



BRGM

BRGM

Agence régionale
des Antilles

DIRECTION DEPARTEMENTALE DE L'EQUIPEMENT
Subdivision CERL

DOUBLEMENT DU PONT VIOLON SUR LA RN.5

Etude géotechnique au stade de l'Avant
Projet Sommaire

RAPPORT R 32295 ANT 4S 91

P. CHUIT et Ph. RABIER

MARS 1991

R E S U M E

La Direction départementale de l'Equipement de la Martinique, Subdivision Equipement Rivières et Littoral a confié à l'Agence Antilles du BRGM une première reconnaissance géotechnique du doublement du pont Violon.

Les résultats d'accès à cet ouvrage existant ont subi des tassements importants (> 1 m). En 1987, le BRGM avait été missionné par la DDE pour définir la position des deux dalles de transition et reconnaître les sols existants au droit de l'ouvrage actuel (rapport 87 MTQ 082).

Les investigations réalisées pour le projet du doublement du pont Violon ont montré l'existence de matériaux très compressibles, essentiellement tourbeux, présentant de faibles caractéristiques mécaniques, sur des épaisseurs proches de 15 m. Un substratum rocheux ($p_l > 40$ b) a été trouvé vers 31 m de profondeur, il est surmonté de matériaux plus ou moins altérés.

Le projet retient un mode de fondations profondes qui devront être ancrées dans la couche de substratum rocheux (couche 8 où $p_l > 40$ bar). Les règles de dimensionnement des fondations du DTU préconisent un ancrage d'au moins 3 diamètres dans le substratum.

Les paramètres entrant notamment dans le choix du type de fondation sont :

- le comportement sous sollicitations sismiques,
- la facilité de mise en oeuvre,
- les effets des efforts parasites.

Pour des raisons de mise en oeuvre, limitation des hors profils lors du bétonnage, les pieux seront chemisés sur la hauteur des couches 1,2,3 et 4 soit près de 15 m.

La surcharge liée aux remblais d'accès au pont entraînera des efforts parasites sur les fondations actuelles et futures. Il faudra mettre en place, dès que possible, les remblais, afin de:

- réduire ces efforts parasites,
- disposer d'une durée maximale pour mobiliser les tassements (indépendamment de la technique de renforcement de sol ensuite employée),
- obtenir une voie circulaire pour les engins.

La réalisation des remblais se fera par étapes, avec des mises en place de matériaux qui ne devront pas dépasser 1 à 1.5 m de hauteur, pour des raisons de stabilité. Une auscultation est indispensable, elle permettra de suivre la stabilité des remblais, l'évolution des tassements et d'orienter le planning de chargement.

- Etape 1

* Mise en place d'un système d'auscultation au moyen de tassomètres, cellules PAC, piges et mesures topographiques permettant de suivre l'évolution des tassements et la stabilité des remblais.

* Réalisation de deux types de remblaiement :

- un remblai de 1 à 1,2 m de haut dans la mangrove, réalisé selon la géométrie des futurs remblais (prévoir une banquette latérale en phase définitive)

- en rive droite, un remblai de préchargement de 1 à 1,5 m de haut, au milieu de la banquette actuelle

• désolidarisé de la chaussée actuelle afin de limiter les interactions sur celle-ci

• éloigné de l'extrémité de la banquette actuelle (≈2m) pour des raisons de stabilité.

Ces opérations devront être réalisées au plus tôt afin de disposer d'une durée de préchargement maximale.

- Etape 2

Les premiers résultats de l'auscultation (degré de consolidation atteint...) permettront d'aider au choix d'une des techniques de renforcement des sols. Ce pourrait être :

* un renforcement vertical par inclusions rigides ou colonnes ballastées

L'importance des remblais est insuffisante pour mobiliser un effet de voute du sol entre les renforcements verticaux. Une dalle en béton + treillis sera placée au sommet des renforcements verticaux. Cette structure permettra de reporter les charges dues aux remblais sur les renforcements verticaux. Une solution par géogrille + géotextile anticontaminant a été écartée pour des raisons de résistance à la traction.

* une accélération des tassements par drains verticaux

Cette solution semble peu adaptée aux sols tourbeux. Des techniques de pompages ne sont pas écartées. Il faudra vérifier que la capacité portante du sol soit suffisamment augmentée.

* préchargement remplacé, dans certaines zones, par des remblais allégés

Techniquement cette solution répond bien aux problèmes de sol posé par le site. Les premiers résultats de l'auscultation permettront de définir les zones nécessitant le remplacement par des remblais allégés.

- Etape 3

Réalisation du remblai définitif.

=====

TABLE DES MATIERES

1. INTRODUCTION
2. SITUATION GEOGRAPHIQUE ET CONTEXTE GEOLOGIQUE
 - 2.1 - Situation géographique
 - 2.2 - Contexte géologique
 - 2.3 - Cadre sismique
3. CONSISTANCE DE LA CAMPAGNE DE RECONNAISSANCE
 - 3.1 - Sondages carottés et essais pressiométriques
 - 3.2 - Essais en laboratoire
4. INTERPRETATION DES RESULTATS - ETABLISSEMENT D'UN MODELE GEOTECHNIQUE
 - 4.1 - Caractéristiques lithologiques
 - 4.2 - Caractéristiques mécaniques
5. FONDATEMENTS DU FUTUR PONT
 - 5.1 - Règles de dimensionnement
 - 5.2 - Ancrage des fondations
 - 5.3 - Prédimensionnement des fondations
 - 5.4 - Efforts parasites sur les fondations
 - 5.5 - Présentation du problème de l'aléa sismique
 - 5.6 - Bilan
6. REMBLAIS D'ACCES AU PONT
 - 6.1 - Interaction avec les ouvrages actuels
 - 6.2 - Sécurité au poinçonnement
 - 6.3 - Sécurité au glissement
 - 6.4 - Evaluation des tassements
 - 6.4.1 - Tassements immédiats
 - 6.4.2 - Estimation des tassements primaires et secondaires
 - 6.4.3 - Spécificité de la tourbe
 - 6.5 - Bilan
7. CONCLUSIONS

FIGURES DANS LE TEXTE

- Figure 1 - Plan de situation
échelle 1/25.000
- Figure 2 - Implantation des sondages de reconnaissance
échelle 1/500
- Figure 3 - Coupe type géotechnique
- Figure 4 - Profil en long habillé
- Figure 5 - Type de frottement à prendre en compte
- Figure 6 - Géométrie estimée des futurs remblais
- Figure 7 - Caractéristiques retenues pour l'estimation des tassements
- Figure 8 - Réalisation du remblai par étapes

- Annexes 1 - Campagne de reconnaissance de 1988
- Annexes 2 - Campagne de reconnaissance de 1990

1. I N T R O D U C T I O N

La Direction départementale de l'Equipement de la Martinique, Subdivision Equipement Rivières et Littoral a confié à l'Agence Antilles du BRGM une première reconnaissance géotechnique du doublement du pont Violon.

Les remblais d'accès à l'ouvrage existant ont subi des tassements importants (> 1 m). En 1987, le BRGM avait été missionné par la DDE pour définir la position des deux dalles de transition et reconnaître les sols existants au droit de l'ouvrage actuel (rapport 87 MTQ 082).

2. SITUATION GEOGRAPHIQUE ET CONTEXTE GEOLOGIQUE

2.1 - SITUATION GEOGRAPHIQUE

L'ouvrage destiné à doubler le pont actuel, est situé sur la RN.5 à l'entrée de Rivière Salée (futur échangeur La Fayette). Son implantation est représentée en figure 1.

2.2 - CONTEXTE GEOLOGIQUE

Le site étudié est au Sud de la plaine du Lamentin, zone morphologiquement déprimée.

Les formations superficielles sont très compressibles et peu portantes, du type mangrove. Ces zones sont constituées d'argiles et de silts alternant avec des niveaux plus ou moins consolidés. Des études ont montré que ces formations étaient constituées de 75 % de smectites et de 25 % de kaolinite pour la partie minérale, et d'une teneur en matière organique souvent supérieure à 30 %. Ces séries peuvent atteindre de grandes épaisseurs qui sont expliquées par une subsidence importante.

Ces formations reposent sur un substratum qui affleure de part et d'autre de Rivière Salée. Il s'agit de produits volcaniques acides clairs, issus d'une éruption mineure quant aux volumes de laves mis en jeu :

- au Nord-Ouest du bourg, le quartier La Fayette est édifié sur une coulée de lave massive d'une dizaine de mètres d'épaisseur, constituée par une andésite acide porphyrique ;
- au Sud-Est du bourg, de part et d'autre de la RD.8, affleurent des brèches indurées riches en petites ponces claires de dacite porphyrique à quartz.

2.3 - CADRE SISMIQUE

La Martinique est classée en zone 3 des règles de construction parasismique ; il convient de le prendre en compte pour le dimensionnement de toutes structures.

plan de situation

ECHELLE 1 / 25000

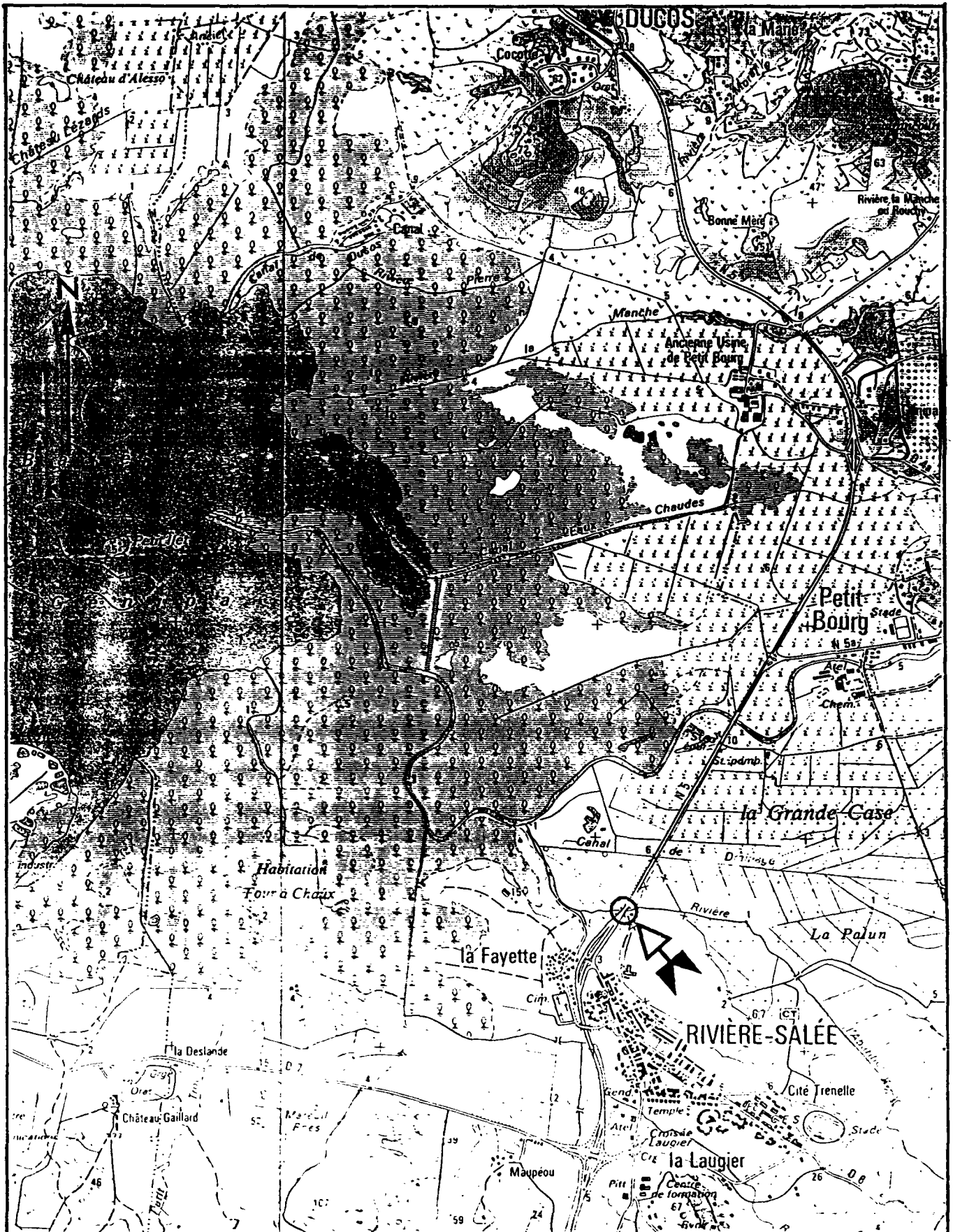


FIGURE 1

3. CONSISTANCE DE LA CAMPAGNE DE RECONNAISSANCE

3.1 - SONDAGES CAROTTES ET ESSAIS PRESSIOMETRIQUES

En 1987, deux sondages carottés (SC.1 et SC.2 respectivement de 15,0 et de 3,0 m) et un sondage pressiométrique (SP.1 de 25,5 m) ont été réalisés au niveau du pont actuel, de part et d'autre de la rivière Trénelle qu'il enjambe (annexe 1).

La campagne de 1990 était constituée de :

- 8 pénétrètres dynamiques lourds (PD.1 à PD.8) ;
- 2 sondages carottés (SC.3 et SC.4) ;
- 2 sondages avec essais pressiométriques (SP.2 et SP.3).

Leur implantation est donnée en figure 2. Le graphe des sondages est donné en annexe 2.

3.2 - ESSAIS EN LABORATOIRE

Très peu d'échantillons ont pu être prélevés par APM (technique causant le remaniement minimum). Les échantillons ont été soumis à trois groupes d'essais :

- identification (propriétés physico-chimiques) :
 - . poids volumique sec et humide
 - . teneur en eau
 - . limite d'atterberg
 - . granulométrie
 - . teneur en matières organiques
- cisaillement (caractéristiques à la rupture) :
 - . consolidé non drainé CU
- compressibilité (à l'oedomètre).

L'ensemble des résultats est fourni en annexe.

- Sondage préssiométrique
- ① Sondage carotté
- ▼ Pénétromètre dynamique

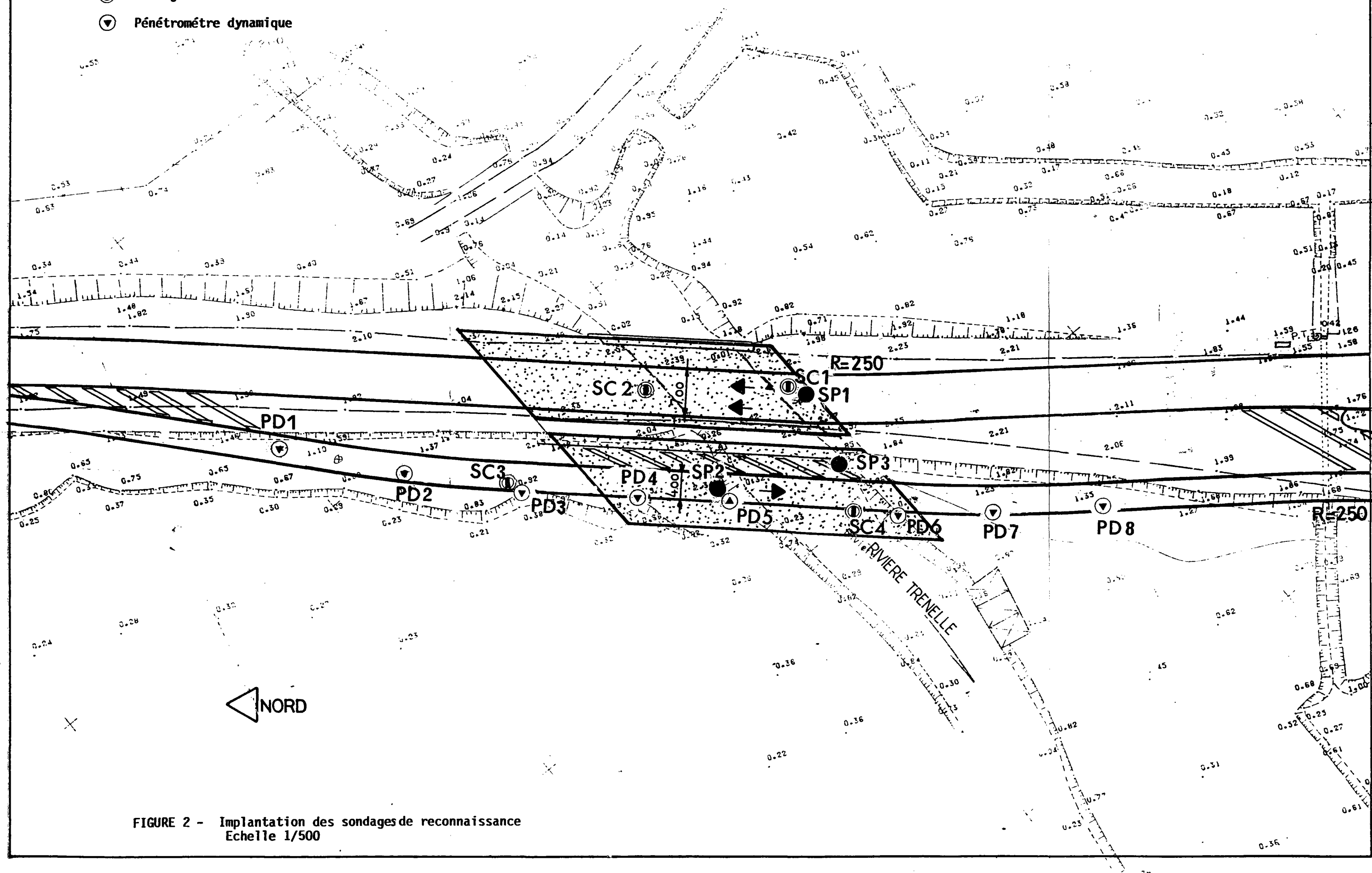


FIGURE 2 - Implantation des sondages de reconnaissance
Echelle 1/500

4. INTERPRETATION DES RESULTATS

ETABLISSEMENT D'UN MODELE GEOTECHNIQUE

4.1 - La série schématique suivante a été rencontrée :

- 1,5 à 3,0 m de matériaux de remblaiement de nature argileuse
- 3,5 à 5,0 m d'argile très plastique marron
- 6,0 à 9,0 m de tourbe
- 2,0 à 3,0 m d'argile plastique bleutée
- 2,0 à 4,0 m d'argile marron, relativement raide sur laquelle l'essai au pénétromètre dynamique semble présenter le refus
- 2,0 à 4,0 m d'argile moyennement plastique
- 6,0 à 8,0 m d'argile sableuse, produit de l'altération du substratum
- substratum sain ($P_1 > 40$ bar) vers 31 m de profondeur.

