

وزارة الجامعات والبحث العلمي
Ministère aux Universités et de la Recherche Scientifique

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

DEPARTEMENT GENIE-CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

REPRISE EN SOUS OEUVRE
DE RESERVOIRS DE STOCKAGE

Proposé par : Mr. MESSAFER

Etudié par : REZIG SELMA
SELLALI NABILA

Dirigé par : Mr. MESSAFER

PROMOTION 1991 - 1992

A toutes les personnes qui me sont chères

Nabila

A une personne que j'aime et qui me manque énormément

Selma

REMERCIEMENTS

Dans une étude telle que celle-ci, on contracte des dettes de toutes sortes, aussi importantes les unes que les autres, qui doivent être reconnues, sinon exactement remboursées.

La plus importante est sûrement celle contractée à l'égard de ceux dont les idées et conseils ont donné forme au projet ; nous voulons nommer l'équipe pédagogique.

Nous devons souligner également notre extrême gratitude à l'égard du personnel de la bibliothèque qui a toujours été à notre entière disposition.

Enfin, nos remerciements vont à toutes les personnes qui nous ont prodigué leur aide personnelle lors de discussions, entretiens et échanges qui ont été des plus fructueux pour nous.

RESUME

Des réservoirs de stockage, situés au terminal marin de Béjaïa, ont subi au fil du temps des désordres affectant considérablement leur exploitation.

Dans le cadre de ce travail, deux objectifs sont visés. Le premier consiste à faire un relevé des dommages subis par les bacs, à établir un diagnostic et à tenter de déterminer les causes éventuelles des désordres apparus. Le second objectif vise à présenter plusieurs solutions de reprise en sous oeuvre de ces réservoirs afin de pallier aux dommages constatés et de rétablir l'exploitation de ces bacs.

La solution des micropieux, la plus adaptée à notre sens, a été détaillée.

ملخص

يتمثل هذا المشروع في دراسة لمخارج تخزين النفط الكائنة بجاية .
تعرضت هذه الخزانات كل من الزمن إلى انهيار مؤقت استعمالها .
سنعمل في إطار عملنا على إيجاد حلّ لوضع حدّ لهذه الآهتار و تهليح الخزانات حتّى نستطيع استعمالها من جديد .

SUMMARY

Three oil storage tanks located at Bejaïa have been affected by the appearance of some disorders which hampered their exploitation.

The object of our project is to draw up firstly the possible causes of these disorders. In the second place, we will expound several solutions for the underpinning of the reservoirs in order to restore their exploitation.

The pile underpinning solution, which is to our opinion the most suitable one, will be detailed.

S O M M A I R E

	Page
I - INTRODUCTION.	1
II - PRESENTATION DES OUVRAGES.	
A. Historique.	3
B. Description et mode d'exploitation des ouvrages.	5
C. Situation géographique.	10
D. Contexte géologique.	12
III - PATHOLOGIE DES OUVRAGES.	
A. Généralités.	14
B. Difficultés rencontrées au cours de l'étude.	18
C. Evolution de la réflexion pour définir les causes du tassement.	19
D. Désordres constatés.	20
E. Causes éventuelles du tassement.	21
IV - ESSAIS IN SITU ET AU LABORATOIRE (Partie théorique).	
A. Reconnaissance in situ.	
A.1. Sondages.	25
A.2. Pressiomètre de Ménard.	32
A.3. Evaluation de la charge limite des fondations superficielles par la méthode pressiométrique.	38
A.4. Pénétomètre statique.	41
A.5. Evaluation de la capacité portante des fondations superficielles à partir des essais pénétrométriques.	47
A.6. Evaluation de la capacité portante des fondations profondes à partir des essais pénétrométriques.	50
A.7. Standard Penetration Test (SPT).	54
B. Analyses et essais de laboratoire.	
B.1. Introduction.	58
B.2. Détermination des caractéristiques physiques d'un sol.	59
B.3. Détermination des caractéristiques mécaniques d'un sol.	52
B.4. Détermination de la capacité portante des fondations superficielles à partir des essais au laboratoire.	76
B.5. Détermination de la capacité portante des fondations profondes à partir des essais de laboratoire.	79
B.6. Tassement.	85

