDOR

Dr: 511 (83) (652) 33

Pénétromètre dynamique lourd

ZONE III

Essai N° F14

$z \approx 2,40$

100 200 300 400 500 600 700 800 900

Rp. en bars

42,3°

42,3°

39,2°

38,6°

41°

37,1°

39,5

Prof. en m

Angle de frottement interne

5

10

15

L N T P B

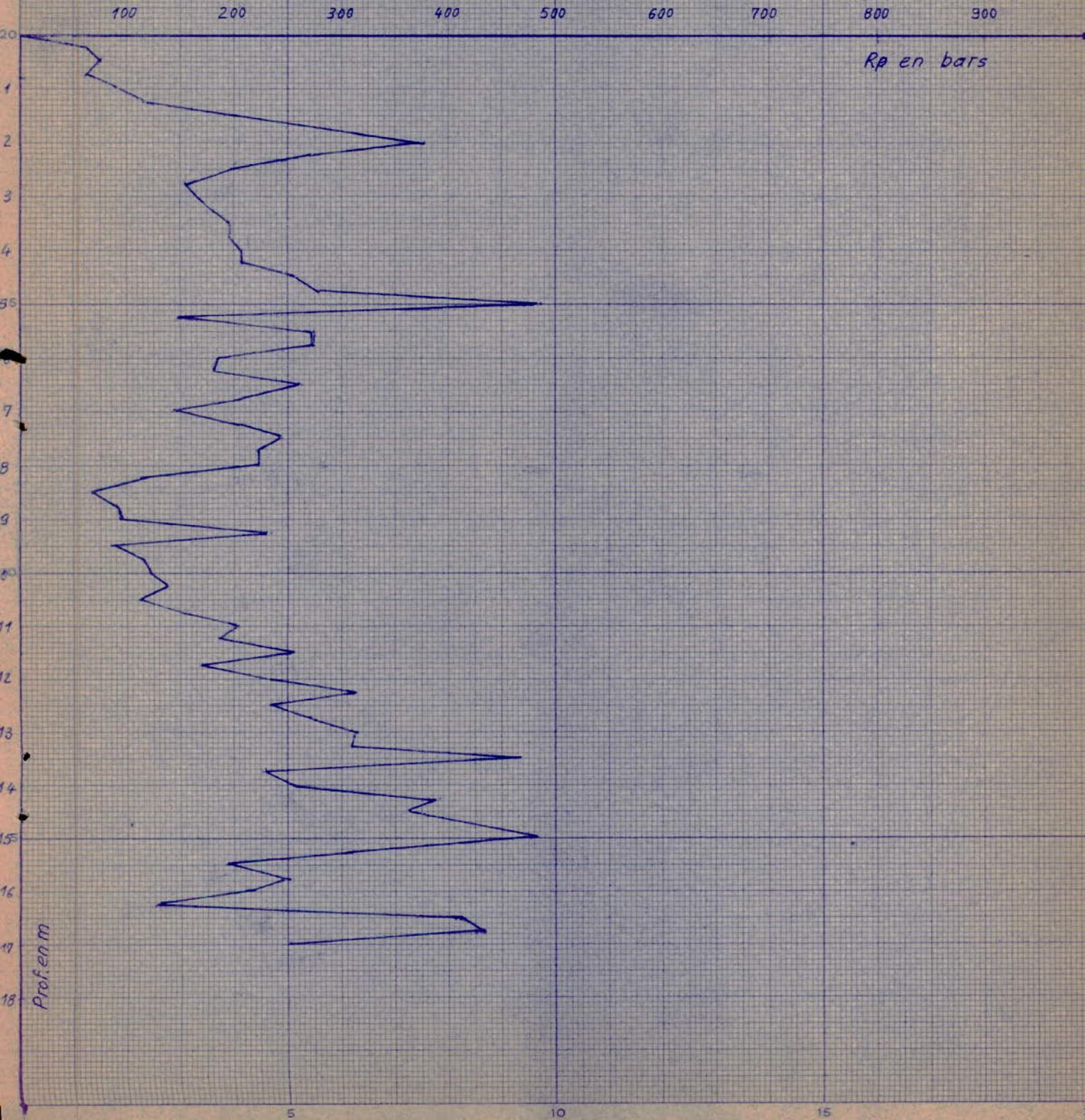
PINS-MARITIMES - COMEDOR

Dr: 511 C83 (652)  
34

ZONE III

Pénétrömètre dynamique lourd

Essai N° F15  $z \approx 1,70$



L N T P B

# PINS-MARITIMES\_COMEDOR

Dr. 511 C83 (652)  
35

ZONE III

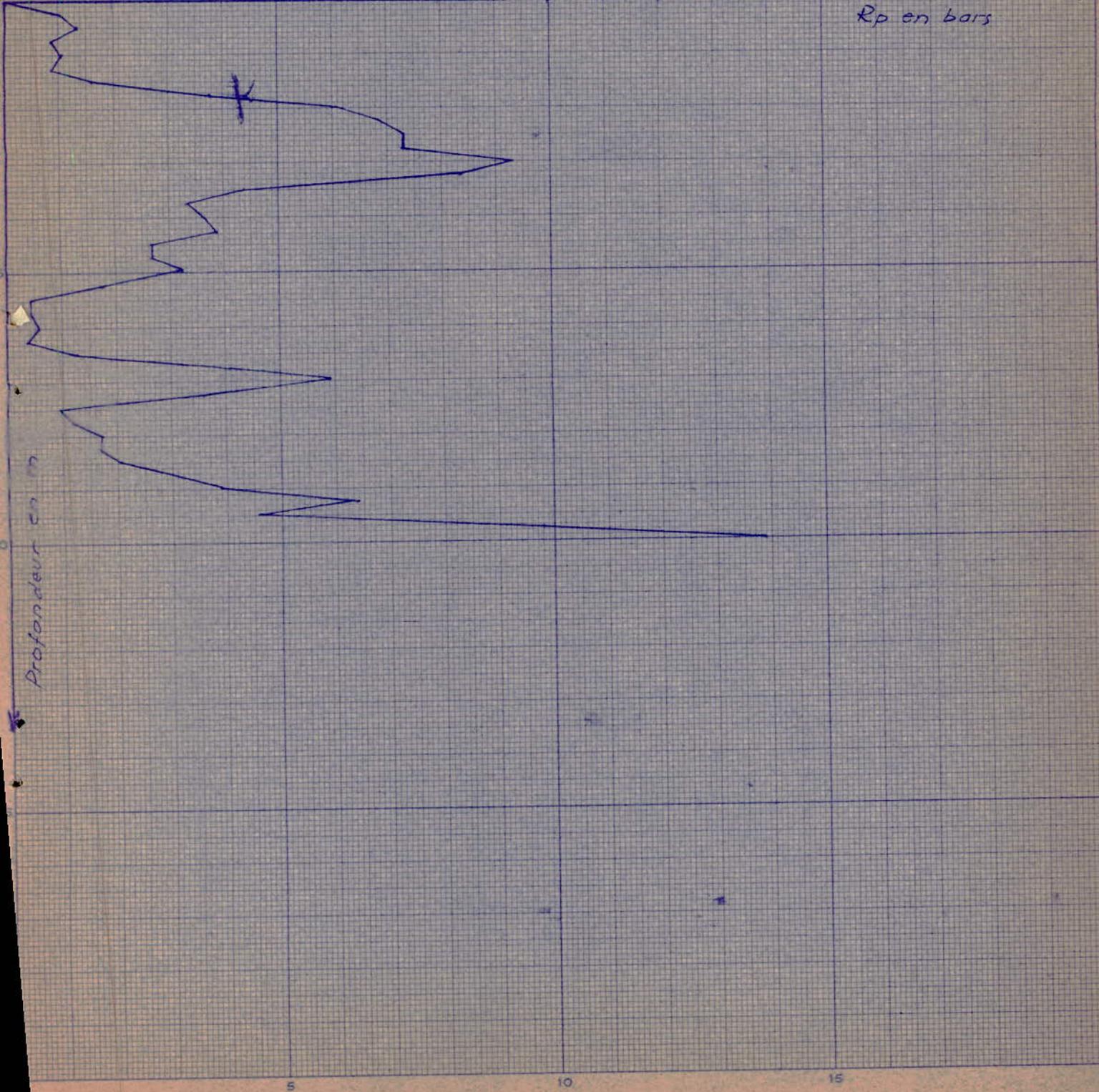
Pénétromètre dynamique lourd

Essai N° F16  $z \approx 3,40$

100 200 300 400 500 600 700

Rp en bars

Profondeur en m



-Résistance à la pointe sur l'emplacement du Monument-  
(Formation de sable et sable graveleux)

Sondage	Profondeur (m)	Rp (bars)	$\varphi$
XI-A	9,15 - 9,45	680	$\gamma$ 42
	15,05 - 15,35	465	$\gamma$ 42
	25,15 - 25,45	390	$\gamma$ 42
XI-B	10,15-10,45	920	$\gamma$ 42
	18,45-18,75	525	$\gamma$ 42
	25,15-25,45	475	$\gamma$ 42
XI-C	10,15-10,45	820	$\gamma$ 42
	23,65-23,95	530	$\gamma$ 42
XI-D	6,15-6,45	900	$\gamma$ 42
	15,15-15,45	515	$\gamma$ 42
	20,65-20,95	367	$\gamma$ 42

TYPE DE FONDATION ET CONTRAINTE ADMISSIBLE

1er cas

En supposant que le Monument reposera sur un radier général plein ou creux sans ou avec un contrepoids pour l'équilibre général du Monument, la contrainte admissible peut être calculée comme suit:

Si on admet que :

$$\varphi_m = 39^\circ \quad \text{équivalent à } N = 40 .$$

et une largeur du radier  $B > 6,4m$ .