Un profil en long habillé a pu être interprété à partir des essais réalisés (figure 4).

4.2 - CARACTERISTIQUES MECANIQUES

Une coupe géotechnique type a été établie (figure 3). Celle-ci est interprétative.

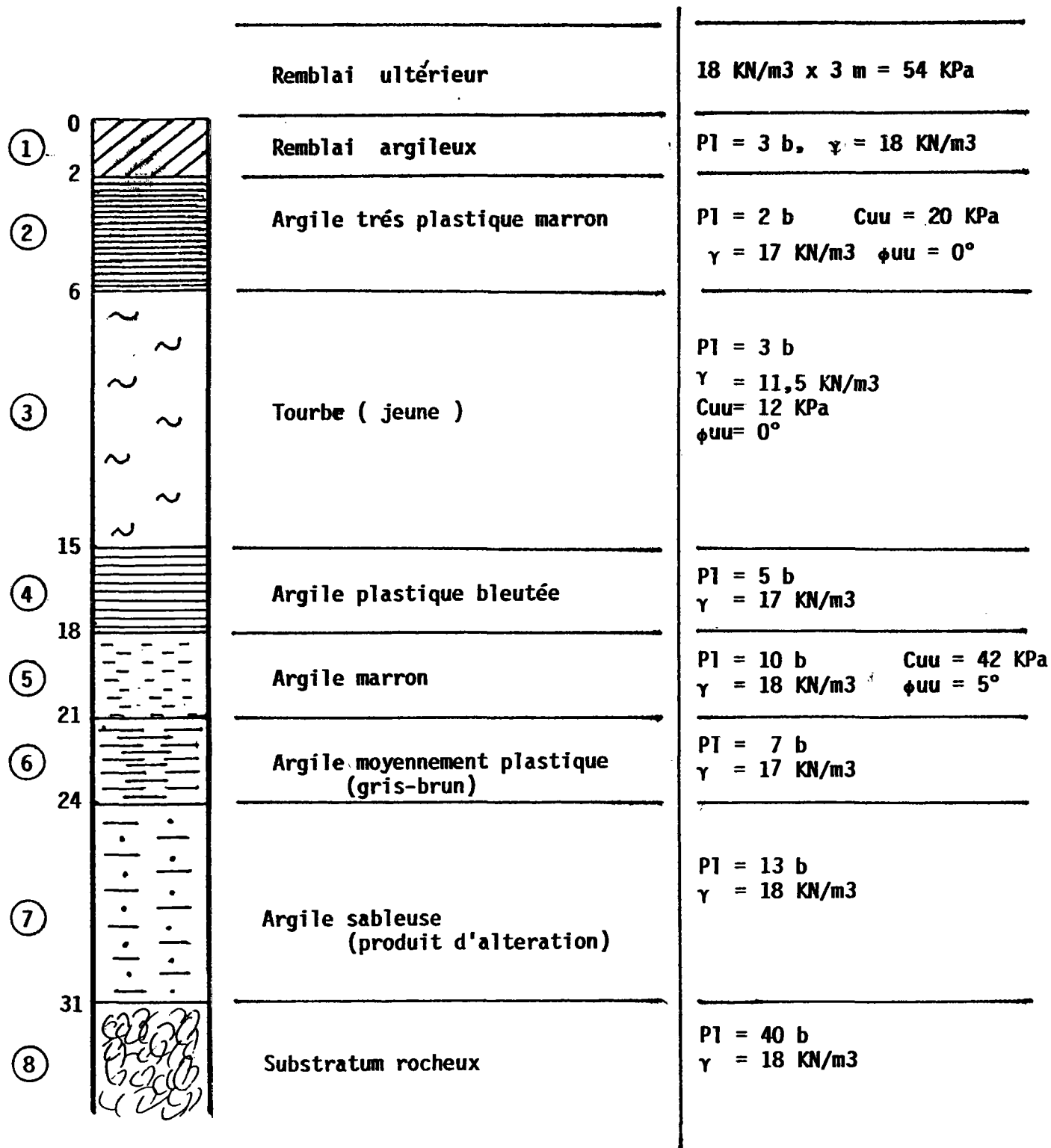


FIGURE 3 - Coupe type géotechnique

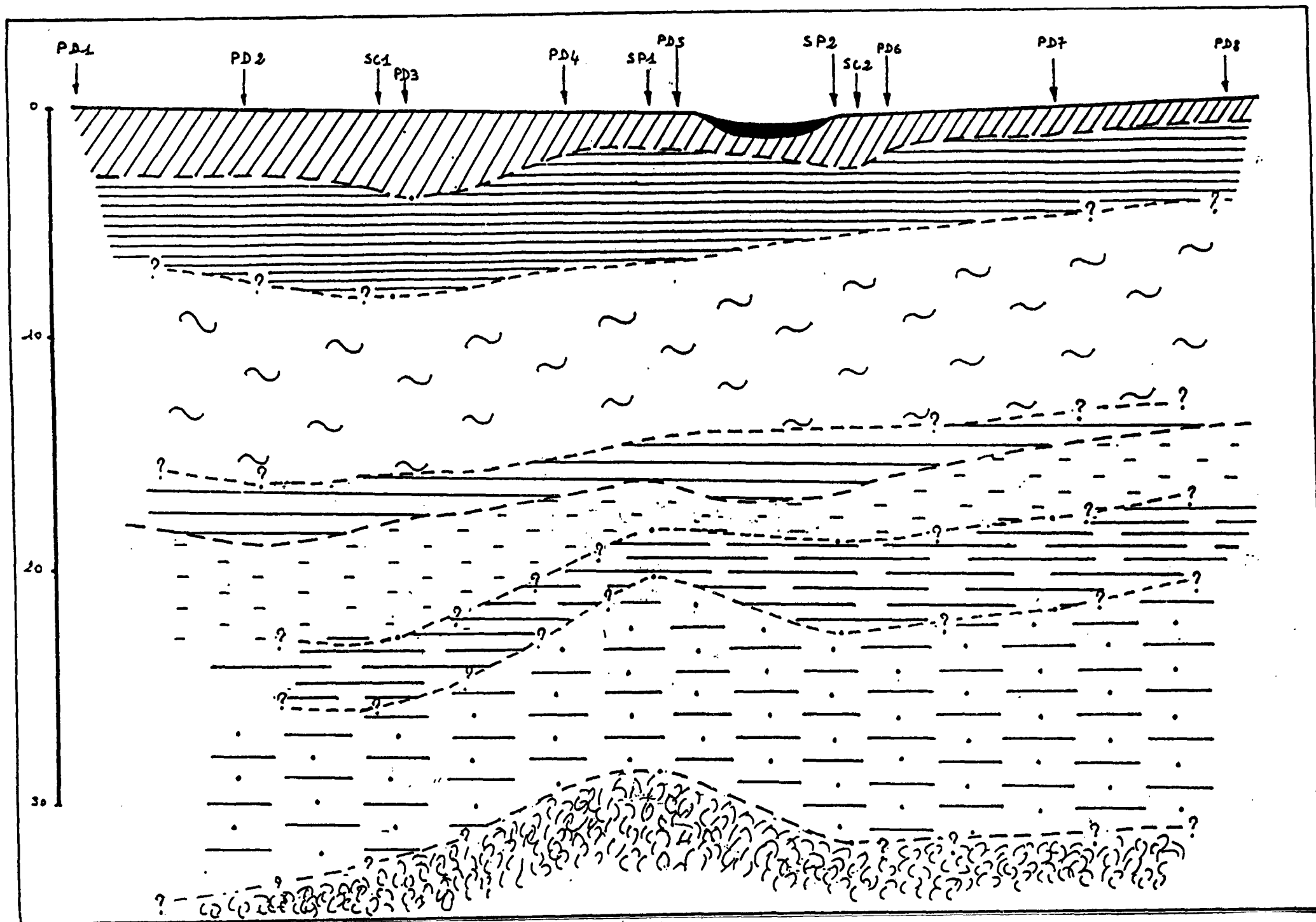


FIGURE 4 Profil en long habillé

R 32295 ANT 4S 91

5. FONDATIONS DU FUTUR PONT (DOUBLEMENT)

5.1 - REGLES DE DIMENSIONNEMENT

Les fondations profondes ont été prédimensionnées selon les recommandations du SETRA LCPC d'octobre 85 : "règles de justification des fondations à partir des essais pressiométriques" et des documents faisant suite.

5.2 - ANCRAGE DES FONDATIONS

Les quatre premières couches sont très compressibles, elles vont induire des frottements négatifs sur les fondations profondes (cf. paragraphe 5.4).

Un tassement du sol, sous l'effet des remblais, n'est pas exclu dans la couche 6. Même s'il reste modeste (tassement estimé à 1 cm, paragraphe 6.4.2), ce tassement du sol est supérieur à celui du pieu (millimétrique). Les couches 5 et 6 sont donc à considérer comme présentant un frottement nul.

En outre, l'utilisation de colonnes ballastées ou inclusions rigides comme solution de renforcement de sol, n'est pas exclue. Ces techniques consistent à reporter les contraintes dues aux remblais sur une couche de portance meilleure qui pourrait être la couche 5. Dans ce cas, l'amplitude du tassement des couches 5 et 6 en serait accrue. L'hypothèse qu'un tassement négatif puisse alors s'y développer serait à étudier.

Un frottement positif sera mobilisé dans la couche d'argile sableuse 7 et la couche inférieure de substratum rocheux.

La figure 5 récapitule le type de frottement à prendre en compte.

La couche 7 d'argile sableuse présente des valeurs de pression limite variables. Cette série peut être plus ou moins altérée. La limite entre la couche 7 et la couche 8 est plus ou moins brutale : le sondage pressiométrique SP.3 présente
à -30 m de profondeur, $P_l = 17$ bar (couche 7)
à -31 m de profondeur, $P_l = 40$ bar (couche 8).

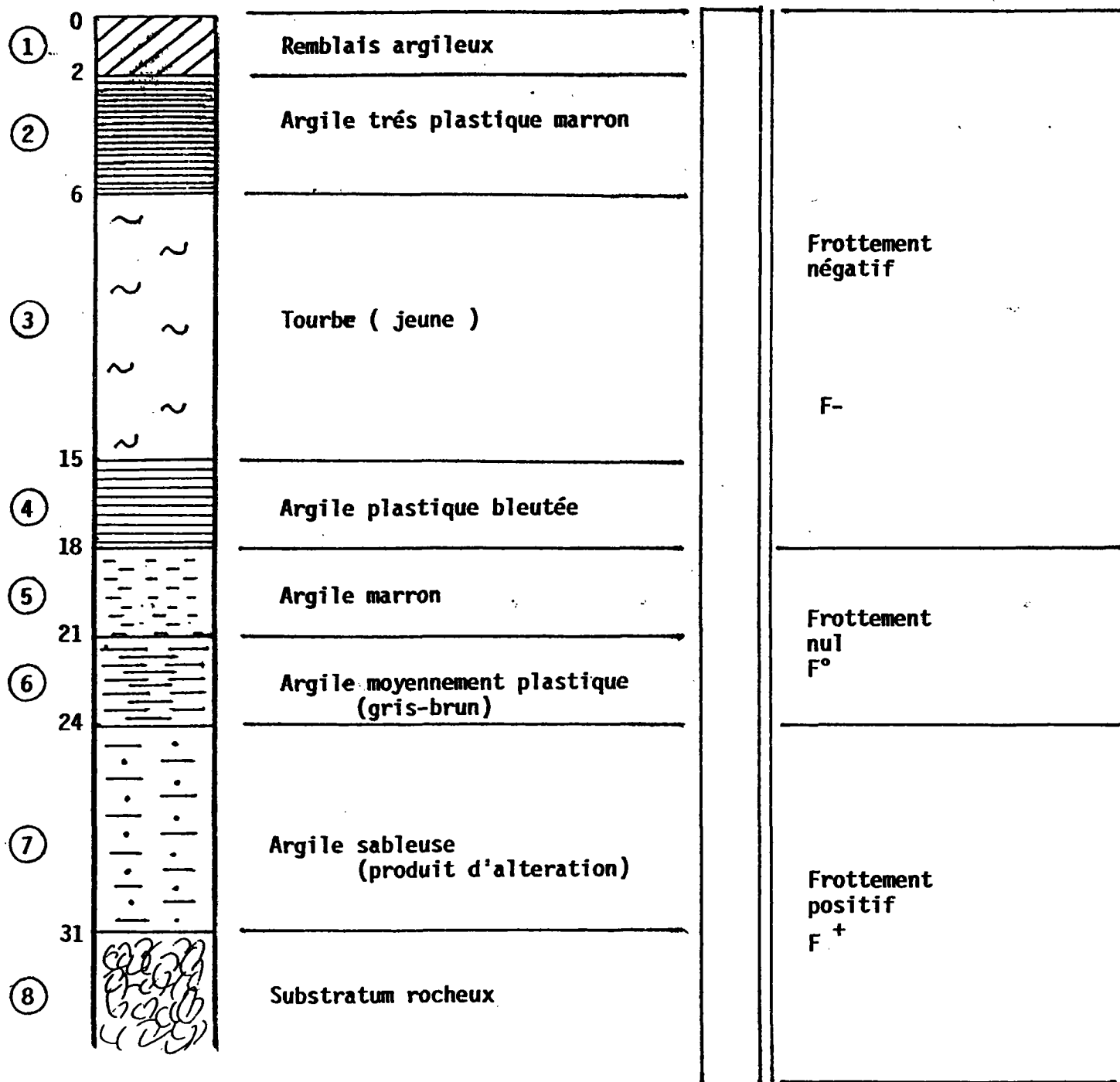


FIGURE 5 - Type de frottement à prendre en compte

Les fondations devront être ancrées dans la couche de substratum rocheux (couche 8 ou $P_1 > 40$ bar).

Cet horizon a été trouvé vers -31 m de profondeur (soit -29 m NGM) au niveau du futur pont (sondages SP.2 et SP.3) et vers -23 m de profondeur (soit -21 m NGM) à l'aplomb du pont actuel (SP.1). Le substratum rocheux semble donc présenter des variations de cotes importantes.

Les règles de dimensionnement des fondations du DTU préconisent un ancrage d'au moins trois diamètres dans le substratum.

5.3 - PREDIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS

Les résultats qui suivent ont été calculés à partir du modèle de la figure 5 avec un pieu réalisé foré à la boue.

■ Frottement latéral positif :

Aucun frottement latéral positif n'est mobilisé avant la couche 7.

L'effort total limite mobilisable par frottement latéral positif, sur toute la hauteur h concernée du fût du pieu, est calculée par l'expression :

$$Q_s = P \int_0^h q_s(z) dz$$

avec : P : périmètre du pieu

$q_s(z)$: frottement latéral unitaire limite à la cote z ,
lié à la pression limite nette P_1

h : hauteur où s'exerce le frottement latéral.

Les frottements unitaires suivants ont été retenus :

couche	1	2	3	4	5	6	7	8
q_s MPa	-	-	-	-	-	-	0,07	0,27

■ Charge limite de pointe

Elle est donnée par la formule

$$Q_p = A (k_p p^*_{1m} + q_0)$$

Avec :

A : section de pointe
 p^*_{1m} : pression limite nette équivalente
 q_0 : contrainte totale verticale au niveau de la pointe du pieu
 k_p : facteur de portance

Nous avons considéré, pour la couche d'ancrage (couche 8) un sol de type roche altérée ou fragmentée et un type de pieu foré à la boue.

5.4 - EFFORTS PARASITES SUR LES FONDATIONS

■ Frottements négatifs

Les sols compressibles (couches 2, 3 et 4) ne seront peut être pas consolidés sous le poids des remblais lors de la construction de l'ouvrage sur pieux.

Deux cas de figures sont possibles :

- sols compressibles non consolidés : nécessaire prise en compte de frottements négatifs
- sols compressibles consolidés : absence de frottements négatifs

Une borne supérieure du frottement négatif est donné par :

$$Q_{sf} = P \left[(k \tan \delta)_r \gamma_r \frac{H_r^2}{2} + (k \tan \delta)_{-1} (\gamma_r H_D + \gamma_{-1} \frac{D_{-1}^2}{2}) \right]$$

Avec : P : périmètre du pieu
 H_r : hauteur du remblai
 $k \tan \delta$: dépendant de la nature du sol et du type de pieu
 D_{-1} : hauteur de sol compressible
 s_1 : sol compressible
 γ_r : poids volumique du remblai in situ effectif
 γ_{-1} : poids volumique du sol compressible in situ effectif.