V	-	RESULTATS ET INTERPRETATION DES ESSAIS.	
		A. In situ.	
		A.1. Sondages.	88
		A.2. Essais pénétrométriques.	90
		A.3. Essais pressiométriques.	107
		B. Au laboratoire.	
		B.1. Présentation des résultats.	108
		B.2. Interprétation des résultats.	120
		B.3. Analyse chimique.	122
VI	-	REPRISE EN SOUS OEUVRE.	
		A. Introduction.	
		A.1. Généralités.	127
		A.2. Renforcement de fondations insuffisantes.	128
		B. Fondations superficielles.	
		B.1. Introduction.	130
		B.2. Descente de charges.	131
		B.3. Calcul de la capacité portante des fonda- tions superficielles à partir des essais de laboratoire.	131
		B.4. Calcul de la capacité portante des fonda- tions superficielles à partir des essais pénétrométriques.	134
		B.5. Calcul de la capacité portante des fonda- tions superficielles à partir des essais pressiométriques.	136
		B.6. Dimensionnement du radier.	138
		B.7. Tassement des fondations superficielles.	143
		B.8. Conclusion.	150
		C. Fondations profondes.	
		C.1. Introduction.	151
		C.2. Descente de charges.	151
		C.3. Calcul de la capacité portante des fonda- tions profondes à partir des essais de laboratoire.	152
		C.4. Calcul de la capacité portante des fonda- tions profondes à partir de l'essai péné- trométrique.	155
		C.5. Dimensionnement des fondations profondes (calcul du nombre de pieux).	164
		C.6. Evaluation du tassement des fondations profondes.	170
		C.7. Conclusion.	180
		D. Amélioration des caractéristiques physiques et mécaniques du sol de fondation.	
		D.1. Introduction.	181
		D.2. Traitement par injection.	181
		D.3. Procédés mécaniques.	183
		D.4. Drainage.	184
		D.5. Conclusion.	188

E. Micropieux.	
E.1. Introduction.	189
E.2. Généralités sur les micropieux.	189
E.3. Aperçu sur le projet de réalisation.	190
E.4. Descente de charges.	192
E.5. Dimensionnement des fondations spéciales.	196
E.6. Tassement des fondations spéciales.	207
E.7. Méthode d'exécution des pieux de fondation.	207
E.8. Processus de mise en oeuvre de la fondation par micropieux.	213
E.9. Conclusion.	214
VII - CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS.	
Conclusion.	215
Recommandations.	217
BIBLIOGRAPHIE.	
ANNEXES.	

I - INTRODUCTION

La reprise en sous oeuvre est un art très ancien qui intervient au milieu de constructions existantes que ce soit pour édifier un nouvel ouvrage ou pour renforcer des fondations de bâtiments déjà construits.

Cet art remonte aux temps les plus reculés ; en effet, déjà à l'époque romaine, des travaux furent réalisés sur le temple de Porta Capena pour renforcer des fondations défectueuses sujettes à des tassements. [5],[7].

La reprise en sous oeuvre consiste d'une façon générale :

- à renforcer des fondations d'ouvrages par augmentation de leur profondeur d'ancrage ou de leurs dimensions ; il s'agit en effet de remédier à une déficience de ces fondations ou de prévenir des désordres susceptibles de se produire à la suite de phénomènes naturels ou de l'exécution de travaux alentour ;
- à agir sur les caractéristiques géotechniques de terrains meubles ou rocheux en améliorant in situ leurs propriétés mécaniques ou hydrauliques par différentes techniques.

Dans le cadre de notre projet, nous nous sommes penchées sur l'étude de réservoirs de stockage de pétrole ayant subi des désorganisations. Ces désordres, importants, entravant le fonctionnement du terminal, la SONATRACH a été amenée à entreprendre la réfection de ces bacs.

Dans notre développement, nous allons analyser les différentes causes possibles de ces désordres ainsi que les différentes solutions pouvant y remédier.