Enfin la nappe phréatique près de la base de la fondation, la contrainte admissible maximale correspondant à un tassement de 2,5cm et tenant compte de l'effet de la nappe est

$$q_a = \frac{1}{2} \frac{(N-3)}{5}$$
$$q_a = \frac{1}{2} \frac{(40-3)}{5} = 3,7 \text{ bars.}$$

2° cas

On suppose que le Monument reposera sur des puits ou pieux forés ancrés sur la couche inférieure de sable et graviers et que le moment de renversement est contrebalancé par la butée d'une plaque d'ancrage.

- Contrainte admissible des puits

En supposant que la fondation reposera sur des puits de dimensions 1,5x 1,5m équivalent à N = 40.  
 $\varphi_m = 39^\circ$

La contrainte admissible correspondant à un tassement maximal égal à 2,5 cm est :

$$q_a = 7,0 (N-3) \frac{(1,5+0,3)^2}{2 \times 1,5} \times \frac{1}{2}$$
$$= 7,0 \times 37 \times \frac{1,8^2}{9} \times \frac{1}{2} = 46,5 \text{ t/m}^2$$
$$q_a = 4,65 \text{ kg/cm}^2 = 4,65 \text{ bars}$$

La contrainte admissible correspondant à un tassement maximal inférieur à 3,0 cm est :

$$q_a = 5,6 \text{ bars.}$$

IV- CALCUL DES PIEUX EN COMPRESSION.

En prenant comme base de fondation un radier rectangulaire de 70m. x 60m; cherchons l'état de contrainte dans le sol.

Le centre de gravité de la flèche est distant du point A d'une longueur égale à environ 6m.

Le radier se prolonge à gauche de A de 15m.

On constate que le centre de gravité du radier est à une distance de 26 m. de la résultante  $F = 36,1 \cdot 10^3 t$  due au poids propre du monument en béton.

L'excentricité étant de 26m.