Nous avons considéré le sol compressible de nature organique - argile molle et un type de pieu foré à la boue.

■ Poussée latérale

Les remblais d'accès au pont risquent de provoquer un fluage des couches compressibles. Les pieux seront alors soumis à des efforts horizontaux.

Le calcul de la résultante Q de ces efforts se fait par la méthode de Tchébotarioff :

$$Q = P_{\max} \cdot \frac{H}{2} \cdot 2 \cdot \emptyset$$

avec : Q : effort résultant horizontal dû au fluage
 H : épaisseur de la couche présentant du fluage
 $\emptyset$: diamètre du pieu
 $P_{\max} = 0,4 \cdot \gamma_r \cdot H_r$

γ_r = poids spécifique du remblai
 H_r = hauteur de remblai.

5.5 - PRESENTATION DU PROBLEME DE L'ALEA SISMIQUE

La Martinique est classée en zone 3 des règles de construction parasismique. Le comportement sous sollicitations dynamiques doit être étudié.

Le développement en champ libre, au niveau de la tête du pieu, peut être estimé par la méthode simplifiée de calcul des pieux en zone sismique, proposé par R. SOULOUMIAC.

5.6 - BILAN

Les résultats obtenus sont synthétisés dans les tableaux 2 et 3 suivants :

tableau 2 : efforts résistants mobilisables par le sol

Type de fondation	Charge limite de pointe Q_{pl} (en kN)	Charge limite de frottement Q_{sl} (en kN)	Charge limite Q_L (en kN) $Q_L = Q_{pl} + Q_{sl}$	charge de fluage Q_c (en kN) $Q_c = Q_{pl} + Q_{sl}$ (pieu ne refoulant pas le sol)
Pieux Ø 60 (mm) Profondeur : 33 m	1260	1930	3190	1915
Pieux Ø 800 (mm) Profondeur : 33 m	2240	3245	5485	3280
Pieux Ø 1000 (mm) Profondeur : 34 m	3500	4055	7555	4455
Barrettes : 2,20 x 0,60 (m) Profondeur : 34 m	5880	7230	13110	7760
Barrettes : 2,70 x 0,80 (m) Profondeur : 34 m	9635	9035	18670	10840

La mise en place de 3 m de remblais à proximité de fondations profondes (entraxe 3 m) va provoquer les efforts parasites suivants :

Type de fondation	Frottements négatifs sur les pieux d'extré- mité F_- (en kN)	Poussée latérale (en kN)
Pieux Ø 600	500	160
Pieux Ø 800	675	210
Pieux Ø 1000	835	265
Barrettes : 2,20 x 0,60	785	250
Barrettes : 2,70 x 0,80	1010	325

Tableau 3 : efforts parasites

■ Les états limites à considérer concernent :

- le sol
- les matériaux constitutifs des pieux de la fondation
- le cas échéant, des déplacements dont le dépassement pourrait nuire au bon comportement de la structure portée.

Le taux de travail des matériaux constitutifs des pieux est à étudier, il risque d'être dimensionnant.

Le problème du risque de flambement des pieux sous sollicitation doit être abordé.

■ Choix du type de fondation

Les paramètres entrant notamment dans le choix du type de fondation sont :

- comportement sous sollicitations sismiques
- facilité de mise en oeuvre
- effet des efforts parasites.

■ Mise en oeuvre

Le chemisage des pieux est recommandé sur la hauteur des couches 1, 2, 3 et 4 permettant de réduire les efforts parasites et de limiter les hors profils lors du bétonnage des pieux. En effet, le sondage SP.3 présente à 15 m une valeur de Pression limite du sol, $P_l = 5$ bar, voisine de la pression que provoquerait la colonne de béton à cette profondeur (≈ 4 bar). Il y a risque de claquage du terrain.

6. REMBLAIS D'ACCES AU PONT

6.1 - INTERACTION AVEC LES OUVRAGES ACTUELS

Les remblais d'accès au pont existant semblent avoir été réalisés avec des banquettes latérales en matériaux argileux. La mise en place de nouveaux remblais sur ces banquettes entraînera un tassement de celles-ci pouvant induire des dommages sur la chaussée actuelle ainsi que des efforts supplémentaires sur les fondations du pont actuel.

Afin d'évaluer ces effets et vérifier leur compatibilité avec le dimensionnement des ouvrages actuels, il est fondamental de disposer des documents relatifs à la réalisation de l'actuel pont :

- dimensionnement des fondations
- géométries initiales des remblais d'accès au pont avec un levé topographique historique du site, si possible.

La géométrie des futurs remblais d'accès au pont n'est pas connue précisément, elle sera sans doute proche de celle de la figure 6.

Ainsi, il est probable qu'une partie des remblais soit mise en place au-delà des remblais actuels, dans la mangrove. Les essais ont été réalisés au niveau de la banquette du remblai actuel, les terrains y ont donc déjà subi une consolidation, au moins partielle. Au-delà des banquettes de l'actuel remblai, les caractéristiques mécaniques des sols seraient donc plus faibles; y déposer des remblais sur une largeur supérieure à 2 m pourrait nécessiter une campagne complémentaire (afin de déterminer les caractéristiques des sols porteurs, Cu, par scissomètre ou par pressiomètre et y prévoir un planning de remblaiement).

Un rideau de palplanches ou de palfeuilles pourrait désolidariser les deux chaussées (l'actuelle et la future) afin de limiter les interactions de l'une sur l'autre. Cette éventualité nécessiterait l'analyse de l'incidence :

- du battage sur la chaussée actuelle
- du rideau "étanche" sur les écoulements souterrains accompagnant la rivière Trenelle
- de rideau en tant que discontinuité vis à vis de la stabilité des ouvrages et remblais en cours de leur construction.

Il est préférable de prévoir un terre plein central entre les 2 chaussées. Cette zone jouant un rôle de tampon vis à vis des interactions entre les remblais futurs et actuels. Le remblaiement de cette zone se fera en phase terminale (cf conclusions).

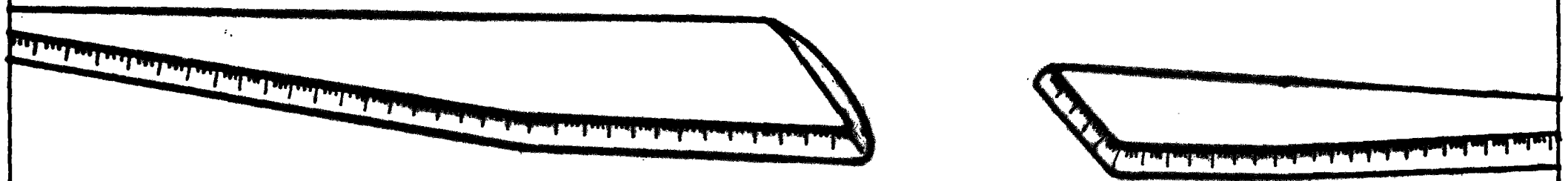
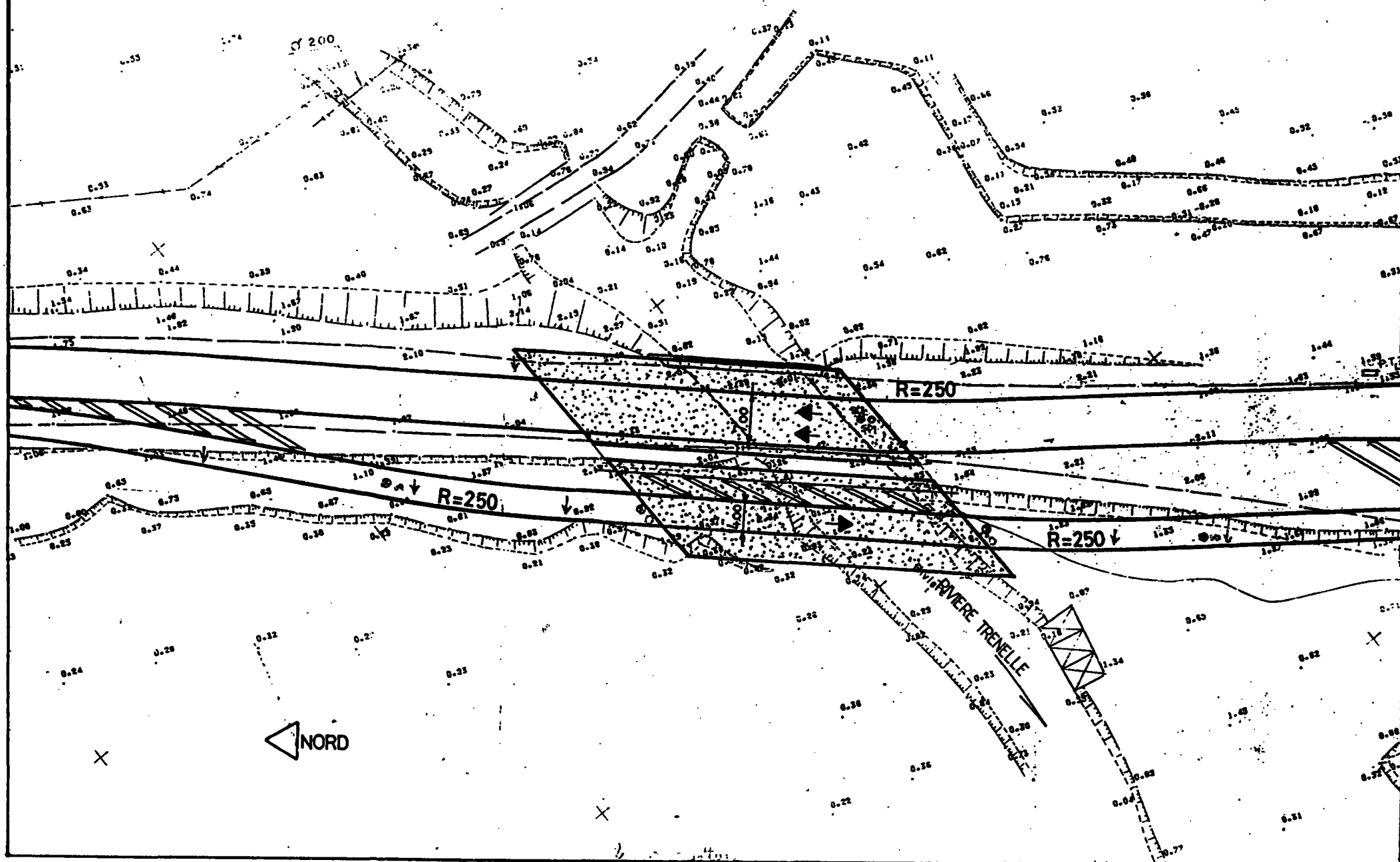


FIGURE 6 - Géométrie estimée des futures remblais



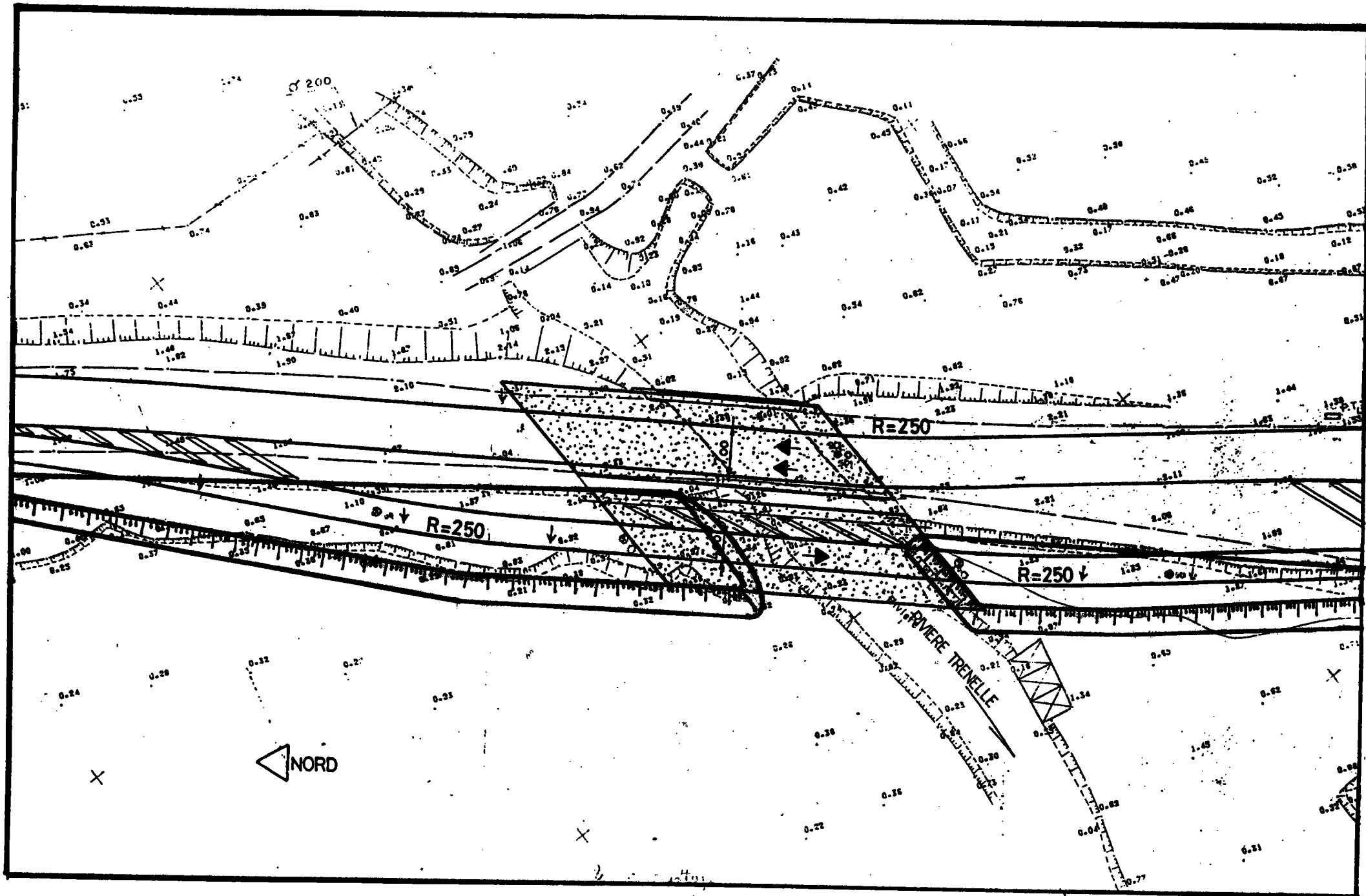


FIGURE 6 - Géométrie estimée des futurs remblais

6.2 - SECURITE AU POINCONNEMENT

La hauteur des remblais à mettre en place n'est pas définie avec précision, elle dépend de l'extension latérale des futurs remblais.

- valeurs de C_u estimées par corrélations avec les essais in situ et en laboratoire (fig. 3) :

- au pressiomètre

$$C_u = \frac{P_l - P_o}{5,5}$$

avec P_l : pression limite du sol au niveau de l'essai pressiométrique

P_o : pression horizontale des terres au repos au niveau de l'essai pressiométrique.

- en laboratoire : (cf. annexe 3).

La contrainte apportée par le remblai de poids spécifique γ_r et de hauteur H_r est approximativement, sous l'axe :

$$q_r = \gamma_r H_r$$

le coefficient de sécurité est donné par :

$$F_p = \frac{q_{\max}}{q_r} = \frac{(\pi + 2) C_u}{\gamma_r H_r}$$

H_r	1 m	2 m	3 m
$q_{\max}$ (KPa)	61	61	61
q_r (KPa)	18	36	54
F_p	3,3	1,7	1,1

En phase définitive, on recherche en général $F_p = 3$; un planning de remblaiement devra être prévu, la première étape consistera à mettre en place un remblai ne dépassant pas 1 m à 1,20 m de hauteur.

6.3 - SECURITE AU GLISSEMENT

$$\text{facteur de stabilité : } N = \frac{C_u}{\gamma_r \cdot H_r}$$

angle du talus de remblai : β

Les abaques de Pilot et Moreau donnent le coefficient de sécurité F_r .

Pente 1/2

Hr	1 m	2 m	3 m
N	0,6	0,3	0,2
F_r	2,6	1,6	1,1

On recherche, en général, $F_r = 1,5$ en phase définitive.

6.4 - EVALUATION DES TASSEMENTS

6.4.1 - Tassements immédiats

Ce tassement se produit au cours de l'exécution du remblai, il est dû à la déformation du sol vers l'extérieur du remblai, avant tout drainage. Ce tassement va induire le dépôt d'un volume plus important de matériaux, d'où un accroissement de charge.

6.4.2 - Estimation des tassements primaires et secondaires

L'estimation des tassements a été obtenue à partir de la théorie de TERZAGHI, basée sur la méthode oedométrique.

Les tassements ont été estimés pour un remblai de 2 m de hauteur (disposé en deux phases).

Le schéma de la figure 7 précise les caractéristiques de sol retenues.

- amplitude des tassements primaires

$$\frac{\Delta h}{h} = \frac{C_c}{1 + e_o} \text{Log} \left(1 + \frac{\Delta \sigma'}{\sigma'_{c'}} \right)$$

avec : h : hauteur de la couche compressible
 Δh : amplitude des tassements
 $\Delta \sigma'$: surcharge verticale apportée par le remblai
 $\sigma'_{c'}$: pression effective initiale

tassement obtenu	couche 2	couche 3	couche 4	couche 5	couche 6
SC.1	0,2 m	1,3 m	0,1 m	centimétrique	.
SC.2	0,2 m	1,1 m	.	.	centimétrique

La mise en place de 2 m de remblais entraînera une consolidation primaire (calculée) de l'ordre de 1,5 m.