Les différents aspects pratiques de cette étude ont été étudiés avec le concours des différents intervenants :

- le LTPC , laboratoire de travaux publics du centre, pour le rapport de sol (données géotechniques),
- le maître d'ouvrage (SONATRACH), à Alger et à Béjaïa, qui nous a donné les renseignements relatifs à l'exploitation des bacs, leurs caractéristiques, leur histoire, leur évolution,

- le maître d'oeuvre, la société italienne de construction Bentini que nous avons consultée et qui nous a donné les informations disponibles à son niveau.

Dans le deuxième chapitre (le premier chapitre étant l'introduction), nous allons présenter les ouvrages à reprendre et indiquer leur implantation géographique dans la région de Béjaïa.

La description des désordres survenus, les différentes difficultés rencontrées en cours de projet ainsi que la recherche des causes éventuelles de tassement vont être détaillées dans le troisième chapitre.

Les quatrième et cinquième chapitres concerneront respectivement :

- les théories relatives aux différents essais (in situ et en laboratoire) et aux méthodes de calcul auxquelles nous ferons appel tout au long de notre travail ; pour développer ces théories, nous avons eu recours à un certain nombre d'ouvrages spécialisés,
- les résultats et l'interprétation des essais effectués sur le terrain d'assise à étudier.

Dans le dernier chapitre, nous proposerons les différentes solutions envisageables pour la reprise en sous oeuvre précisant les insuffisances de chacune d'elles et retenant la plus appropriée et la plus rentable.

II - PRESENTATION DES OUVRAGES

A. HISTORIQUE

La construction du terminal de Béjaïa a été réalisée en deux étapes :

- Construction des bacs du terminal nord en 1959, soit douze bacs de stockage de 35000 m³ chacun, dont le réservoir C9.
- Construction du terminal sud en 1964. Ce terminal est constitué de quatre bacs d'une capacité de 50000 m³ chacun, dont le R13 et le R21.

La SOPEG (société de transport et de gestion du pétrole), société française qui a entrepris la réalisation de ces bacs a poursuivi leur exploitation jusqu'à la nationalisation des hydrocarbures en 1971.

Chaque bac est implanté dans une cuvette de rétention. Cette cuvette permet de retenir le pétrole en cas d'accident.

Au centre de la cuvette, est disposé un remblai de tout-venant (galette) sur lequel est fondé le réservoir.

Tous les bacs sont donc posés sur une fondation en terre rigoureusement superficielle dite galette. Le sol d'assise ne présentant pas une surface complètement plane et les bacs devant être au même niveau pour qu'il y ait la même "pression respiration" lors du pompage (vitesse et mode de chargement pour tous les bacs), les galettes ont des épaisseurs différentes d'un bac à un autre. Elles varient entre 0,5 et 2 mètres. Le seul document datant de 1959 que nous avons pu nous procurer est d'une importance primordiale pour l'évolution de nos investigations sur les causes provoquant le tassement.

Il s'agit d'un graphe représentant l'évolution du tassement de la robe et du fond en fonction du temps. Ces mesures de tassement ont été effectuées sur le bac C9 lors de sa mise à l'essai (chargé d'eau) [Annexe 3B].

Il a été constaté que pour une hauteur d'eau de 4,71 mètres, le tassement moyen de la robe a atteint au bout de vingt jours de mise en charge une valeur de 7,5 centimètres et pour une hauteur chargée de 13,5 mètres, les affaissements enregistrés ont été de 14,5 centimètres pour le pourtour et de 31 centimètres pour le centre du fond, et ce un mois et demi après la mise en charge du réservoir. On peut aisément conclure que les tassements sont apparus immédiatement après la

phase de construction.

Tous les bacs du terminal ont subi des tassements depuis leur réalisation jusqu'à ce jour. Néanmoins, on remarque que certains bacs se sont affaissés plus que d'autres. Nous essaierons d'analyser les raisons de ces différences d'affaissement au chapitre suivant.

Bien que tous les bacs aient subi des désordres, la réfection de trois assises seulement sur les seize du terminal a été entreprise.