Au centre de gravité du radier on aura alors une force verticale  $F = 36,1 \cdot 10^3 t.m.$  et un moment provoqué par l'excentricité de cette force et égal à:

$$M_1 = F \cdot e$$

$$M_1 = 36,1 \cdot 10^3 \cdot 26 = 940 \cdot 10^3 t.m.$$

Le moment dû au vent étant de  $M_2 = 18 \cdot 10^3 t.m.$

Donc le moment total sera :  $M = M_1 + M_2$

soit :

$$M = ( 940 + 18 ) 10^3 = 958 \cdot 10^3 t.m.$$

Etudes des contraintes:

Le sol étant soumis à une flexion composée, calculons les contraintes maximales et minimales:

$$\sigma = \frac{F}{A} \pm \frac{M}{I} \cdot y .$$

A étant la surface du radieur.

I = le moment d'inertie de la section rectangulaire du radieur.

y = distance du centre de gravité à la fibre extrême de la section.

$$A = 70 \cdot 60 = 42 \cdot 10^2 \text{ m}^2 .$$

$$N = 36,1 \cdot 10^3 \text{ t.m.}$$

$$M = 958 \cdot 10^3 \text{ t.m.}$$

$$y = 35 \text{ m.}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{60 \cdot 70^3}{12} = 1725 \cdot 10^3 \cdot \text{m}^4 .$$

$$\sigma_1 = \frac{36,1 \cdot 10^3}{42 \cdot 10^2} + \frac{958 \cdot 10^3}{1725 \cdot 10^3} \cdot 35$$

$$\sigma_1 = 28 \text{ t/m}^2 .$$

$$\sigma_2 = \frac{36,1 \cdot 10^3}{42 \cdot 10^2} - \frac{958 \cdot 10^3}{1725 \cdot 10^3} \cdot 35$$

$$\sigma_2 = - 10,84 \text{ t/m}^2 .$$

$\sigma_1$  étant la contrainte maximum du sol soumis à la compression.

$\sigma_2$  étant la contrainte maximum du sol soumis à la traction.

La surface du triangle de compression :

$$\frac{1}{2} \cdot 28 \cdot 51 = 714 \text{ t/ml.}$$

La distance de la fibre neutre à la fibre la plus comprimée étant mesurée à l'échelle , est égale à 51m.

La force totale de compression agissant sur les 60m. perpendiculaires au plan de la feuille sera :

$$714.60 = 42900\text{t.}$$

Sous le radier on disposera des pieux qui supporteront l'effort de compression.

DETERMINATION DE LA FORCE PORTANTE D'UN PIEU.

$$q_{ult} = \frac{Q}{A} = 1,3 C \cdot N_c + \gamma D N_q + 0,3 \gamma B N_s$$

$q_{ult}$  = Résistance au poinçonnement .

$Q$  = Charge à la rupture.

$A$  = Surface de la partie comprimée du sol.

$C$  = Cohésion du sol.

$\gamma$  = Poids spécifique du sol si celui-ci est hors de l'eau.

$\gamma'$  = Poids spécifique du sol déjaugé si celui-ci est sous l'eau.

$D$  = Profondeur de la fondation.

$B$  = Diamètre du cercle qui enveloppe les pieux.

$N_c, N_q, N_s$  = Facteurs de force portante de Terzaghi.

Comme notre sol est constitué essentiellement de sable et de gravier dont on considère leur cohésion comme nulle :  $c = 0$  .

On aura :

$$q_{ult} = \gamma D \cdot N_q + 0,3 \gamma B N_s$$

Le sol étant pratiquement immergé; la densité du sol sera environ  $1,1 \text{ t/m}^3$ ; la densité du sol saturé étant environ :  $2,1 \text{ t/m}^3$ .

La nappe étant supposée à 4m. et en prenant comme angle de frottement interne  $\varphi = 40^\circ$ .

En prenant une profondeur d'ancrage égale à 28 m.

$$\begin{aligned} \Sigma \gamma D &= 2,1 \cdot 4 + 1,1 \cdot 24 \\ &= 8,4 + 26,4 \\ &= 34,8 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Pour  $\varphi = 40^\circ$  on aura suivant Terzaghi  $N_q = 65$

Le facteur  $N_q = 65$  trouvé aux fondations peu profondes.

Pour les fondations profondes, la formule de Caquot et Kérissel nous donne pour un sol non cohérent :  $N_q = 10^{3,04 \cdot 0,83}$

$$N_q = 10^{3,04 \cdot 0,83}$$

$$N_q = 355,5.$$

On admet une valeur moyenne entre les 2 valeurs trouvées de  $N_q$  et on aura par exemple :

$$N_q = 150.$$

$$\text{Et : } q_{ult} = 34,8 \cdot 150$$

$$q_{ult} = 5220 \text{ t/m}^2$$

Avec un indice de sécurité égal à 6 .

$$q_{adm} = \frac{5220}{6} = 870 \text{ t/m}^2$$

En prenant des pieux de section circulaire, et de diamètre 0,9m.

la section d'un pieu sera égale à  $0,635 \text{ m}^2$

La force portante d'un pieu est:

$$870 \cdot 0,635 = 550\text{t}.$$

En admettant un nombre de pieux égale à 100 .

chaque pieu supportera alors une force de compression égale à:

$$\frac{55000}{100} = 550\text{t}.$$

ce qui est inférieur à la force portante admissible.

## DISPOSITION DES PIEUX SUPPORTANT LA FORCE DE COMPRESSION

Il s'agit de disposer les 100 pieux suivant une longueur de 51m. 60 ; et de telle sorte que chaque pieu supporte la même force de 429 t. ; en 5 files de pieux , chaque file étant composée de 20 pieux.

Pour cela on va décomposer le diagramme de compression en autant de trapèzes que l'on veut mettre de files de pieux.