Les couches 2, 3, 4 sont très compressibles, elles sont actuellement sous consolidées.

80 % du tassement se fait dans la couche 3 (de tourbe).

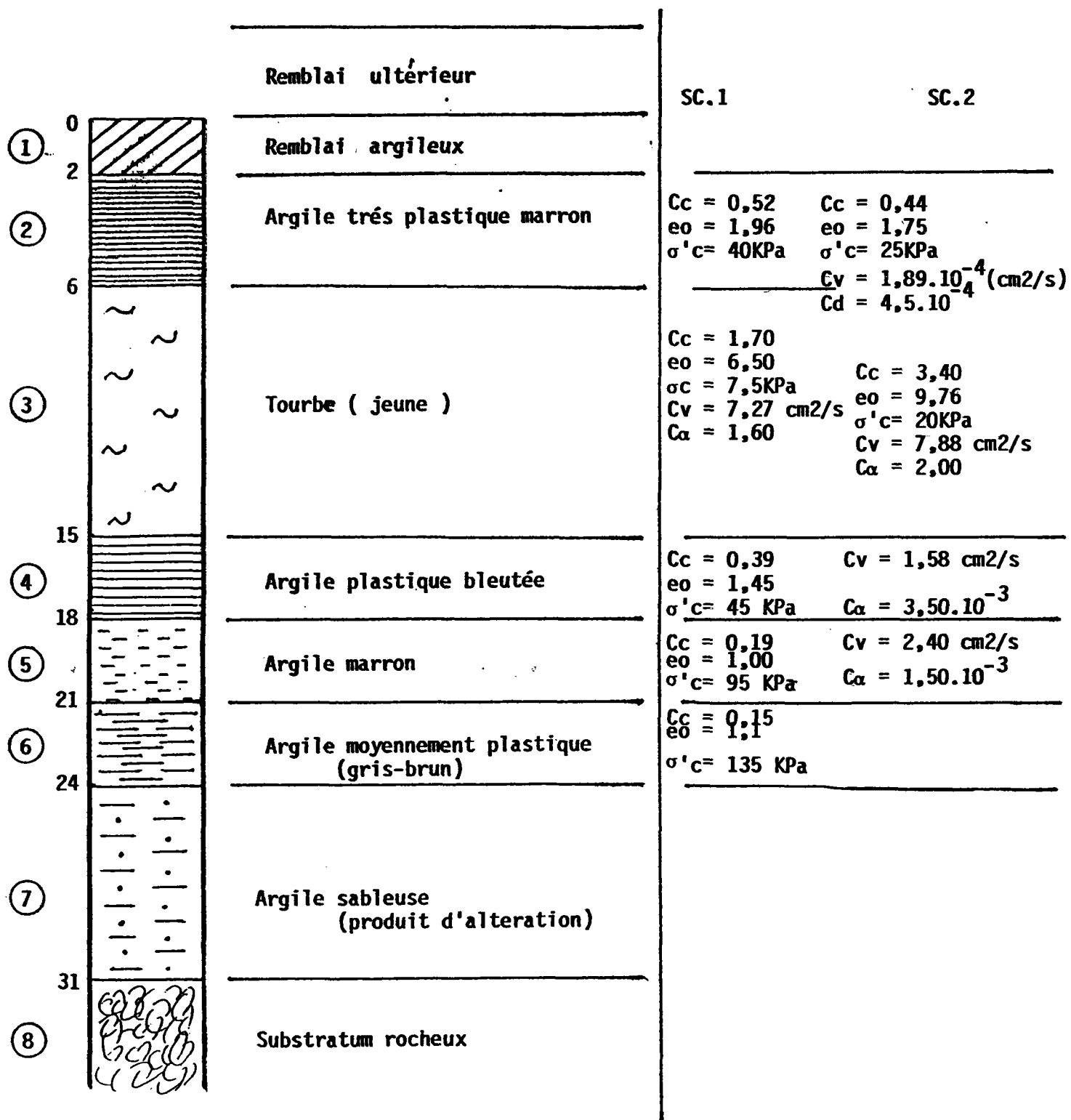


FIGURE 7 - Caractéristiques retenues pour l'estimation des tassements

- amplitude de consolidation primaire

$$t = \frac{T_v \cdot H^2}{C_v}$$

avec t : temps nécessaire pour obtenir le degré de consolidation U

Cv : coefficient de consolidation exprimé en cm²/s, dépendant de la perméabilité du sol

Tv : facteur temps lié au degré de consolidation U

H : hauteur de drainage.

Les durées de consolidation primaire calculées sont élevées, de l'ordre de 6 ans pour obtenir 50 % de degré de consolidation.

- amplitude du tassement secondaire

$$h = C_\alpha \log \frac{t_i}{t_f} \cdot H_o$$

avec C α : taux de compression secondaire

H_o : hauteur de la couche compressible

t_f : temps nécessaire à la consolidation primaire.

L'amplitude du tassement secondaire est d'une vingtaine de centimètres pour une durée de 50 ans.

6.4.3 - Spécificité de la tourbe

La tourbe est un matériau évolutif caractérisé notamment par :

- une forte teneur en matière organique
- de faibles caractéristiques de résistance au cisaillement
- une très forte compressibilité
- une hétérogénéité des propriétés physiques.

Celle rencontrée sur le site est une tourbe jeune, des morceaux de bois "intacts" sont encore présents à 10/15 m de profondeur. Il est probable que, même sous leur propre poids, un tassement se produise dans ces matériaux.

Le comportement d'un remblai sur des matériaux similaires a été suivi : élargissement de l'autoroute entre le canal du Lamentin et la rivière Lézarde - Auscultation des remblais - Rapport R 31291 ANT 4S 90.

Dans ce rapport, il apparaît que les tassements estimés à partir des essais oedométriques sont plus élevés que ceux mesurés in situ.

La méthode oedométrique de Terzaghi semble peu adaptée au calcul des tassements pour des matériaux spécifiques comme les tourbes. Une auscultation des remblais d'accès au pont est nécessaire.

6.5 - BILAN

La réalisation des remblais se fera par étapes, avec des mises en place de matériaux qui ne devront pas dépasser 1 à 1,5 m de hauteur, ceci pour des raisons de stabilité, notamment au poinçonnement.

La mise en place de 2 m de remblais (par étapes) entraînera une consolidation calculée de l'ordre de 1,5 m. Cette consolidation se réalisera sur une période importante, pluriannuelle. Le tassement secondaire calculé est d'une vingtaine de centimètres.

Il est fondamental de connaître précisément les limites géométriques des futurs remblais. On pourrait être amené à mettre en place des remblais larges de plus de 2 m dans la mangrove, au delà des limites des remblais actuels. Dans ce cas, les caractéristiques des sols porteurs sont inférieures à celles mesurées ; des essais complémentaires pourraient s'avérer nécessaires (mesures in situ par scissomètre ou pressiomètre).

La mise en place de ces remblais devra être réalisée au plus tôt afin de disposer :

- d'une durée de préchargement maximale
- d'une voie circulable à partir de laquelle des opérations de renforcements pourront débuter.

Différentes options sont envisageables :

- préchargement
- renforcement mécanique du sol par inclusions rigides ou colonnes ballastées
- accélération de la consolidation par drains verticaux + préchargement
- préchargement substitué ensuite par des remblais allégés.

Le choix d'une de ces techniques dépend des faibles caractéristiques mécaniques de sols (limitant la hauteur des remblais de préchargement) et de la compatibilité avec les délais de réalisation (durée de préchargement réduite).

Compte tenu de l'hétérogénéité des sols, des simplifications que comportent les modèles de calculs, notamment le mauvais rendu du comportement de la tourbe, il est essentiel de pouvoir suivre l'évolution des remblais. Un dispositif d'auscultation sera mis en place avant tout remblaiement. Il permettra, au moyen de tassomètres, cellules PAC, piges et mesures topographiques de suivre l'évolution des tassements et la stabilité des remblais.

7. CONCLUSIONS

Les investigations réalisées pour le projet du doublement du pont Violon ont montré l'existence de matériaux très compressibles, essentiellement tourbeux, présentant de faibles caractéristiques mécaniques, sur des épaisseurs proches de 15 m. Un substratum rocheux ($p_l > 40$ b) a été trouvé vers 31 m de profondeur, il est surmonté de matériaux plus ou moins altérés.

Le projet retient un mode de fondations profondes qui devront être ancrées dans la couche de substratum rocheux (couche 8 où $p_l > 40$ bar). Les règles de dimensionnement des fondations du DTU préconisent un ancrage d'au moins 3 diamètres dans le substratum.

Les paramètres entrant notamment dans le choix du type de fondation sont :

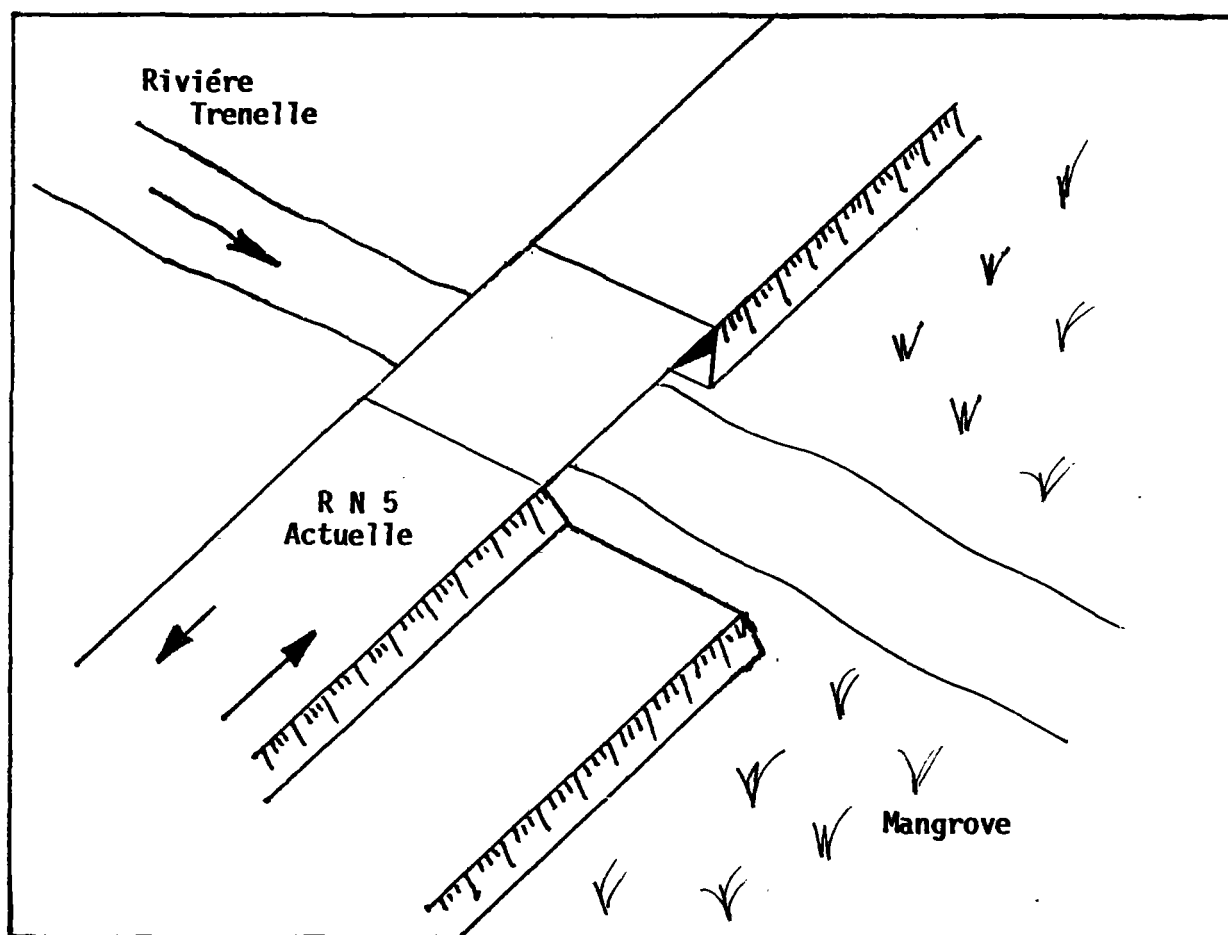
- le comportement sous sollicitations sismiques,
- la facilité de mise en oeuvre,
- les effets des efforts parasites.

Pour des raisons de mise en oeuvre, limitation des hors profils lors du bétonnage, les pieux seront chemisés sur la hauteur des couches 1,2,3 et 4 soit près de 15 m.

La surcharge liée aux remblais d'accès au pont entraînera des efforts parasites sur les fondations actuelles et futures. Il faudra mettre en place, dès que possible, les remblais, afin de:

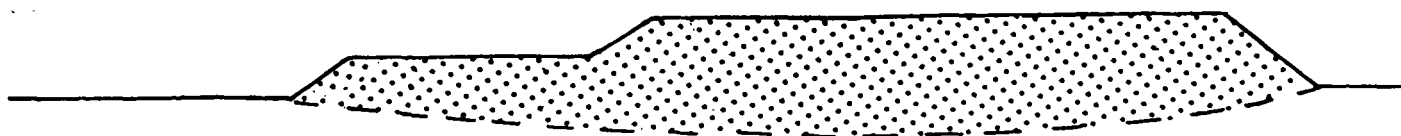
- réduire ces efforts parasites,
- disposer d'une durée maximale pour mobiliser les tassements (indépendamment de la technique de renforcement de sol ensuite employée),
- obtenir une voie circulaire pour les engins.

La réalisation des remblais se fera par étapes, avec des mises en place de matériaux qui ne devront pas dépasser 1 à 1.5 m de hauteur, pour des raisons de stabilité. Une auscultation est indispensable, elle permettra de suivre la stabilité des remblais, l'évolution des tassements et d'orienter le planning de chargement.



Remblais actuels

Remblais actuels (en rive droite de la rivière Trénel)



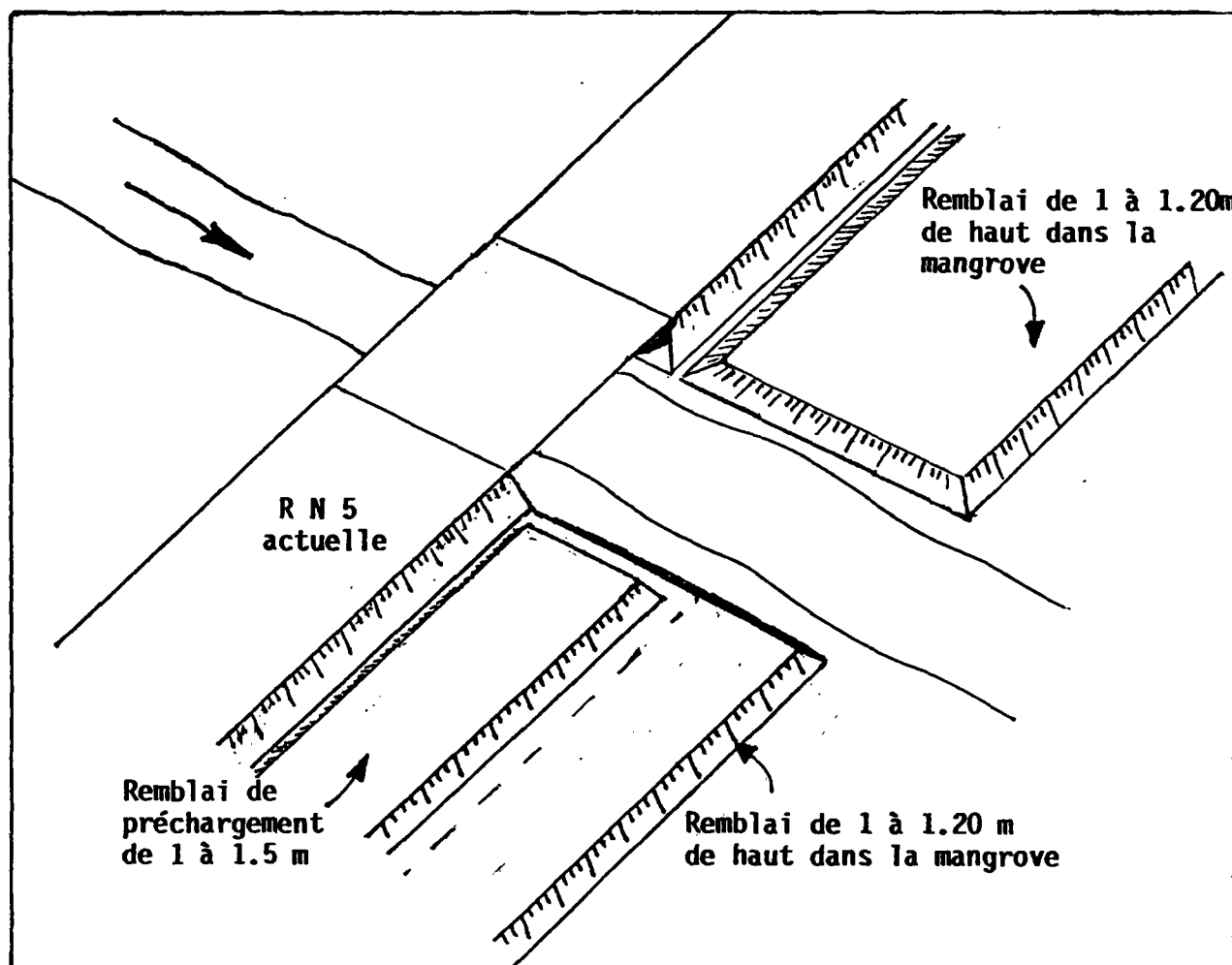
- Etape 1

* Mise en place d'un système d'auscultation au moyen de tassomètres, cellules PAC, piges et mesures topographiques permettant de suivre l'évolution des tassements et la stabilité des remblais.