En effet, la SONATRACH ne peut intervenir sur tous les bacs en même temps pour deux raisons, la première est liée au coût important d'une reprise en sous oeuvre, la deuxième est à imputer à des considérations d'ordre économique, l'exploitation ne peut être arrêtée que lorsqu'il y a urgence.

Parmi les trois bacs actuellement en réparation, deux en sont à leur deuxième remise en état : Le réservoir C9 a été immobilisé en 1977 car il présentait des fuites. Une entreprise hollandaise a pratiqué le reprofilage du fond en remplaçant la galette déformée par une couche de gravier. Nous n'avons pas pu avoir plus de détails sur les travaux effectués. Il a été constaté, par la suite, que le bac C9 a continué de s'affaisser après sa remise à niveau.

En 1981, l'affaissement et l'ovalisation que prit la robe du bac R21 empêcha le coulissement du toit flottant, ce qui affecta le joint d'étanchéité, des désordres furent à craindre, le plus inquiétant étant que le toit incliné, submergé de liquide, plonge sous le poids de celui-ci. C'est ce qui arriva à un autre bac pour lequel les réparations durèrent quatre ans.

Lors des travaux sur ce bac, les ingénieurs découvrirent que le fond était également en très mauvais état, présentant des creux importants (disparition de la conicité initiale) et des points de corrosion provoquant des fuites. Il fut par conséquent nécessaire, en plus du reprofilage, de changer le fond. Pour des raisons de sécurité, on coula une dalle de béton sur l'ancien fond et on posa le nouveau fond sur cette dalle.

B. DESCRIPTION ET MODES D'EXPLOITATION DES BACS :

B.1. Descriptions des ouvrages:

Les ouvrages à reprendre sont implantés dans le terminal marin de Béjaïa. Ce sont des réservoirs de stockage de pétrole brut qui ont subi des affaissements et des ovalisations. Ces désordres ont tendance à s'accroître au fil du temps à cause de la médiocrité du terrain.

Ces réservoirs sont métalliques. Ils sont constitués d'une robe, d'un fond et d'un toit flottant.

Caractéristiques des bacs de stockage :

- Terminal Sud : Bacs R21, R13.
Ces réservoirs d'une capacité de 50000 m³, ont un diamètre de 67 mètres et une hauteur de 14 mètres.
- Terminal Nord : Bac C9.
Le bac C9 de 56 mètres de diamètre et de 14 mètres de haut a une capacité de 35000 m³.

L'implantation des bacs des deux terminaux est illustrée sur les figures ci-après (fig.1,2).

B.2. Mode d'exploitation des bacs de stockage :

Le mode d'exploitation des bacs n'a pas varié dans le temps. Il en est de même pour les produits stockés. Nous distinguons deux phases :

1. Chargement des bacs :

Le pipe acheminant le pétrole a un débit de 1850 m³/h.

Le temps de chargement des bacs est de :

- Bac R21, R13 :
Ces bacs ont une capacité C égale à :
 $C = 50000 \text{ m}^3$.
d'où le temps de chargement t₁ :
$$t_1 = \frac{50000}{1850} = 27 \text{ h.}$$

- Bac C9 :
Ce bac, de 35000 m³ de capacité, a un temps de chargement t₂ égal à :

$$t_1 = \frac{35000}{1850} = 19 \text{ h.}$$

Le terminal marin est approvisionné d'une manière continue des différents points de production (Hassi Messaoud) et de stockage (Haoud el Hamra). Les bacs sont remplis à raison de 15000 t/j soit les trois quart du bac par jour.