Chaque file de pieux supportera une force égale à la surface du trapèze par la largeur de 60m. perpenduculaire au plan du dessin. Les trapèzes étant découpés de telle sorte qu'ils aient même surface.

Chaque pieu supportera la même force portante.

Pour obtenir les trapèzes égaux , on décompose le côté BC du diagramme de compression en 5 parties égales.

On trace le cercle de diamètre BC.

Des points 1, 2, 3, 4 nous élevons les perpendiculaires qui coupent le cercle en 1', 2', 3', 4' .

On trace les cercles de centre C et qui passent par 1', 2', 3', 4'; ces cercles coupent BC en 1", 2", 3", 4".

De ces points on mène les verticales et l'on obtient les surfaces égales. Nous disposons les pieux au milieu des intervalles ainsi obtenus sur le côté AC; la distance entre axes des pieux étant déterminée sur le schéma.

La distance entre les pieux dans le sens perpendiculaire au plan de la feuille étant ainsi déterminée.

V- CALCUL DE VOILE EN BETON RESISTANT L'ARRACHEMENT.

a) Calcul de la force d'arrachement.

L'effort de traction dans le sol pourrait être absorbé par un voile en béton. Pour calculer cette force, prenons la somme des moments par rapport à E .

$$\begin{aligned} \sum M_a = & 429 \cdot 20 \left[ 2,75 + ( 2,75 + 5,75 ) + ( 2,75 + 5,75 + 6,62 ) \right. \\ & \left. + ( 2,75 + 5,75 + 6,62 + 8,18 ) + ( 2,75 + 5,75 + 6,62 + 8,18 + 15,76 ) \right] \\ & - [ 36,1 \cdot 10^3 \cdot 9 + F \cdot 63,5 ] = 0 \end{aligned}$$

le voile résistant l'arrachement étant situé à 12,5m. de l'axe neutre.

$$\sum M_A = 8580.88,73 - 36,1 \cdot 10^3 \cdot 9 - F \cdot 63,5 = 0$$

$$\sum M_B = 76 \cdot 10^4 - 32,49 \cdot 10^4 - F \cdot 63,5 = 0$$

$$F = \frac{45,5 \cdot 10^4}{63,5}$$

$$F = 6850 \text{ t.}$$

VERIFICATION.

En prenant la somme des projections de toutes les forces sur un axe vertical on aura :

$$\sum Y = 0 \Rightarrow 100.429 - 36000 = 6900 \text{ t.} = F.$$

Par mètre linéaire la force sera :

$$\frac{6900}{60} = 115 \text{ t/ml.}$$

B) Calcul de la résistance de voile en béton

En négligeant la présence d'une couche d'argile intermédiaire et en supposant que le sol est essentiellement constitué de sable et de gravier, prenons comme profondeur d'ancrage une hauteur de 26m. La contrainte normale à la paroi à la distance 26m. sera :

Où  $K_0$  = coefficient de poussée de terre ( cas de repos).

$\gamma$  = densité du sol.

$h$  = profondeur.

On prend :  $K_0 = 0,5$

En prenant pour  $\gamma = 1,1 \text{ t/m}^3$ .

$$\sigma = 1,1 \cdot 26 \cdot 0,5 .$$

$$\sigma = 14,3 \text{ t/m}^2 .$$

En négligeant l'effet de la nappe d'eau sur on est plus dans le sens de sécurité.

La contrainte tangentielle à la paroi est :

$$\tau = c + \sigma \text{tg } \varphi'$$

Comme le sol est constitué de sable et de gravier, dont la cohésion  $c=0$  ; et  $\varphi_m = 39^\circ$  .

La voile pourrait subir des déplacements verticaux , le sol devient alors moins consolidé. On prendra un angle de frottement tel que :

$$\text{tg } \varphi = \frac{2}{3} \text{tg } \varphi_m$$

$$\operatorname{tg} \varphi' = \frac{2}{5} \operatorname{tg} 39^\circ$$

$$\operatorname{tg} \varphi' = 0,540.$$

$$\tau = 14,3 \cdot 0,54 = 7,71 \text{ t/m}^2.$$

En prenant pour section de la paroi une section rectangulaire de 1m . 60m.

$$F = \tau A.$$

F étant la force due au frottement par mètre linéaire.

A étant la surface de la section longitudinale de la paroi pour 1m. perpendiculaire au plan de la feuille.

Comme le frottement s'exerce suivant 2 faces,

$$A = 26.1 + 26.1 .$$

$$A = 52\text{m}^2.$$

En prenant un coefficient de sécurité égal à  $\frac{1}{6}$  .

$$\tau = \frac{7,71}{6} = 1,28 \text{ t/m}^2 .$$

On aura alors :

$$F = 1,28 \cdot 52 = 66,5 \text{ t/ml.}$$

le poids propre de la paroi par mètre linéaire,

$$1.1.26.2,5 = 65 \text{ t/ml.}$$

La force totale qui résiste à la force d'arrachement par mètre linéaire sera égale à la force due au frottement entre la paroi et le sol ajoutée à la force due au poids propre de la culée

$$R = 66,5 + 65 = 131,5 \text{ t/ml.}$$

On constate que  $R = 131,5 > 115$ .

Donc la profondeur d'ancrage de la paroi est convenable.

Détermination des armatures de la paroi.

En traçant le diagramme de la variation de  $\sigma$  suivant la profondeur; à une profondeur de 5m., la résultante F des forces agissant sur une section transversale par mètre linéaire sera:

$$F = 115 - [(5.1.1.2,5) + (0,25.5.2)]$$

$$F' = 100t.$$

Le béton ne travaillant pas à la traction, en employant des aciers ayant la contrainte admissible de 2400 kg/cm<sup>2</sup>.