* Réalisation de deux types de remblaiement :

- un remblai de 1 à 1,2 m de haut dans la mangrove, réalisé selon la géométrie des futurs remblais (prévoir une banquette latérale en phase définitive)
- en rive droite, un remblai de préchargement de 1 à 1,5 m de haut, au milieu de la banquette actuelle
 - désolidarisé de la chaussée actuelle afin de limiter les interactions sur celle-ci
 - éloigné de l'extrémité de la banquette actuelle ($\approx 2m$) pour des raisons de stabilité.

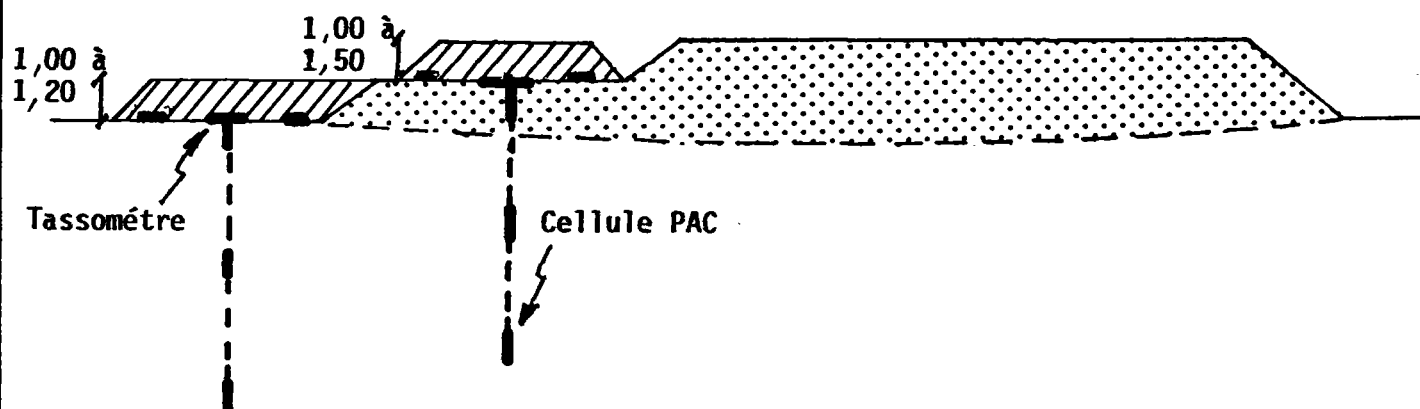
Ces opérations devront être réalisées au plus tôt afin de disposer d'une durée de préchargement maximale.



ETAPE 1 : Schéma de principe mise en place des remblais

Etape 1

Mise en place d'un système d'auscultation
Préchargement (1 phase)



Les premiers résultats de l'auscultation (degré de consolidation atteint...) permettront d'aider au choix d'une des techniques de renforcement des sols. Ce pourrait être :

* un renforcement vertical par inclusions rigides ou colonnes ballastées

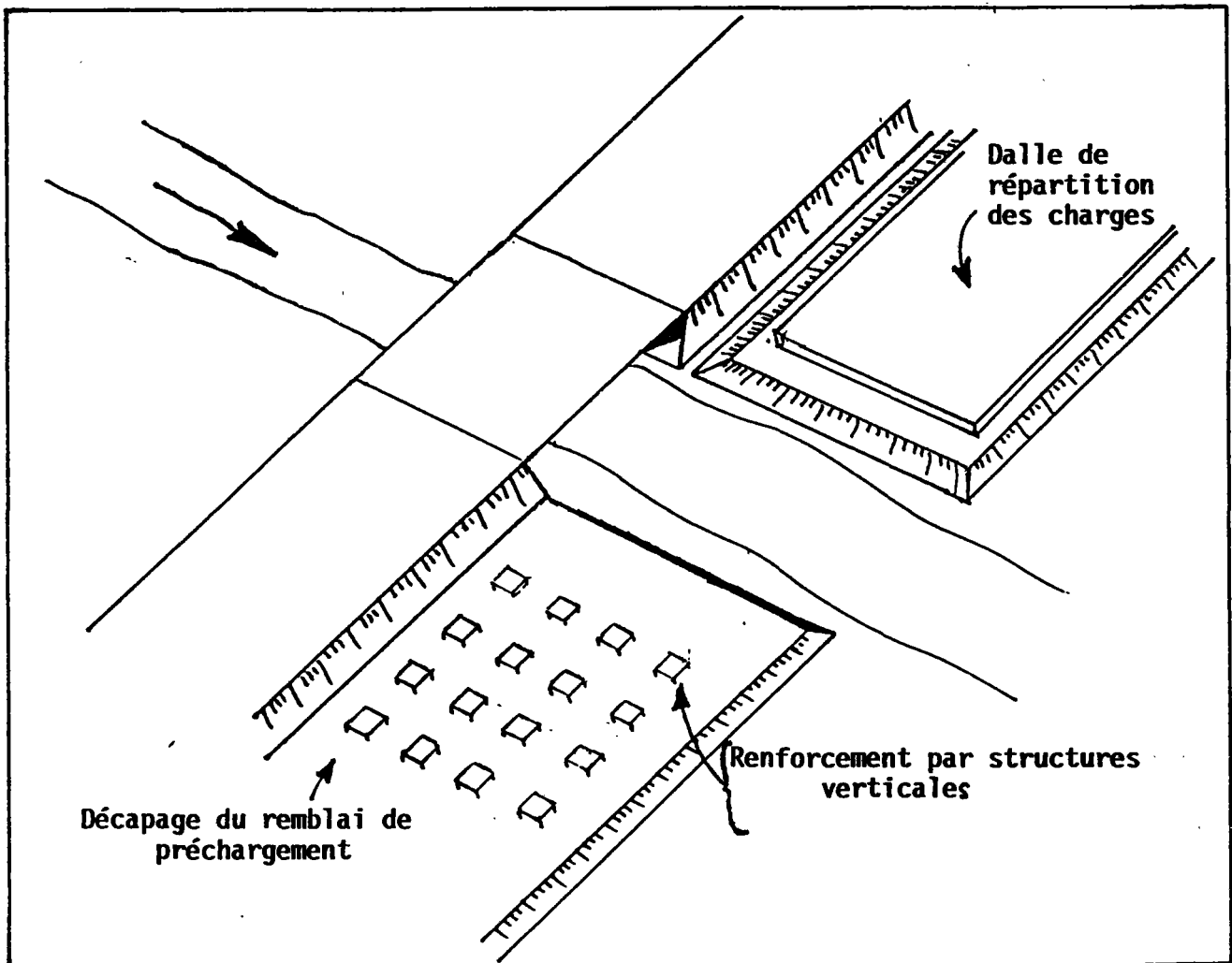
L'importance des remblais est insuffisante pour mobiliser un effet de voute du sol entre les renforcements verticaux. Une dalle en béton + treillis sera placée au sommet des renforcements verticaux. Cette structure permettra de reporter les charges dues aux remblais sur les renforcements verticaux. Une solution par géogrille + géotextile anticontaminant a été écartée pour des raisons de résistance à la traction.

* une accélération des tassements par drains verticaux

Cette solution semble peu adaptée aux sols tourbeux. Des techniques de pompages ne sont pas écartées. Il faudra vérifier que la capacité portante du sol soit suffisamment augmentée.

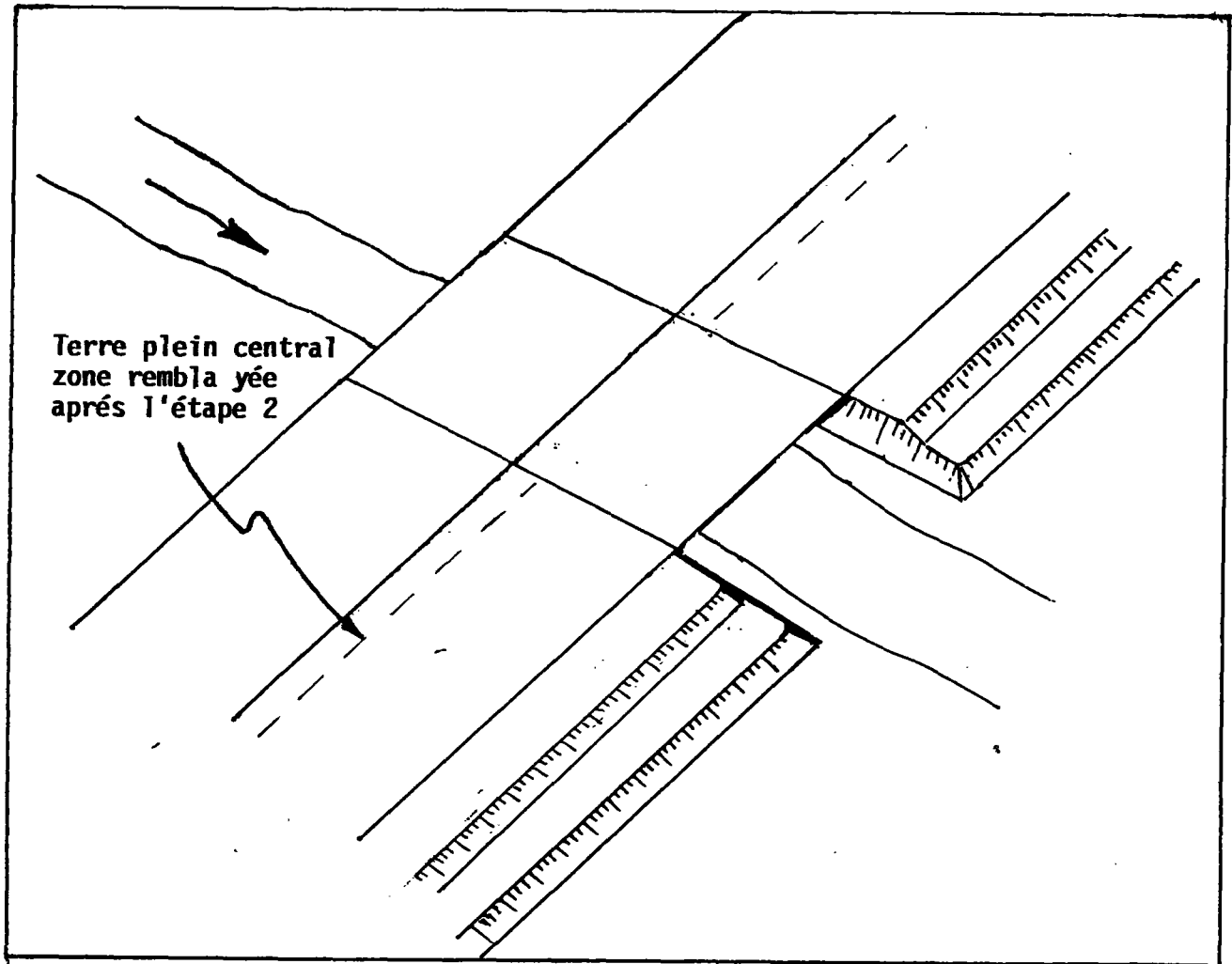
* préchargement remplacé, dans certaines zones, par des remblais allégés

Techniquement cette solution répond bien aux problèmes de sol posé par le site. Les premiers résultats de l'auscultation permettront de définir les zones nécessitant le remplacement par des remblais allégés.



- Etape 3

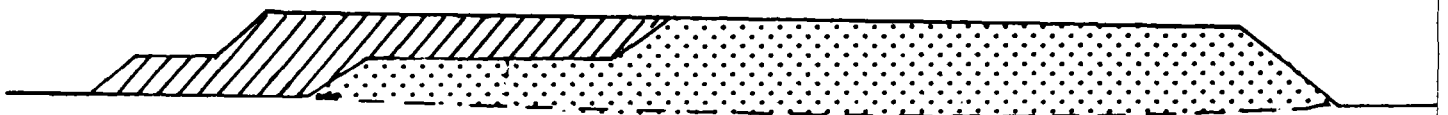
Réalisation du remblai définitif.



ETAPE 3 : Schéma de principe
Réalisation des remblais définitifs

Etape 3

Mise en place des remblais définitifs



A N N E X E S

ANNEXE 1

Campagne de 1988

DEPT: 972 COMMUNE: RIVIERE SALEE

désignation: RN.5 - Pont Violon

SC.1

Indice de
classement

1182

ZZ

116

X = 717,12

Y = 1607,62

coupe au: 1/100 établie par: B.R.G.M.

Interprétée par: B.R.G.M.

Z sol = + 2,45

Demi coupe technique	Nappes & plan d'eau	récup. %	Profon- deur	Nb coups	SPT	APM	Ech.	Coupe	DESCRIPTION GÉOLOGIQUE	Strati- graphie
			1.10						Couche bitumeuse de roulement	
			1.70						Couche ponceuse de base	
			2.30						Dalle de béton	
			2.50							
			3.00						Argile raide alluvionnaire marron	
			3.50							
			4.00							
			4.50							
			5.00							
			5.50							
			6.00							
			6.50						Argile plastique alluvionnaire marron-foncé	
			7.00							
			7.50						Argile plastique alluvionnaire marron	
			8.00							
			8.50						Tourbe franche noire pulvérulente avec 1 passe sableuse gris-blanc de 8,40 à 8,50 m	
			9.00							
			9.50							
			10.00							
			10.50							
			11.00							
			11.50							
			12.00							
			12.50							
			13.00							
			13.50							
			14.00							
			14.50							
			15.00							
									Réalisé par SIF Bachy du 17/11/1986 au 19/11/1986	

4S ANT 6657

ANNEXE

DEPT: 972 COMMUNE: RIVIERE SALEE

Indice de
classement

1182

ZZ

117

signation: RN.5 - Pont Violon - SC.2

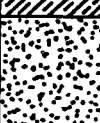
X = 717,40

Y = 1607,66

coupe au: 1/100 établie par: B.R.G.M.

Interprétée par: B.R.G.M.

Z sol = +2,45

Demi coupe technique	Nappes & plan d'eau	récup. %	Profon- deur	Nb coups	h m	APM	ECN	Coupe	DESCRIPTION GÉOLOGIQUE	Strati- graphie
			0.40						Couche bitumeuse de roulement	
			0.80						Couche ponceuse de base	
			1.50						Dalle de béton	
									Couche ponceuse belge (remblai)	
			3.00							
									Réalisé par SIF Bachy le 20/11/86	

4S ANT 6658

PT: 972 COMMUNE : RIVIERE-SALEE

indice de
classement

1182 22 118

signation : RN.5 - Pont Violon

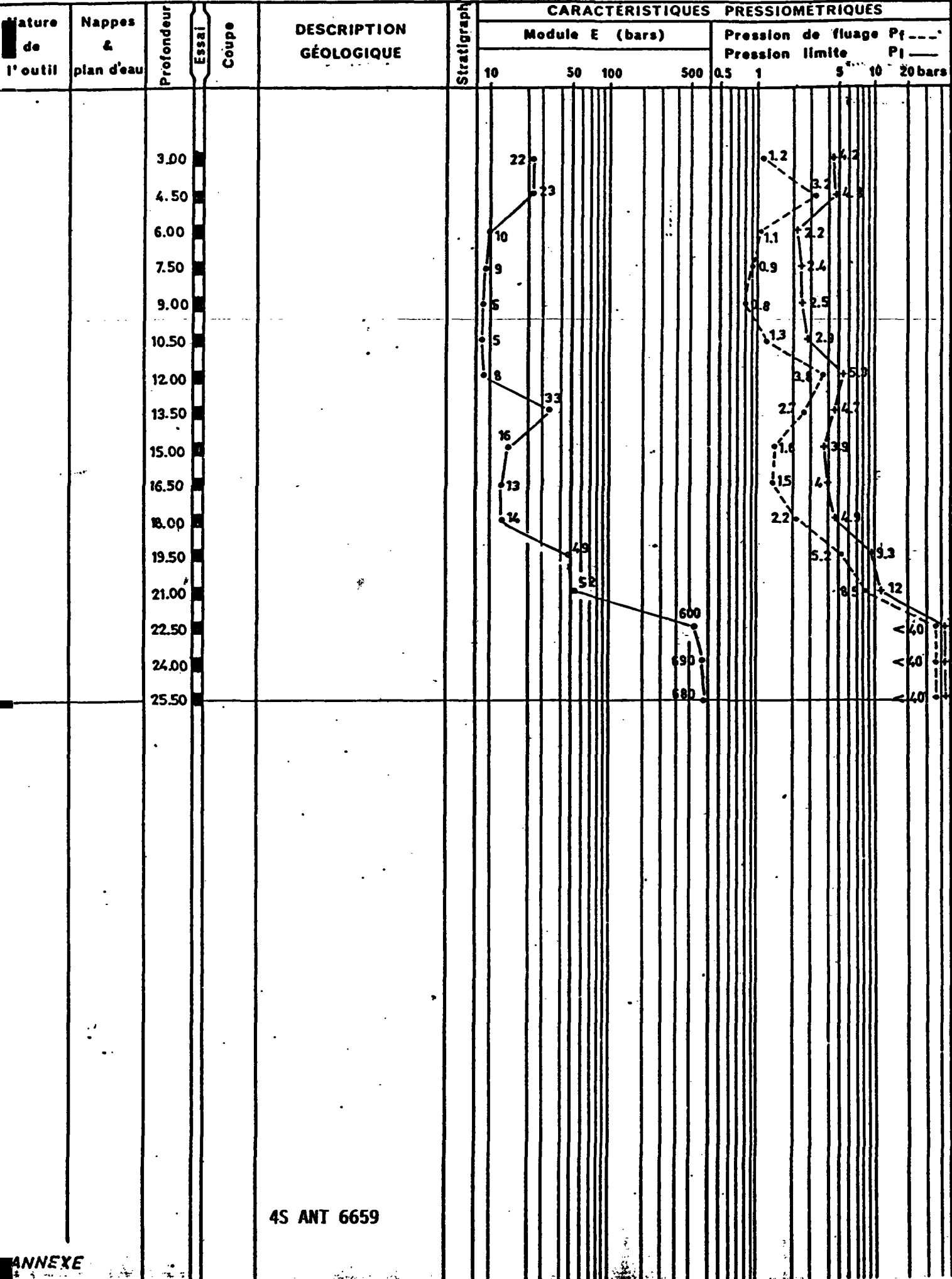
x = 717,11

y = 1607,61

Coupe au : 1/200 établie par : B.R.G.M.