2. Déchargement des bacs :

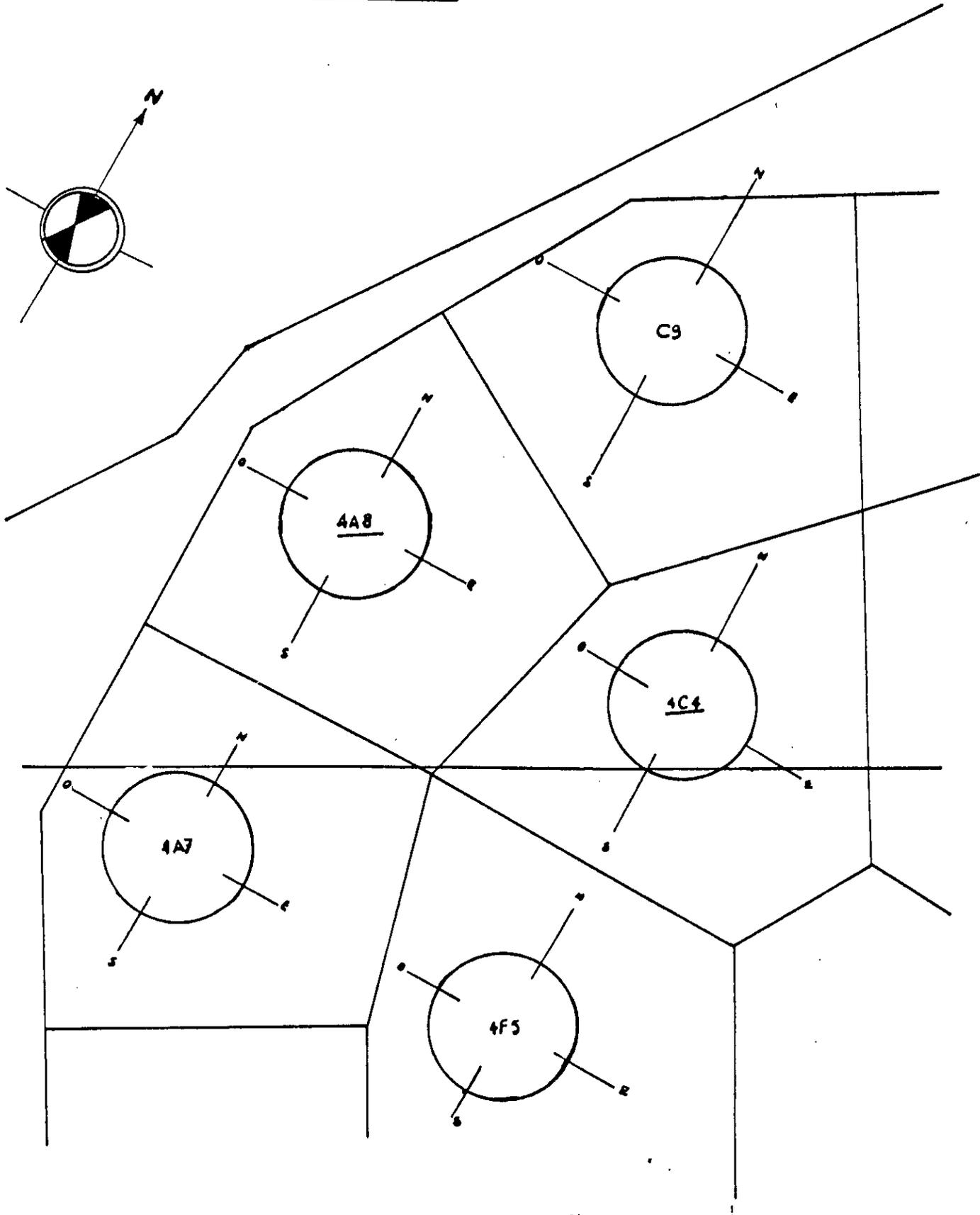
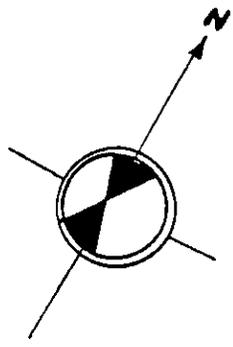
Le déchargement des bacs est fonction du type de pétrolier à charger.

Le temps de déchargement est fonction du débit maximum du pétrolier (exemple : certains pétroliers acceptent un débit de 5000 m³/h pour une capacité de 50000 m³ ce qui correspond à un temps de déchargement t égal à : t = 10 h).

La quantité de pétrole vidangée dépend de la capacité du bateau. Il arrive souvent que le bac ne soit pas totalement vide une fois le pétrolier chargé.

En général, la hauteur du liquide restant dans le bac est d'environ 5 m (poids mort).