La section d'armature pour cette partie est:

$$A = \frac{F}{\sigma_a} = \frac{100 \cdot 10^3}{2400} = 41,6 \text{ cm}^2.$$

Si l'on utilise des barres de diamètre 32mm. de section 8cm<sup>2</sup>,

le nombre de barres est:

$$n = \frac{41,6}{8} = 5,33 \text{ barres.}$$

A 10 m de profondeur on aura:

$$F = 115 - [(10.1.1.2,5) + (0,5.2.10)]$$

$$F = 80 \text{ t.}$$

$$A = \frac{80 \cdot 10^3}{2,4 \cdot 10^3} = 33,4 \text{ cm}^2.$$

$$n = \frac{33,4}{8} = 4,16 \text{ barres.}$$

A 15 m.

$$F = 115 - [(15 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 2,5) + (0,75 \cdot 2 \cdot 15)]$$

$$F = 55t.$$

$$A = \frac{55 \cdot 10^3}{2,4 \cdot 10^3} = 22,9 \text{ cm}^2.$$

$$n = \frac{22,9}{8} = 2,88 \text{ barres.}$$

A 20 m.

$$F = 115 - [(20 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 2,5) + (1 \cdot 2 \cdot 20)]$$

$$F = 25t.$$

$$A = \frac{25 \cdot 10^3}{2,4 \cdot 10^3} = 10,4$$

$$n = \frac{10,4}{8} = 1,3 \text{ barres.}$$

On prendra le dispositif suivant pour le nombre des barres.

De 0 - 10m on aura 6 barres.

De 10 - 26m on aura 4 barres.

Il n'est pas conseillé d'utiliser cette méthode, l'effet du vent pourrait être parfois très fort, de même que l'influence du seisme, et la paroi pourrait alors subir des forces de traction-compression, et l'on ne pourra pas compter sur le frottement entre le sol et la paroi.

## VI CALCUL DU RADIER ET FERRAILLAGE.

### I- Dimension du radier.

La base du monument sera en forme de trapèze, pour éviter le point anguleux A, on aura un élargissement de 27m.

Ce trapèze reposera sur le radier de 60.70m.

Il s'agit de déterminer la hauteur de la base de cette flèche.

Par la méthode des consoles, on divisera les pieux en 3 groupes. Les deux premiers groupes agiront sur les sections M'C et L'B en produisant un moment fléchissant et un effort tranchant et seront ceux qui sont compris entre l'axe neutre et les côtés ME et MC pour le premier groupe, et entre l'axe neutre et les côtés DL et LB, pour le deuxième groupe de pieux. Le troisième groupe de pieux sera celui qui est compris dans la surface trapézoïdale D L M E, et causera un moment de flexion et un effort tranchant sur la face L" M" .

Calculons le moment fléchissant  $M_1$  qui agit sur la face M'C.

On trace les perpendiculaires de chaque pieu dans le premier groupe sur le côté M'C. Conformément à l'échelle du schéma on divise les mesures prises sur la figure par 0,7

$$M_1 = 429 \cdot \frac{1}{0,7} \left[ (5,40+3,50+1,50) + (8,0+6,0+4,1+2,15+0,2) \right. \\ \left. + (9,30+7,40+5,40+3,50+1,16) + (13,0+8,40+6,50) \right]$$

$$M_1 = 429 \cdot 123,5.$$

$$M_1 = 5,30 \cdot 10^4 \text{ tm.}$$

Pour la détermination de la hauteur de la section nécessaire pour résister à ce moment fléchissant, on utilisera les abaques de COVES :

$$h = k \sqrt{\frac{M}{b}}.$$

$h$  = hauteur de la section en cm.

$k$  = coefficient donné en fonction de  $\bar{\sigma}_a$  et  $\bar{\sigma}_b$

$M$  = moment agissant en kg.cm.

$b$  = largeur de la section.

Pour  $\bar{\sigma}_a = 2400 \text{ kg/cm}^2$ .

$\bar{\sigma}_b = 75 \text{ kg/cm}^2$ .

On aura suivant l'abaque :  $k = 0,3$ .

$b$  étant la longueur  $M'C = 52,5 \text{ m}$ .

$h$  étant la hauteur de  $M C$

$$h = 0,3 \sqrt{\frac{53 \cdot 10^8}{525}}.$$

$h = 300 \text{ cm}$ .

Soit à trouver la hauteur nécessaire pour la face L M

Le moment fléchissant  $M_2$  agissant sera :

$$M_2 = 20.429.(5,75+6,62) + 14.429(6,62).$$

$$M_2 = 145,8.10^3 \text{ t.m.}$$

$$h = 0,3 \sqrt{\frac{145,8.10^8}{60.10^2}}$$

$$\text{où } b = 60\text{m.}$$

$$h = 468\text{cm.}$$

On prend  $h_t = 500\text{cm.}$ , c'est la hauteur de la face LM.

On choisira pour la face MC précédemment calculée une hauteur de 500 cm.

On prendra 200 cm. comme épaisseur du radier rectangulaire DFEG

Le radier reposera sur une couche de béton de propreté de 25cm, d'épaisseur.

Verifions si l'on n'a pas besoin d'armatures comprimées.

a) Pour la section M'C.

$$\mu' = \frac{15.53.10^8}{2400.52,5.10^2.500^2} \quad \text{où } n = 15$$

$$\mu' = 0,0252 \quad k = 57,5 \quad \epsilon = 0,93$$

$$k = \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma'_b} \Rightarrow \sigma'_b = \frac{2400}{57,5} = 41,7 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = 41,7 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 75 \text{ Kg/cm}^2$$

Donc on n'a pas besoin d'armatures comprimées.

b) Pour la section L'' M''

$$\mu' = \frac{n M_2}{\bar{\sigma}_a b h^2} \Rightarrow \mu' = \frac{15 \cdot 145,8 \cdot 10^3 \cdot 10^5}{2400 \cdot 60 \cdot 10^2 \cdot 500^2}$$

où  $n = 15$ .

$$\mu' = 0,0605. \Rightarrow k = 34 \Rightarrow \epsilon = 0,89$$

$$k = \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma'_b} \Rightarrow \sigma'_b = \frac{2400}{34} = 70,5 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma'_b = 70,5 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 75 \text{ kg/cm}^2.$$

Donc on n'a pas besoin d'armatures comprimées.