Interprétée par : B.R.G.M.

z sol = + 2,45



4S ANT 6659

Etude Pont Violon

Date 03 Mars 1987

RESULTATS DES ESSAIS EN LABORATOIRE

REPÈRE DU SONDAGE		SC.1	SC.1	SC.1	SC.1	SC.1	SC.1	
PROFONDEUR DE PRELEVEMENT (m)		2,50 - 3,00	3,00 - 3,50	3,50 - 4,00	4,50 - 5,10	5,50 - 6,00	6,50 - 7,00	
DESCRIPTION		sable argileux grossier	lave altérée, avec éléments gris-cendre	argile avec débris végétaux	argile avec débris végétaux	argile	argile avec débris végétaux	
Nature								
Couleur		gris-cendre à vert	parties, dominante rouge, gris-blanc	gris-cendre à noir avec brillant	noire	gris-cendre, à noir avec traces marrons	gris-cendre à noir, traces marrons	
Consistance		humide, molle	humide, peu compacte	humide, peu compacte	moymennement dure	humide, molle	humide, molle	
Qualificatif		avec des gros éléments	friable, tendre	sableuse	plastique, collante	plastique, collante	plastique, collante	
CARACTERISTIQUES PHYSIQUES								
Teneur en eau naturelle	Wx	34,71	36,82	41,23	56,83	57,40	77,50	
Poids spécifique apparent humide	γ	1,78	1,77	1,73	1,60	1,59	1,53	
Poids spécifique apparent sec	γd	1,32	1,29	1,22	1,02	1,01	0,86	
Poids spécifique des grains	γs							
Teneur en eau de saturation	WsX							
Granulométrie (% < 0,08mm)								
LIMITES ATTERBERG	Limite de liquidité	LL	53	56	70	107	90	115
	Limite de plasticité	LP	39	31	46	62	52	58
	Indice de plasticité	IP	14	25	24	45	38	57
CLASSIFICATION	LPC							
CARACTERISTIQUES MECANQUES								
Résistance au cisaillement (bars)	Cuu							
Frottement interne (degrés)	φuu							
Résistance à la compression (bars)	Rc							
COMPRESSIBILITE PERMEABILITE								
Indice des vides initial	e0	0,92			1,63		2,1058	
Pression de consolidation (bars)	σ0	0,4			0,6		0,52	
Coefficient de compression	Cc	0,14			0,45		0,66	
Perméabilité pour e0 (cm/s)	K							
VITESSE DE CONSOLIDATION (cm²/s)	Cv							

sous 0,500b=2,36 · 10⁻³sous 1 b = 1,89 · 10⁻³sous 1,500b=1,57 · 10⁻⁴

RESULTATS DES ESSAIS EN LABORATOIRE

REPÈRE DU SONDAGE		SC.1	SC.1	SC.1	SC.1	SC.1	SC.1
PROFONDEUR DE PRELEVEMENT (m)		7,50 - 8,00	8,50 - 9,00	9,50 - 10,00	10,50 - 11,00	11,50 - 12,00	12,50 - 13,00
DESCRIPTION Nature		argile avec débris végétaux	Tourbe	Tourbe	Tourbe	Tourbe franche	Tourbe
Couleur		gris-noir	noire	noire et rousse	noire	noire et rousse	noire et rousse
Consistance		molle, humide	humide, faiblement consolidée	faiblement consolidée	faiblement consolidée	faiblement consolidée	faiblement consolidée
Qualificatif		plastique, collante	peu argileuse	peu argileuse	peu argileuse	pulvérulente	peu argileuse
CARACTERISTIQUES PHYSIQUES							
Teneur en eau naturelle W%		73,98	213,37	245,45	353,83	437,31	287,27
Poids spécifique apparent humide Y		1,53	1,13	1,18	1,08	0,92	1,12
Poids spécifique apparent sec Yd		0,88	0,36	0,34	0,23	0,21	0,28
Poids spécifique des grains Ys							
Teneur en eau de saturation Ws%							
Granulométrie (% < 0,08mm)							
LIMITES ATTERBERG							
Limite de liquidité LL		116	375	388	408	522	371
Limite de plasticité LP		59	233	219	285	353	233
Indice de plasticité IP		57	142	169	123	169	138
CLASSIFICATION LPC							
CARACTERISTIQUES MECANIQUES							
Résistance au cisaillement (bars) Cuu							
Frottement interne (degrés) ϕ_{uu}							
Résistance à la compression (bars) Rc							
COMPRESSIBILITE PERMEABILITE							
Indice des vides initial e_0			6,82		8,16		
Pression de consolidation (bars) σ_0			0,22		0,32		
Coefficient de compression Cc			2,50		3,1		
Perméabilité pour e_0 (cm/s) K							
VITESSE DE CONSOLIDATION (cm ² /s) Cv							

sous 0,5b=9,45 10⁻⁴
sous 1 b =2,14 10⁻⁴
sous 1,5b=3,94 10⁻⁵

7. U. M.
 Géologie des Ant es
 Étude Pont Violon
 Date 3 Mars 1987

RESULTATS DES ESSAIS EN LABORATOIRE

REPERE DU SONDAGE		SC.1	SC.1				
PROFONDEUR DE PRELEVEMENT (m)		13,50 - 14,00	14,50 - 15,00				
DESCRIPTION Nature		Tourbe	Tourbe franche				
Couleur		noire et rousse	marron et rousse				
Consistance		molle	faiblement con- solidée				
Qualificatif		peu argileuse	peu argileuse				
CARACTERISTIQUES PHYSIQUES							
Teneur en eau naturelle Wx		284,46	213,85				
Poids spécifique apparent humide Y		1,08	1,19				
Poids spécifique apparent sec Yd		0,28	0,37				
Poids spécifique des grains Ys							
Teneur en eau de saturation WsX							
Granulométrie (% < 0,08mm)							
LIMITES ATTERBERG	Limite de liquidité LL	315	270				
	Limite de plasticité LP	204	159				
	Indice de plasticité IP	111	111				
CLASSIFICATION LPC							
CARACTERISTIQUES MECANQUES							
Résistance au cisaillement (bars) Cuu							
Frottement interne (degrés) ϕ_{uu}							
Résistance à la compression (bars) Rc							
COMPRESSIBILITE PERMEABILITE							
Indice des vides initial e_0		7,45					
Pression de consolidation (bars) σ_0		0,16					
Coefficient de compression Cc		2,60					
Perméabilité pour e_0 (cm/s) K							
VITESSE DE CONSOLIDATION (cm ² /s) Cv							

sous 0,500b = 1.57 10^{-3}
 sous 1 b = 2.14 10^{-4}
 sous 1,5b = 5.91 10^{-5}

ANNEXE 2

Campagne de 1990

Demi coupe technique	Nappes & plan d'eau	récup. %	Profondeur	Nb coupes	Coupe	DESCRIPTION GÉOLOGIQUE	Stratigraphie
			3.30			Remblai argilo ponceux bariolée rouge et brun	
			3.50				
			7.00			Argile très plastique marron	
			7.50				
			13.00			Tourbe franche très plastique à molle	
			13.50				
			15.00				
			15.50			Argile plastique blanc	
			17.30				
			17.50			Argile plastique marron	
			22.00				
			22.50			Argile sableuse plastique marron au début devenant blanc à partir de 23.50	
			25.00				

EPT: 972 COMMUNE: Rivière Pilote

Indice de
classement

--	--	--

Désignation: Pont violon SC.4

X =
BRGM

Y =

Z sol = + 0,70

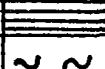
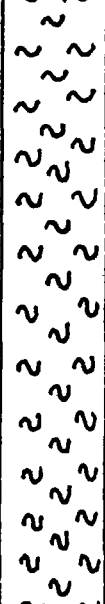
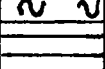
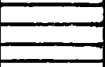
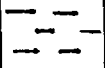
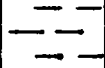
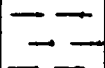
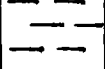
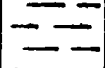
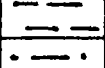
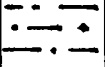
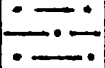
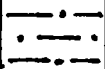
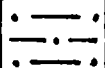
Cote au: 1/100

établie par:

BRGM

interprétée par:

BRGM

Demi coupe technique	Nappes & plan d'eau	récup. %	Profon- deur	Nb coupes	Coupe	DESCRIPTION GÉOLOGIQUE	Strati- graphie
			1.20			Cailloutis	
			2.50			Remblai argilo ponceux bariolé rouge et brun	
			3.00			Argile très plastique marron	
			3.50				
			4.50				
						Tourbe franche très plastique à molle présence de morceaux de bois	
			13.10			Argile plastique bleue	
			13.30				
			13.80				
			14.50			Argile plastique marron	
			15.00				
			15.50				
			17.00				
			17.50				
			19.50			Argile sableuse marron	
			22.00				
			22.50				
			25.00				

S ANT 6664

Réalisé par SIF BACHY en octobre 1990

DÉPT :

COMMUNE : Pont Violon

Designation :

**indice de
classement**

--	--	--

X =

$$Y =$$

Coupe au :

établie par :

interprétée par :

$$Z_{sol} = +1.30^\circ$$
[illegible]

DÉPT: COMMUNE: Pont Violon

SP3

X =

$$Y \equiv$$

établie par :

interprétée par :

$$Z_{sol} = +1,80$$

Nature de l'outil	Nappes & plan d'eau	Profondeur	Essai	Coupe	DESCRIPTION GÉOLOGIQUE	Stratigraphie	CARACTÉRISTIQUES PRESSIOMÉTRIQUES														
							Module E (bars)				Pression de fluage P _f -- Pression limite P _l —										
							10	50	100	500	0.5	1	5	10	20bars						
		1,5					10										2,5				
		3					14										3				
		4,5					21										2,5				
		6					16										2,7				
		7,5					17										3				
		9					19										3				
		10,5					16										3,5				
		12					21										4				
		13,5					20										5				
		15					15										5				
		16,5					50										8				
		18					55										12				
		19,5			soude		26										8				
		21			Eclaté																
		22,5															12,5				
		24															66				
		25,5															117				
		27															75				
		28,5															48				
		30															61				
		31															411				
		32															> 500				
		33															> 500				
		34															> 500				
					4S ANT 6666												> 500				

CENTRE EXPERIMENTAL DE
RECHERCHES ET D'ETUDES
DU BATIMENT ET
DES TRAVAUX PUBLICS



Chantier: PONT VIOLON

Dossier : 90 MA SF 87

PENETROMETRE DYNAMIQUE N° P1
TYPE:DB70 DATE:08/11/90

Section de la pointe : 28.3 cm²
Niveau de l'eau: 1.00 m

Caractéristiques :

Hauteur de chute = 0.50 m

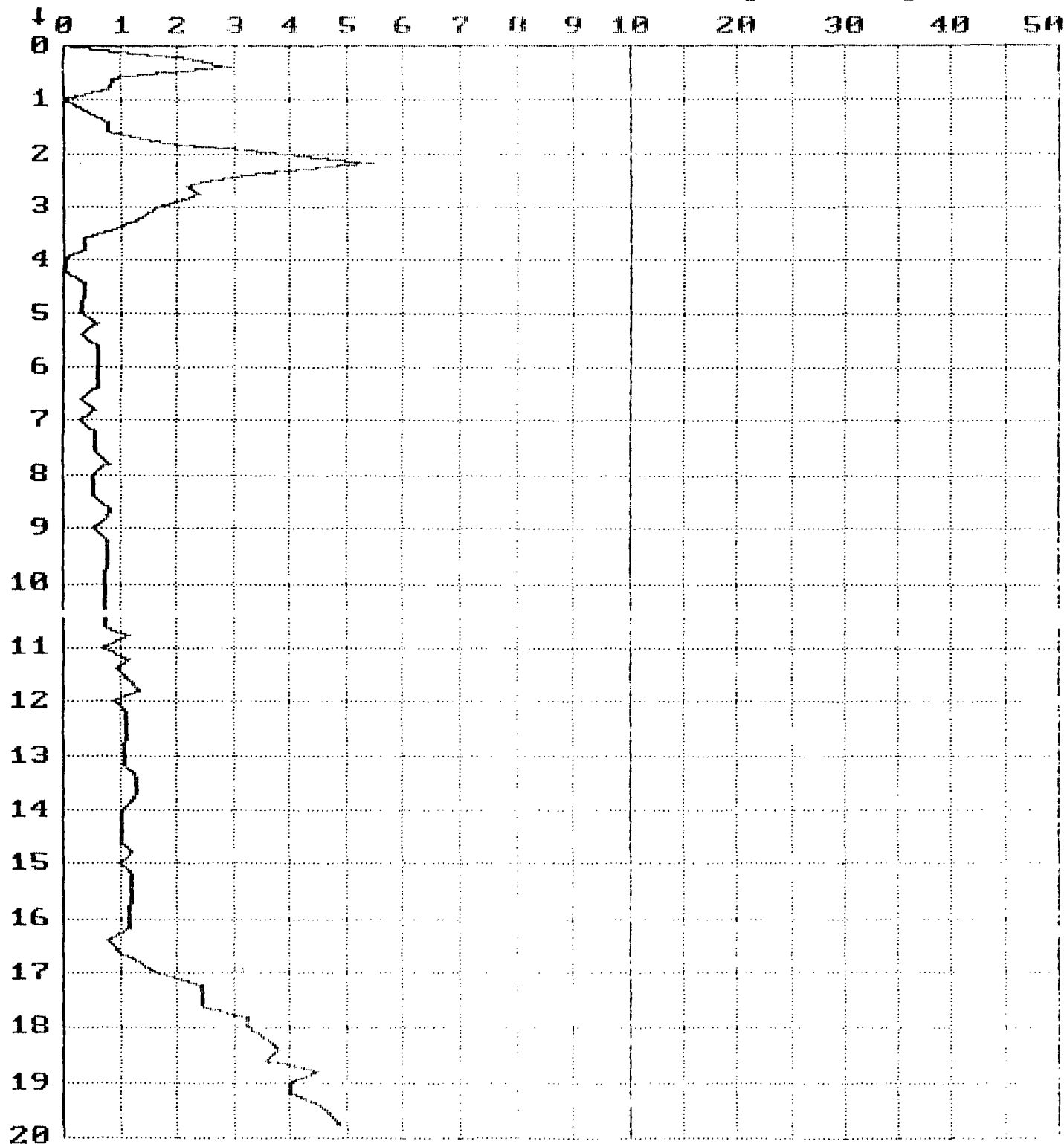
Poids du mouton = 63.50 Kg

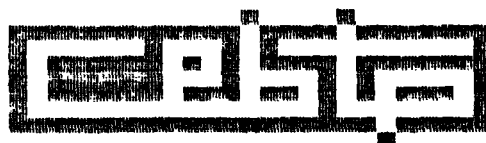
Poids mort début = 16.0 Kg

Poids ml. tige = 6.3 Kg

profondeur
en mètres

résistance
de pointe qd (MPa)





Chantier: PONT VIOLON

Dossier : 90 MA SF 87

PENETROMETRE DYNAMIQUE N° P2
TYPE:DB70 DATE:08/11/90

Caractéristiques :

Hauteur de chute = 0.50 m

Poids du mouton = 63.50 Kg

Poids mort début = 16.0 Kg

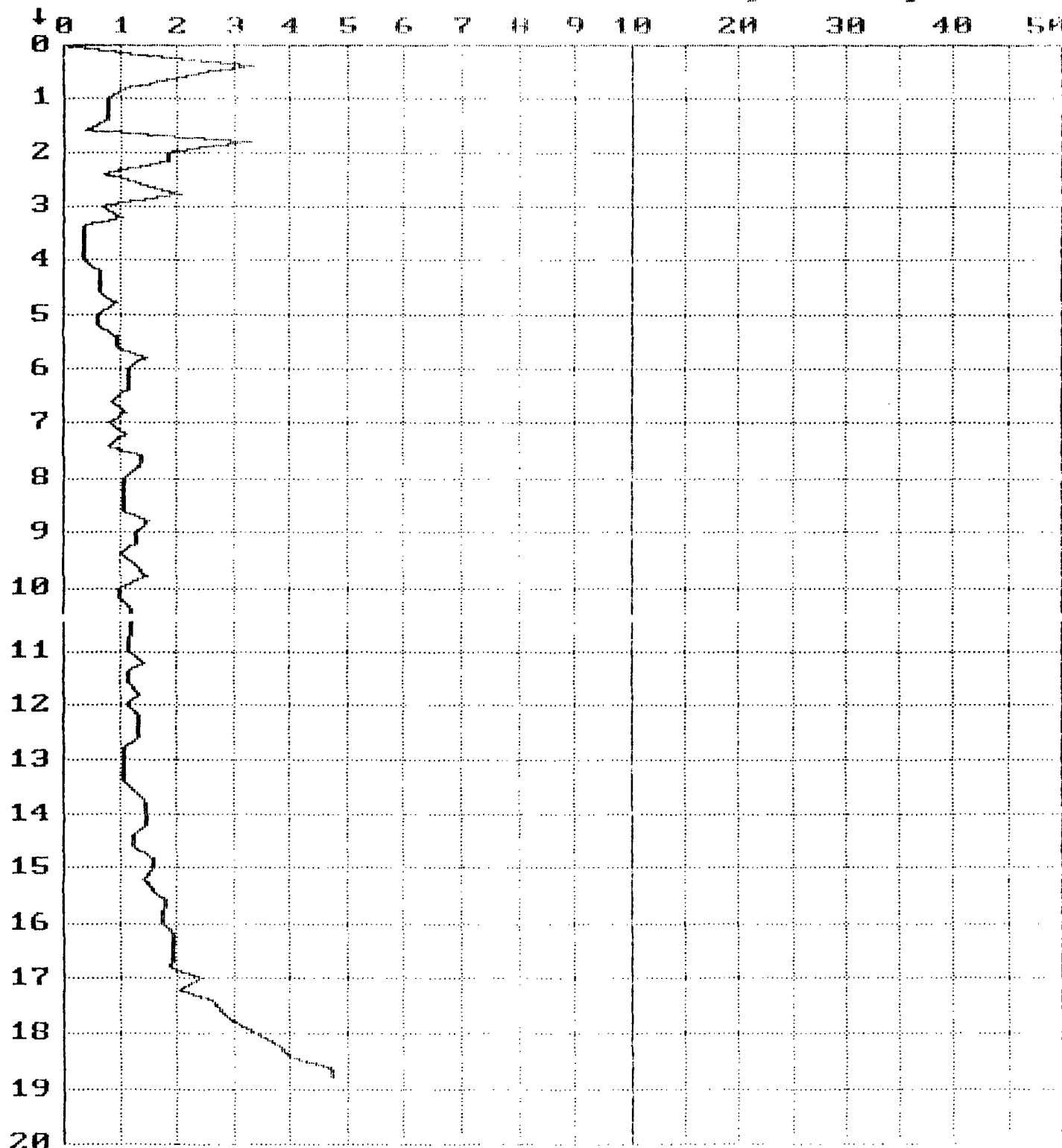
Poids ml. tige = 6.3 Kg

Section de la pointe : 28.3 cm²

Niveau de l'eau: .80 m

profondeur
en mètres

résistance
de pointe qd (MPa)





Chantier: PONT VIOLON

Dossier : 90 MA SF 87

PENETROMETRE DYNAMIQUE N° P3
TYPE:DB70 DATE:25/10/90

Caractéristiques :

Hauteur de chute = 0.50 m

Poids du mouton = 63.50 Kg

Poids mort début = 16.0 Kg

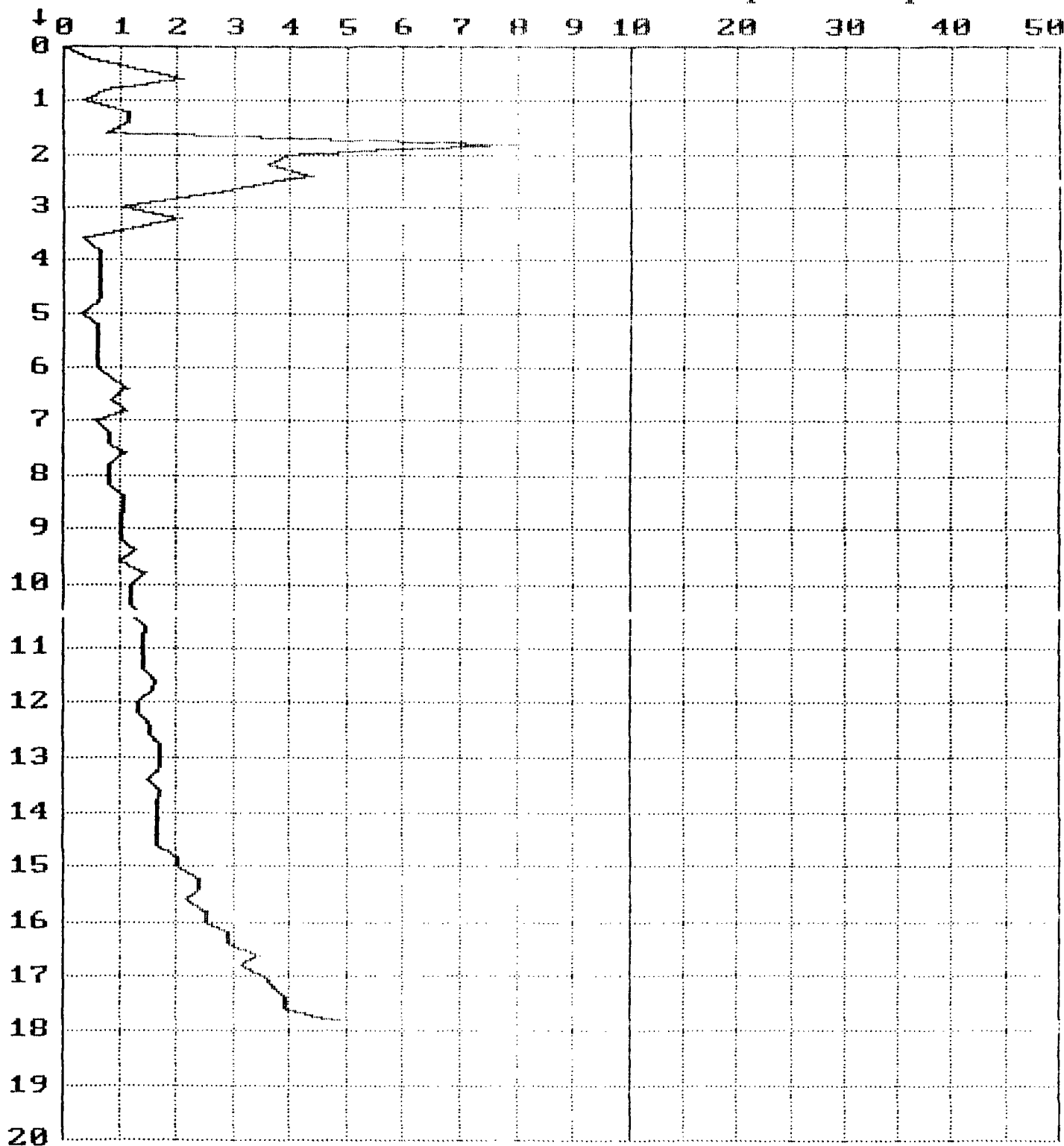
Poids ml. tige = 6.3 Kg

Section de la pointe : 28.3 cm²

Niveau de l'eau: m

profondeur
en mètres

résistance
de pointe qd (MPa)





Chantier: PONT VIOLON

Dossier : 90 MA SF 87

PENETROMETRE DYNAMIQUE N° P4
TYPE:DB70 DATE:25/10/90

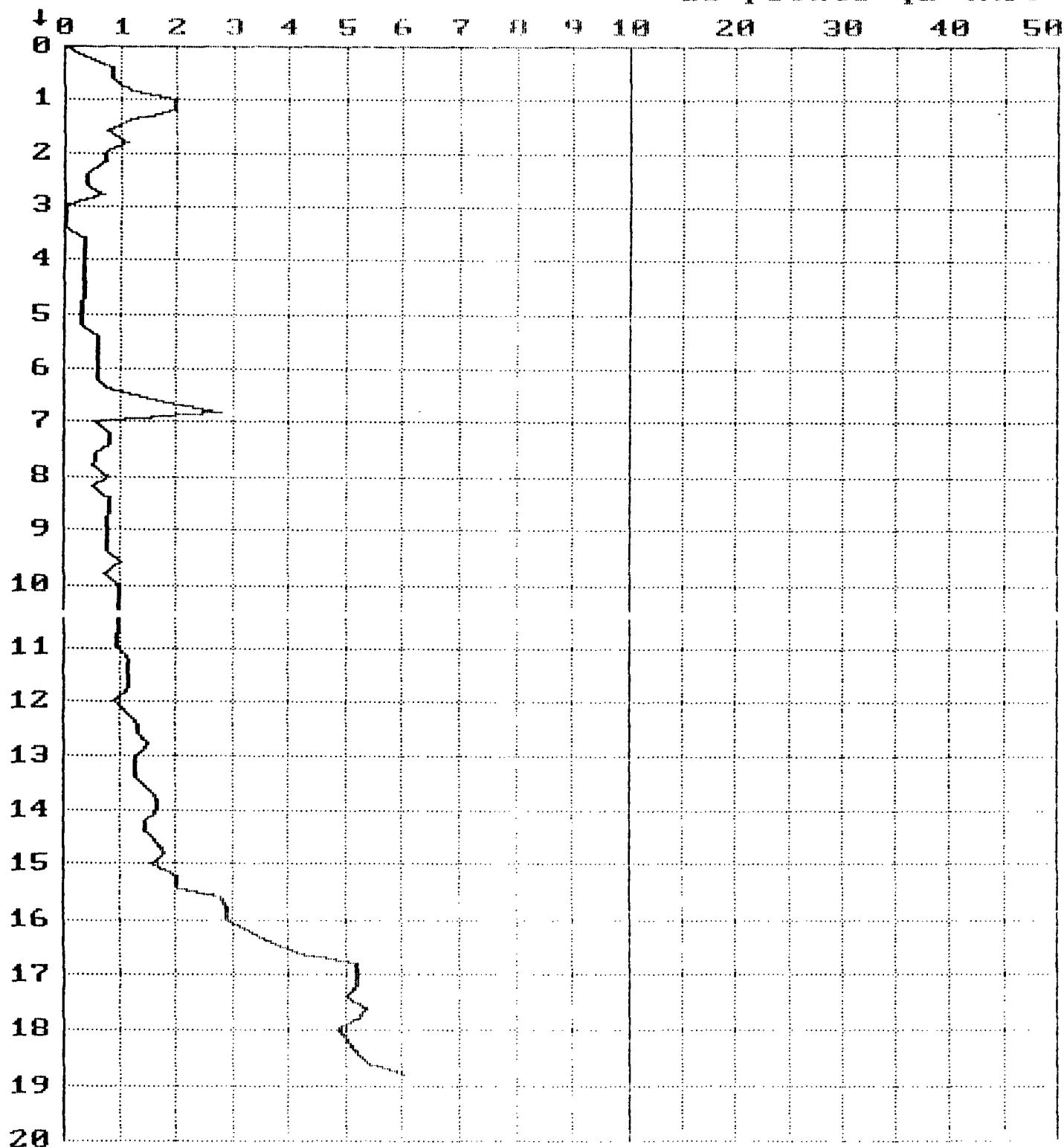
Section de la pointe :28.3 cm²
Niveau de l'eau: m

Caractéristiques :

Hauteur de chute = 0.50 m
Poids du mouton = 63.50 Kg
Poids mort début = 16.0 Kg
Poids ml. tige = 6.3 Kg

profondeur
en mètres

résistance
de pointe qd (MPa)



CENTRE EXPERIMENTAL DE
RECHERCHES ET D'ETUDES
DU BATIMENT ET
DES TRAVAUX PUBLICS



Chantier: PONT VIOLON

Dossier : 90 MA SF 87

PENETROMETRE DYNAMIQUE N° P5
TYPE:DB70 DATE:24/10/90

Section de la pointe :28.3 cm²
Niveau de l'eau: m

Caractéristiques :

Hauteur de chute = 0.50 m

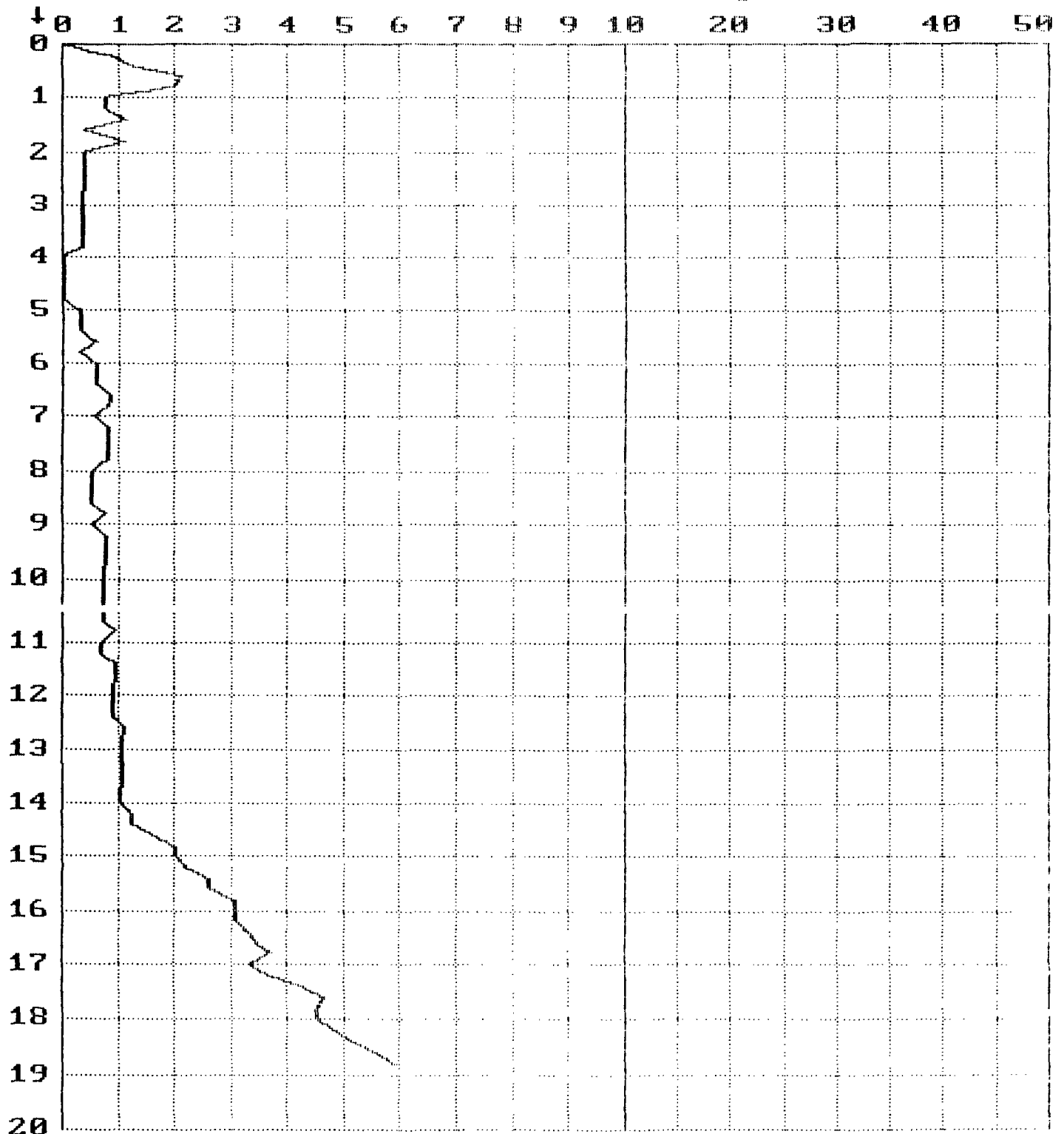
Poids du mouton = 63.50 Kg

Poids mort début = 16.0 Kg

Poids ml. tige = 6.3 Kg

profondeur
en mètres

résistance
de pointe qd (MPa)





Chantier: PONT VIOLON

Dossier : 90 MA SF 87

PENETROMETRE DYNAMIQUE N° F6
TYPE:DB70 DATE:24/10/90

Section de la pointe : 28.3 cm²
Niveau de l'eau: m

Caractéristiques :