2 - Détermination des armatures.

Pour la section M'C.

$$M_1 = 53.10^3 \text{ tm.}$$

$$A_1 = \frac{M}{\gamma \cdot \bar{\sigma}_a}$$

z = bras du levier.

$$z = \epsilon \cdot h.$$

$$\epsilon = 0,93.$$

$$h = 470$$

$$A_1 = \frac{53.10^8}{0,93.470.2400} = 4750 \text{ cm}^2$$

Les armatures ayant la section  $A_1$  doivent être disposées perpendiculairement au côté MC.

Nous pouvons décomposer ces armatures suivant 2 directions perpendiculaires l'une à l'autre, l'une d'elles étant parallèle au côté LM.

$$A'_1 = A \cos \alpha$$

Sur le plan, on trouve  $\alpha = 15^\circ$

$$A'_1 = 4750 \cdot \cos 15^\circ$$

$$A'_1 = 4750 \cdot 0,965.$$

$$A'_1 = 4580 \text{ cm}^2.$$

Par mètre linéaire :

$$A'_1 / \text{ml} = \frac{4580}{70} = 65,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

$$A'_1 / \text{ml} = 65,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Dans l'autre direction :

$$A''_1 = 4750 \sin 15^\circ .$$

$$A''_1 = 4750 \cdot 0,258 = 1222 \text{ cm}^2.$$

Par mètre linéaire :

$$A''_1 / \text{ml} = \frac{1222}{60} = 20,2 \text{ cm}^2.$$

$$A''_1 / \text{ml} = 20,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Les armatures dues au moment agissant sur la face L'' M''.

$$A_2 = \frac{M_2}{z \cdot \sigma_a}$$

$$z = \xi \cdot h$$

$$\xi = 0,89$$

$$h = 500 \text{ cm.}$$

$$A_2 = \frac{145,8 \cdot 10^8}{500 \cdot 0,89 \cdot 2400}$$

$$A_2 = 13600 \text{ cm}^2.$$

par mètre linéaire:

$$A_2 = \frac{13600}{60} = 227 \text{ cm}^2.$$

$$A_2/\text{ml} = 227 \text{ cm}^2.$$

La somme des sections des armatures dans ce sens sera:

$$227 + 20,2 = 247,2 \text{ cm}^2.$$

Le nombre de barres par mètre linéaire sera en utilisant des  
32 de section 8 cm<sup>2</sup>

$$\frac{247,2}{8} = 30,8 \text{ barres.}$$

On prendra 31 barres par mètre linéaire.

Les armatures réparties suivant le sens perpendiculaire au premier ayant pour section :  $A'_1/\text{ml} = 65,5 \text{ cm}^2$ .

Le nombre des barres :

$$n = \frac{65,5}{8} = 8,2 \text{ barres./ml.}$$

On prendra : 9 barres./ml.

Calcul de l'effort tranchant.

Dans la face L" M" en prenant tous les pieux compris dans le rectangle DL"M"E.

L'effort tranchant agissant sur la face L"M" sera en négligeant le poids propre du béton de la dalle.

$$T = 40.429 = 17,1 \cdot 10^3 \text{ t.}$$

$$z = \xi \cdot h.$$

$$z = 0,89 \cdot 470.$$

$$z = 416 \text{ cm.}$$

La contrainte tangentielle est :

$$\tau_b = \frac{T}{b_0 z}$$

$b_0$  représente ici la largeur de 60 m.

$$\tau_b = \frac{17,1 \cdot 10^3 \cdot 10^3}{60 \cdot 10^2 \cdot 4,16 \cdot 10^2} = 6,840 \text{ kg/cm}^2.$$

Calculons l'effort tangentiel admissible du béton, ayant que

$$\bar{\sigma}_b = 7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b < \bar{\sigma}_b$$

Donc on n'a pas besoin d'armatures transversales.

Sur la face M"C, l'effort tranchant sera : en prenant les pieux compris à l'intérieur de la surface limitée par EM et MC.

$$T = 16.429.$$

$$T = 6850 \text{ t.}$$

$$\sigma_b = \frac{T}{b_0 z}$$

$$z = \varepsilon \cdot h$$

$$z = 0,93 \cdot 4,70$$

$$z = 436 \text{ cm.}$$

$$b_0 = 520 \text{ cm.}$$

$$\sigma_b = \frac{6,850 \cdot 10^3}{4,36 \cdot 5,2 \cdot 10^2 \cdot 10^3} = 0,302 \cdot 10^{-2} \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$

VII- CALCUL DE CULEE DE BUTEE ET TIRANT.

L'effort de traction dans le sol pourrait être absorbé par des tirants qui viendront s'ancrer dans une culée.

Les tirants seront évidemment en traction . En adoptant une inclinaison de  $30^\circ$  de ces tirants ancrés dans la flèche, et disposés suivant la figure

Calculons la force de traction:

En prenant la somme des moments par rapport à E.

On a déjà trouvé que le moment

dû aux pieux est de  $76.10^4$  tm ;

le moment dû au poids propre est :

$32,49.10^4$ tm.

Soit  $\Delta M = 76.10^4 - 32,49.10^4 = 45,51.10^4$ tm.

$F.r = 45,51.10^4$ tm.

r = bras du levier de la force de traction.

Le cable passe à 3m. de l'extrémité droite.

La longueur du bras de levier:

$$r = (70-3) \cdot \sin 30^\circ$$

$$r = 67.0,5$$

$$r = 33,5\text{m.}$$

$$\text{Donc: } F = \frac{45,51.10^4}{33,5} = 13600\text{t.}$$

$$F = 13600\text{t.}$$

Cette force inclinée va être décomposée suivant:

1) Une composante verticale qui va être encaissée par:

- Le poids de la culée d'ancrage.