Hauteur de chute = 0.50 m

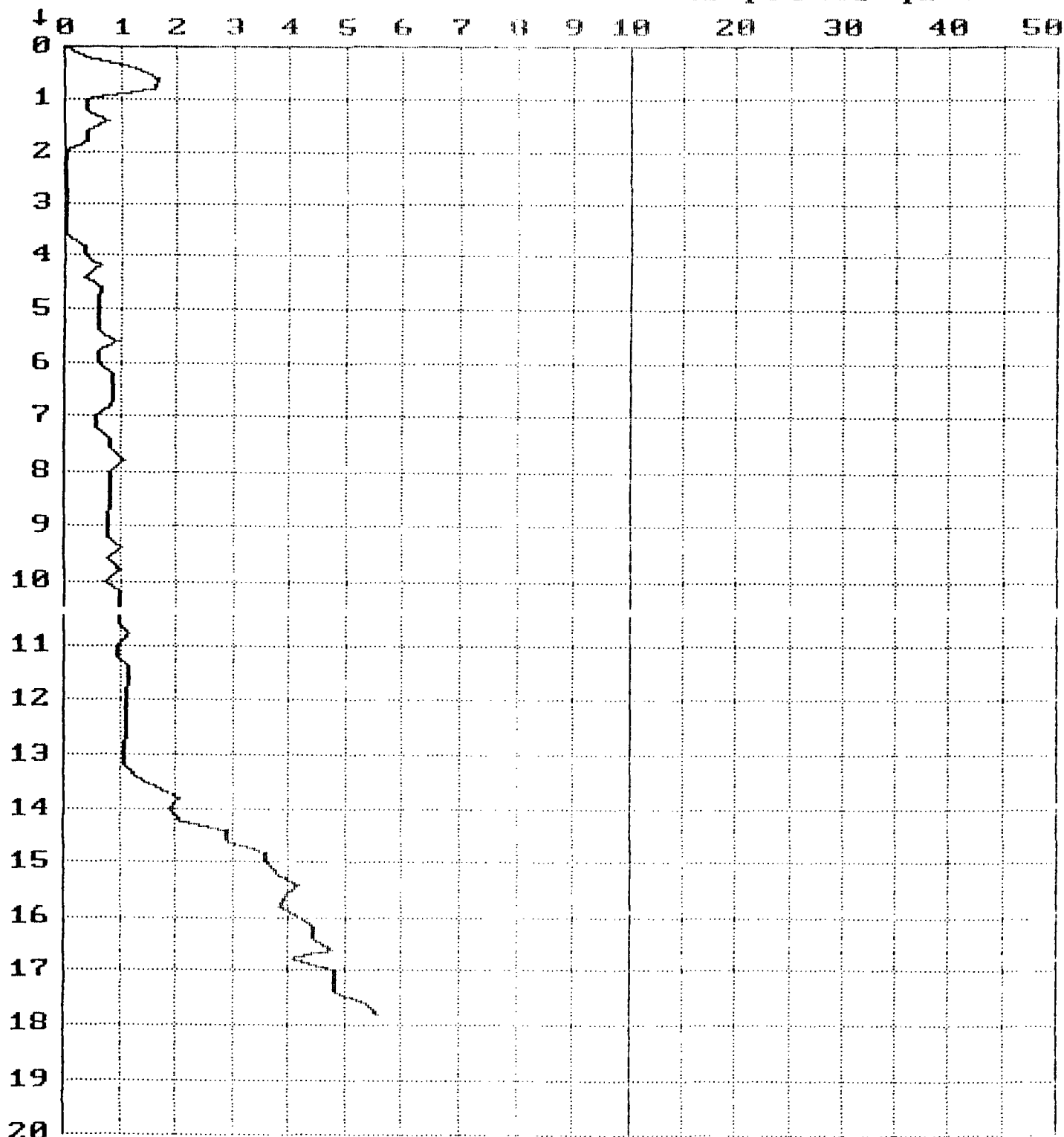
Poids du mouton = 63.50 Kg

Poids mort début = 16.0 Kg

Poids ml. tige = 6.3 Kg

profondeur
en mètres

résistance
de pointe qd (MPa)



CENTRE EXPERIMENTAL DE
RECHERCHES ET D'ETUDES
DU BATIMENT ET
DES TRAVAUX PUBLICS



Chantier: PONT VIOLON

Dossier : 90 MA SF 87

PENETROMETRE DYNAMIQUE N° P7
TYPE:DB70 DATE:23/10/90

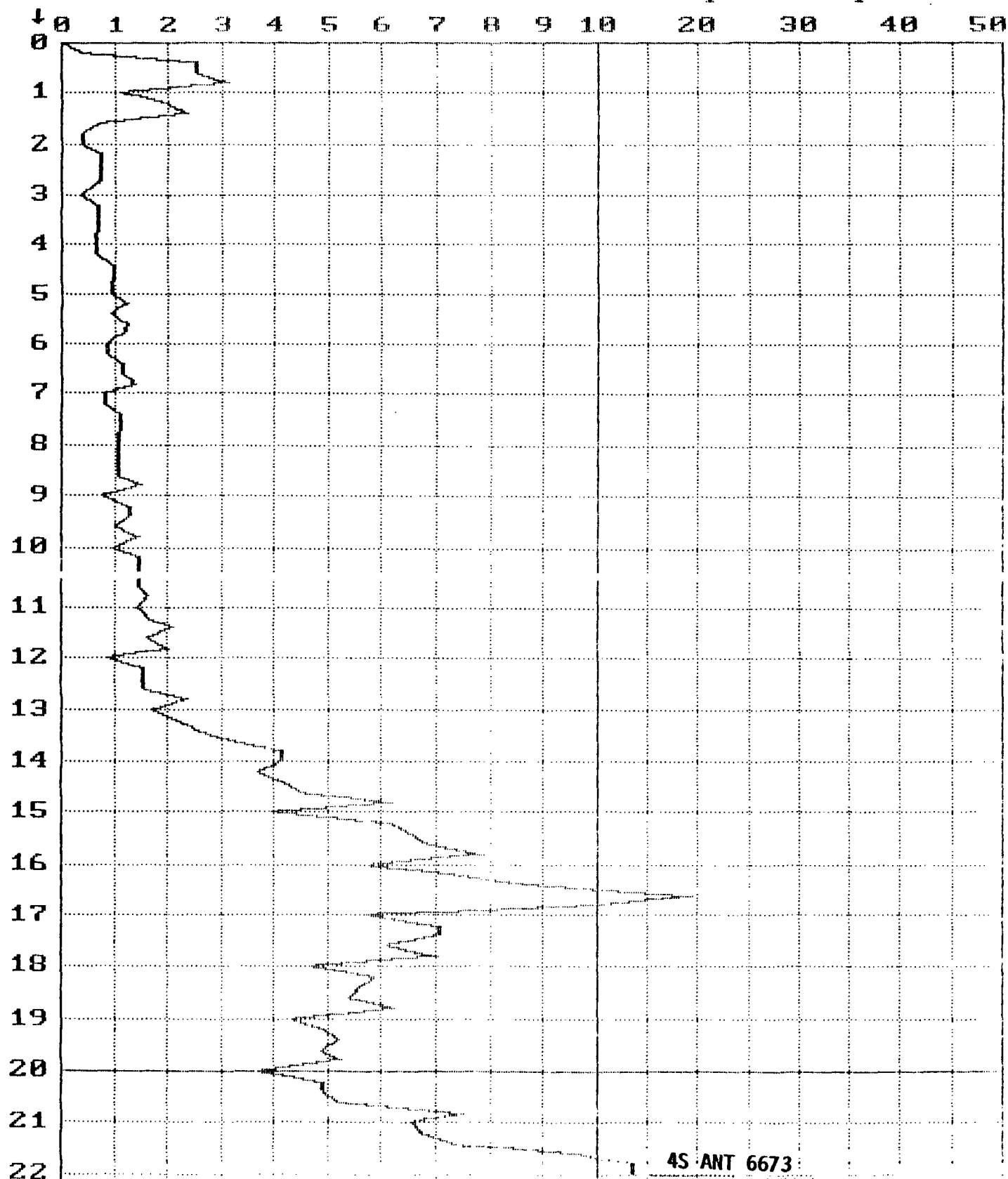
Section de la pointe : 28.3 cm²
Niveau de l'eau: m

Caractéristiques :

Hauteur de chute = 0.50 m
Poids du mouton = 63.50 Kg
Poids mort début = 16.0 Kg
Poids ml. tige = 6.3 Kg

profondeur
en mètres

résistance
de pointe qd (MPa)





Chantier: PONT VIOLON

Dossier : 90 MA SF 87

PENETROMETRE DYNAMIQUE N° P8
TYPE:DB70 DATE:23/10/90

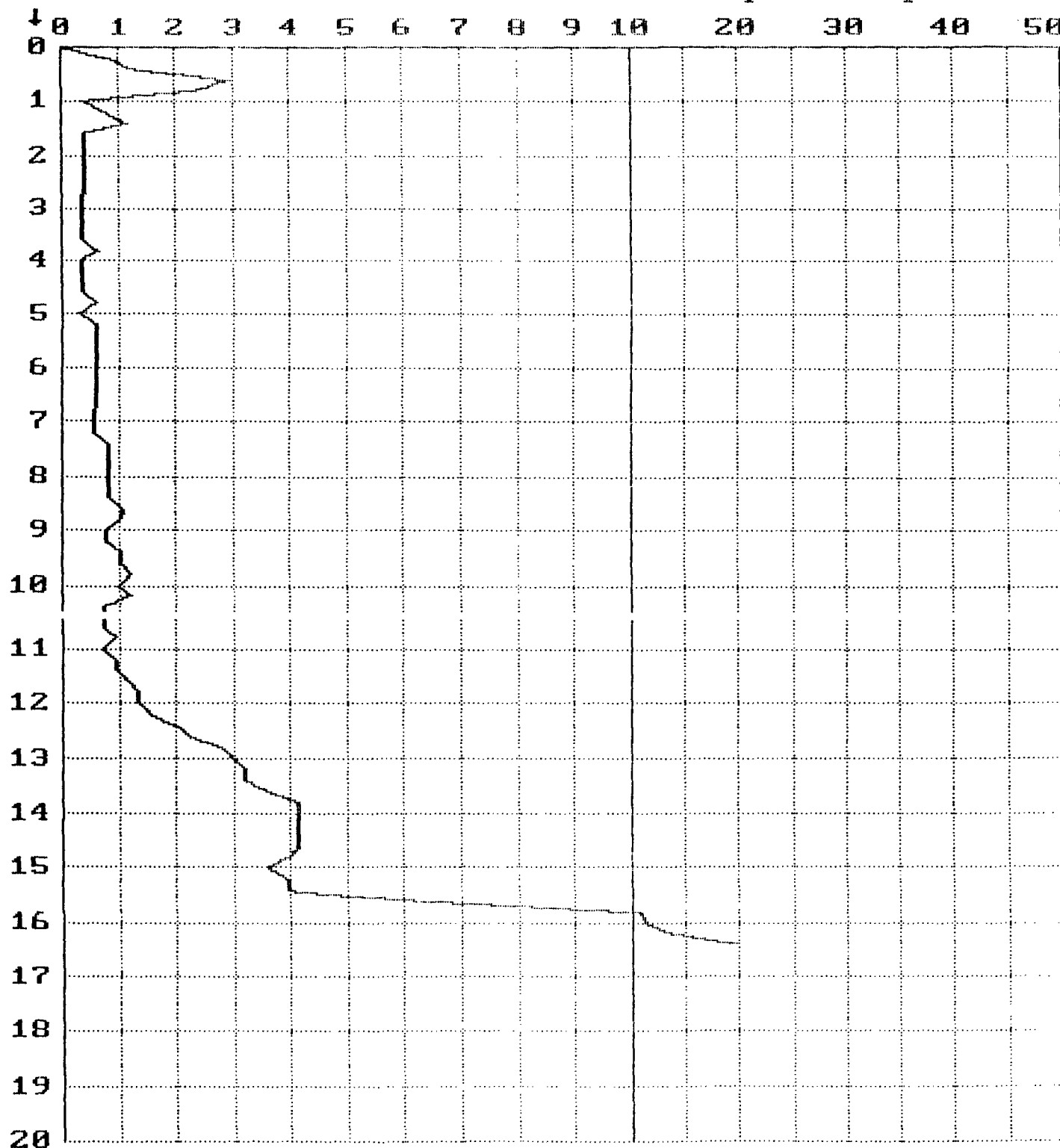
Section de la pointe : 28.3 cm²
Niveau de l'eau: m

Caractéristiques :

Hauteur de chute = 0.50 m
Poids du mouton = 63.50 Kg
Poids mort début = 16.0 Kg
Poids ml. tige = 6.3 Kg

profondeur
en mètres

résistance
de pointe qd (MPa)



RESULTATS DES ESSAIS EN LABORATOIRE

- SC3 -

REPÈRE DU SONDAGE		SC3	SC3	SC3	SC3	SC3	SC3
PROFONDEUR DE PRELEVEMENT (m)		3,30 - 3,50	7,00 - 7,50	13,00 - 13,50	15,00 - 15,50	17,00 - 17,50	22,00 - 22,50
DESCRIPTION Nature		Lave altérée bariolée	Argile	Argile	Argile	Argile	"tuffite"
Couleur		maron - rouge	grise avec traces noires	maron noir	gris - bleutée	maron	maron + grise
Consistance		moy. dur	molle	molle, hde, tourbeuse	hde, molle	hde, moyt dur	hde, molle
Qualificatif		friable avec elt grossiers durs	plastique	avec débris végétaux	collante plastique	plastique	tenace friable
CARACTERISTIQUES PHYSIQUES							
Teneur en eau naturelle	Wx	30,6	68,7	217,3	51,7	37,5	39,6
Poids spécifique apparent humide	Y	1,83	1,57	1,18	1,73	1,90	1,89
Poids spécifique apparent sec	Yd	1,40	0,93	0,37	1,14	1,38	1,35
Poids spécifique des grains	Ys						
Teneur en eau de saturation	Ws%						
Granulométrie (% < 0,08mm)				89			
LIMITES ATTERBERG	Limite de liquidité	LL	50			73	
	Limite de plasticité	LP	37			39	
	Indice de plasticité	IP	13			34	
CLASSIFICATION	LPC						
CARACTERISTIQUES MECANQUES							
Résistance au cisaillement (bars)	Cuu			0,12 b			
Frottement interne (degrés)	φu			0°			
Résistance à la compression (bars)	Rc						
COMPRESSIBILITE PERMEABILITE							
Indice des vides initial	e ₀		1,96	6,50	1,46	1,00	
Pression de consolidation (bars)	σ ₀		0,40	0,075	0,45	0,95	
Coefficient de compression	Cc		0,52	1,70	0,39	0,19	
Perméabilité pour e ₀ (cm/s)	K		1,18 · 10 ⁻⁷	9,89 · 10 ⁻⁷	2,98 · 10 ⁻⁷	6,75 · 10 ⁻⁸	
VITESSE DE CONSOLIDATION (cm ² /s)	Cv			7,28 · 10 ⁻⁴	1,57 · 10 ⁻⁴		
ESSAI DE FLUAGE	Cα			1,60 · 10 ⁻²	3,54 · 10 ⁻³		

B. M.

Service géologique des Antilles

Etude Doublement du Pont Violon

Date 08 Janvier 1991

RESULTATS DES ESSAIS EN LABORATOIRE

- SC 4 -

REPÈRE DU SONDAGE		SC 4	SC 4	SC 4	SC 4	SC 4	SC 4
PROFONDEUR DE PRELEVEMENT (m)		3,00 - 3,50	7,00 - 7,50	13,30 - 13,80	15,00 - 15,50	17,00 - 17,50	22,00 - 22,50
DESCRIPTION Nature		Argile	Tourbe	Argile	Argile	Argile	"Tuffite"
Couleur		gris à noir	noir et roux	verdâtre	maron	maron et gris	maron avec elt. fins
Consistance		molle	molle, peu consolidée	hde, moy dure	hde, moy dure	raide compacte	hde, moy dure
Qualificatif		plastique - collante	avec débris végétaux	sableuse plastique	plastique	plastique	tendre, friable
CARACTERISTIQUES PHYSIQUES							
Teneur en eau naturelle Wx		61,5	347,2	37,0	36,0	40,1	28,6
Poids spécifique apparent humide Y		1,61	1,07	1,89	1,86	1,81	1,80
Poids spécifique apparent sec Yd		1	0,23	1,38	1,37	1,29	1,40
Poids spécifique des grains Ys							
Teneur en eau de saturation Wsx							
Granulométrie ($X < 0,08 \text{ mm}$)		89		73	87		
LIMITES ATTERBERG	Limite de liquidité LL		425	50		89	
	Limite de plasticité LP		295	37		49	
	Indice de plasticité IP		130	11		40	
CLASSIFICATION	LPC						
CARACTERISTIQUES MECANQUES							
Résistance au cisaillement (bars) Cuu		0,20 b			$c_{uu} = 0,42 \text{ b}$ $c' = 0,26 \text{ b}$	$c' = 0,20 \text{ b}$	
Frottement interne (degrés) ϕ_{uu}		0°			$\phi_{uu} = 5°$ $\phi' = 19,5°$	$\phi' = 30,5°$	
Résistance à la compression (bars) Rc							
COMPRESSIBILITE PERMEABILITE							
Indice des vides initial e_0		1,75	9,76			1,08	
Pression de consolidation (bars) σ_0		0,25	0,20			1,35	
Coefficient de compression Cc		0,44	3,40			0,15	
Perméabilité pour e_0 (cm/s) K		$8,79 \cdot 10^{-8}$	$2,32 \cdot 10^{-6}$			$6,05 \cdot 10^{-8}$	
VITESSE DE CONSOLIDATION (cm²/s) Cv		$1,89 \cdot 10^{-4}$	$7,88 \cdot 10^{-4}$				
ESSAI DE FLUAGE C α		$4,48 \cdot 10^{-3}$	$2,05 \cdot 10^{-2}$	$1,82 \cdot 10^{-3}$	$1,52 \cdot 10^{-3}$		

FICHE DE RESULTATS

DOSSIER : BRGM 11 N° ECHANTILLONS :

ANALYSES N° ECHANT.	Mat. Organique %
------------------------	---------------------

SC 3 7 à 7.5	3.52
--------------	------

SC 3 15 à 15.5	1.03
----------------	------

SC 4 7 à 7.5	39.96
--------------	-------

SC 4 13 à 13.5	24.05
----------------	-------