- Le poids de la terre.

Le frottement entre la culée et le sol.

2) Une composante horizontale qui va être encaissée par la butée de la terre mobilisée.

En supposant que la culée est ancrée dans le sol à une profondeur  $H$ , l'angle de frottement entre la culée et sol étant égale à  $39^\circ$ .

$F$  étant la force de traction dans les câbles /m.l.

$F \cdot \cos$  étant la composante horizontale de cette force.

par mètre linéaire

$$F \cos = P_p - P_a.$$

$$P_p = \text{butée totale /m.l.}$$

$$P_a = \text{poussée totale active /m.l.}$$

$$P_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \text{tg}^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$P_p = \frac{1}{2} \cdot 1 \cdot H^2 \cdot \text{tg}^2 64,5$$

$$P_p = 2,2H^2.$$

$$P_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma H^2 \text{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$P_a = \frac{1}{2} \cdot 1 \cdot H^2 \operatorname{tg}^2 25,2.$$

$$P_a = 0,11 H^2 .$$

$$\text{Soit : } F \cdot \cos \alpha = ( 2,2 - 0,11 ) H^2 .$$

$$F \cdot \cos \alpha = 2,1 H^2 .$$

Avec un coefficient de sécurité égal environ à 2 .

$$F \cdot \cos \alpha = \frac{2,1}{2} H^2 . \quad F \cos \alpha = H^2$$

En admettant que le mur où vont s'ancrer les cables de traction à une longueur de 60m.

La force de traction par mètre linéaire :

$$\frac{13600}{60} = 226 \text{ t/ml} .$$

Donc la hauteur du mur sera :

$$226 \cdot \cos 30^\circ = H^2 .$$

$$226 \cdot 0,865 = 195 \text{ t/ml} .$$

$$H = \sqrt{195}$$

$$H = 13,9 \text{ m} .$$

On prendra :  $H = 14 \text{ m}$ .

La force totale de traction se décompose suivant la direction horizontale et verticale telle que :

$$13600 \cdot \cos 30^\circ = 11800 \text{ t} .$$

$$13600 \cdot \sin 30^\circ = 6800 \text{ t} .$$

Soit par mètre linéaire :

$$\frac{118.10^2}{60} = 197 \text{ t/ml .}$$

$$\frac{68.10^2}{60} = 113 \text{ t/ml .}$$

En donnant au mur une largeur de 4m. et une longueur de 14m. La nappe d'eau étant à une profondeur de 3m. environ le pompage sera donc effectué pour permettre la construction de ce mur . On a vu que la composante verticale par mètre linéaire est : 113t/ml .

Le poids du mur *par* /ml .

$$2(0,6.14.1.2,5) = 42\text{t/ml .}$$

La largeur de la paroi du mur étant en béton, elle est prise égale à 0,6m.

La densité du béton est de  $2,5\text{t/m}^3$  .

La largeur de la culée étant de 4m., en mettant du sable à l'intérieur , de densité  $2\text{t/m}^3$  .

Le poids du sable :

$$2.2,8.14.1 = 78,5\text{t/ml .}$$

Le poids total de la culée sera :

$$42 + 78,5 = 120,5 \text{ t/ml.}$$

Ce poids étant supérieur à la composante verticale de l'effort de traction.

$$120,5 > 113 .$$

#### Détermination du nombre de cables.

L'effort de traction étant de 13600t., en faisant travailler chaque cable à 1000t.

le nombre de cables sera :

$\frac{13600}{1000} = 13,6$  cables. Soit : on adopte 15 cables, la distance entre 2 cables successifs sera égale à 4,00m.

Etude des contraintes sous le mur:

La résultante de la poussée de terre sur le mur passe par le centre de gravité du diagramme de compression du sol , c'est-à-dire à :

$$\frac{2}{3} \cdot 14 = 9,34 \text{ m au dessous du niveau du sol.}$$

L'intersection de la force de traction avec l'horizontale distante à 9,34m. du niveau du terrain étant déterminée, nous traçons à partir de cette intersection la verticale qui sera l'axe de symétrie de la culée. de cette façon nous aurons une compression simple sous le sol du mur.

La composante horizontale de la force de traction des câbles étant absorbée par la poussée de terre; la composante verticale étant : 113t/ml.

Le poids de la culée étant 120t/ml.

La force agissant sur la base du mur est :

$$120-113 = 7\text{t/ml.}$$

Les contraintes sous le sol seront :

$$\frac{7}{4.1} = 1,75\text{t/m}^2.$$

#### Calcul de la culée.

Pour la construction de la culée , on commence par creuser une fouille, et on exécute les 2 parois en béton de cette culée, il s'agit de déterminer l'épaisseur de cette paroi, en tenant compte que l'on a un mur transversal à l'endroit de chaque câble, c'est-à-dire on aura 15 murs transversaux. L'exécution des murs transversaux a pour but de diminuer considérablement les moments dans la paroi du mur dus à la poussée des terres.

Donc sur la paroi de la culée on aura la poussée de terre, on considère que le mur ne se déplace pas, donc c'est la poussée statique , la contrainte à la base de la culée sera :

$$\sigma_1 = K_0 \cdot h.$$

$$K_0 = 0,5.$$

$$\gamma = 1,1\text{t/m}^3, \text{ le sol étant immergé.}$$

$$h = 14\text{m.}$$

$$\sigma_1 = 0,5 \cdot 1,14 \approx 7\text{t/m}^2.$$

Nous considérons que le niveau de la nappe d'eau est le niveau naturel de terrain :

$$\sigma_2 = \gamma h$$

$$\sigma_2 = 1 \cdot 14 = 14\text{t/m}^2$$

La contrainte totale à la base du mur :

$$\sigma = 14+7 = 21 \text{ t/m}^2$$

La force par mètre linéaire :

$$1 \cdot \frac{1}{2} \cdot 21 \cdot 14 = 147 \text{ t/ml.}$$

Quand le mur sera entièrement construit , le cable ancré à ce mur provoquera une partie seulement de la poussée passive; qui sera égale à la composante horizontale de la force de traction du cable.

On a vu que cette force par mètre linéaire était de : 197 t/ml, cette force étant supérieure à 147 t/ml.

On conclura l'épaisseur du mur de béton en fonction du diagramme de compression triangulaire ayant une surface équivalente à 197 t/ml; soit à 200 t/ml.

La contrainte à la base du mur sera :

$$\sigma \cdot \frac{1}{2} \cdot 14 = 200.$$

$$= \frac{400}{14} = 28,6 \text{ t/m}^2.$$

Par approximation nous allons considérer que le mur de 60m. de longueur sera soumis à une charge uniformément répartie et égale à la contrainte sur le mur s'exerçant au centre de gravité du triangle de compression.

Soit la charge uniformément répartie égale à 10 t/ml. de la hauteur du mur.

Ayant tous les 4 mètres un mur transversal, le diagramme des moments approximatif sera  $p \frac{l^2}{10}$  en travée et  $p \frac{l^2}{8}$  aux appuis représentent ici les murs transversaux, le mur étant représenté par une poutre continue de 60 m. de travée, La largeur de cette poutre étant 1m., sa hauteur étant à déterminer.

Calcul des moments :

$$M_1 = p \frac{l^2}{8} = 10 \cdot \frac{4^2}{8} = 10 \cdot \frac{16}{8}$$

$$M_1 = 20 \text{tm.}$$

$$M_2 = p \frac{l^2}{10} = 10 \cdot \frac{16}{10}$$

$$M_2 = 16 \text{ tm.}$$

La hauteur correspondante à un moment de 20t.m est déterminée par la formule :

$$h = k \sqrt{\frac{M}{b}}$$

$$M_1 = 21 \cdot 10^5 \text{ kg.cm.}$$

$$b = 100 \text{cm.}$$

$$k = 0,3 \text{ pour } \bar{\sigma}_a = 1400 \text{kg/cm}^2 \text{ et } \bar{\sigma}'_b = 75 \text{kg/cm}^2 .$$

$$h = \frac{0,3}{10} \cdot 10^3 \cdot \sqrt{2,0}$$

$$h = 1,415 \cdot 30 = 42,5 \text{ cm.}$$

On prendra une hauteur de 60cm. pour être en plus dans la marge de sécurité.

#### DETERMINATION DES ARMATURES.

Pour  $M_1 = 20 \text{ tm.}$

$$\mu' = \frac{n \cdot M}{\sigma_a \cdot b h^2} \cdot$$

$$\mu' = \frac{15 \cdot 20 \cdot 10^5}{1400 \cdot 100 \cdot 60^2} = 0,0595.$$

On tire des tableaux :

$$\bar{\omega} = 0,439.$$

$$\varepsilon = 0,8990.$$

$$\alpha = 0,303.$$

$$k = 34,5.$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{1400}{k}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{1400}{34,5} = 40,6 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

Donc on n'a pas besoin d'armatures comprimées.

La section d'armatures tendues.

$$A_1 = \bar{\omega} \cdot \frac{b \cdot h}{100} \cdot$$

$$A_1 = 0,439 \cdot \frac{100 \cdot 60}{100}$$

$$A_1 = 26,4 \text{ cm}^2.$$

On adoptera : 9  $\phi$  20 barres/ml. ou 6  $\phi$  25

Pour  $M_2 = 16$  tm.

$$\mu' = \frac{n \cdot M}{\sigma_a \cdot b h^2}$$

$$\mu' = \frac{15 \cdot 16 \cdot 10^5}{1400 \cdot 100 \cdot 60^2} = 0,0476.$$

D'où :  $\xi = 0,350$

$$A_2 = \xi \cdot \frac{b h}{100}$$

$$A_2 = 0,350 \cdot 60 = 21,0 \text{ cm}^2.$$

On adoptera 7  $\phi$  20 barres ou 5  $\phi$  25

Pour la partie droite du mur qui sera soumise à la pression active, on calculera les armatures en la considérant sujette à la pression pour le cas de repos, car c'est le cas le plus défavorable.

On aura une charge uniformément répartie de 71/ml.

Moment en travée.

$$M_1 = p \cdot \frac{l^2}{8} = 7 \cdot \frac{4^2}{8} = 14 \text{ t.m.}$$

$$\mu' = \frac{15 \cdot 14 \cdot 10^5}{1400 \cdot 100 \cdot 60^2} = 0,0416$$

D'où :  $\xi = 0,303$ .

$$A_1 = \xi \cdot \frac{b h}{100} = 0,303 \cdot \frac{100 \cdot 60}{100}$$

$$A_1 = 18,2 \text{ cm}^2. \text{ On prendra : } 6 \phi 20$$

Moment aux appuis :

$$M_2 = p \frac{l^2}{10} = 7 \cdot \frac{4^2}{10} = 7 \cdot 1,6 = 11,2 \text{ t.m.}$$

$$k' = \frac{15 \cdot 11,2 \cdot 10^5}{1400 \cdot 100 \cdot 60^2} = 0,0332.$$

$$\text{D'où } \bar{\omega} = 0,241 \Rightarrow A_2 = 0,241 \cdot \frac{100 \cdot 60}{100} = 14,46 \text{ cm}^2$$

On prendra ~~1050201~~ .

CONCLUSION

L'étude étant faite, nous ne prétendons pas qu'<sup>elle</sup> ~~ce~~ soit la seule ~~méthode~~ de fondation, les recherches nous ont laiss<sup>é</sup>~~er~~ envisager d'autres méthodes pour ~~assurer~~ la stabilité de cet ouvrage.

Cependant, c'est cette étude qui paraît la plus économique.