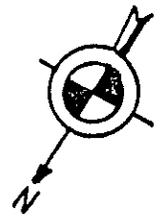
- plan de situation -



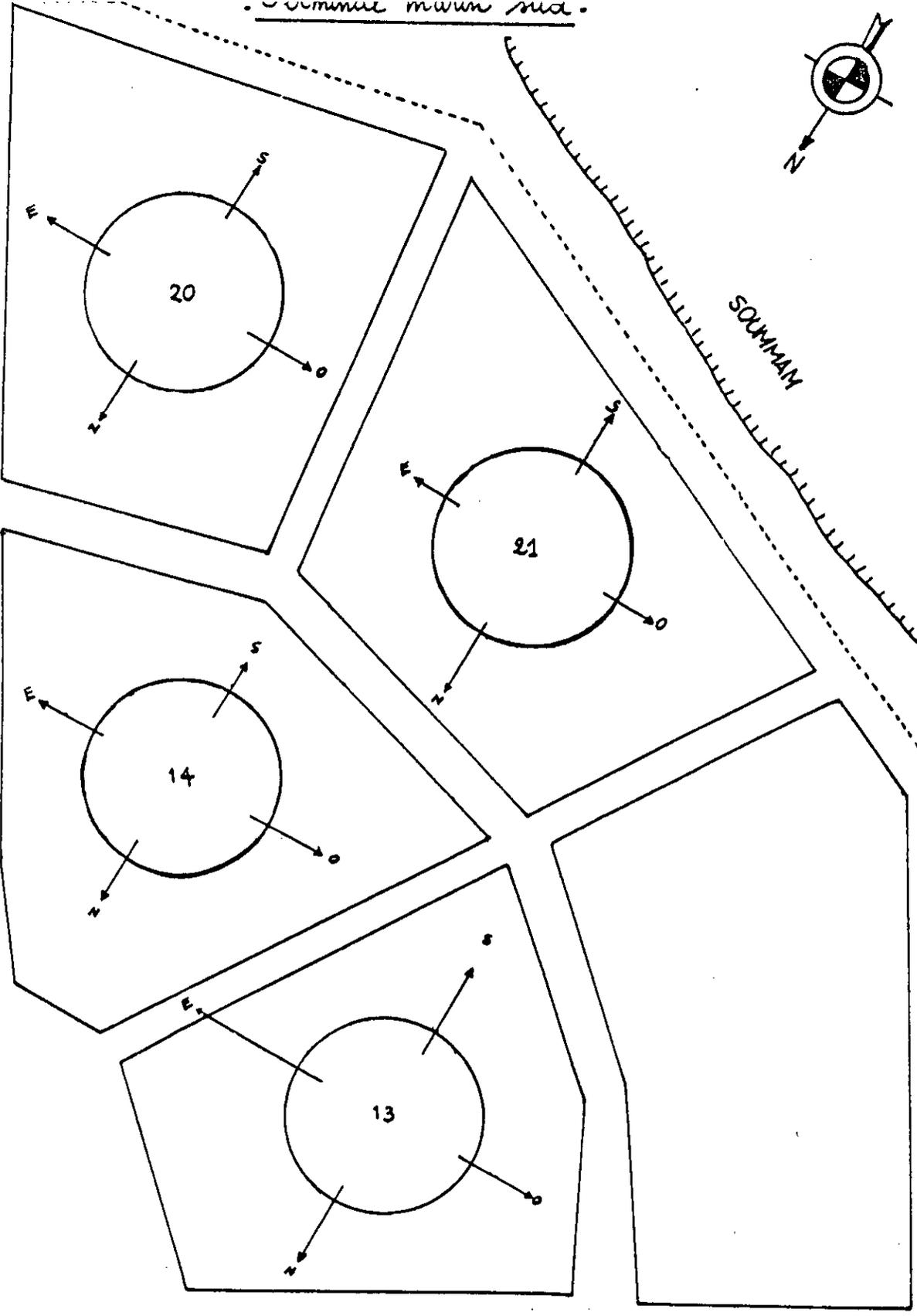
Echelle 1 : 2.000

fig 1

سومانية مخطط

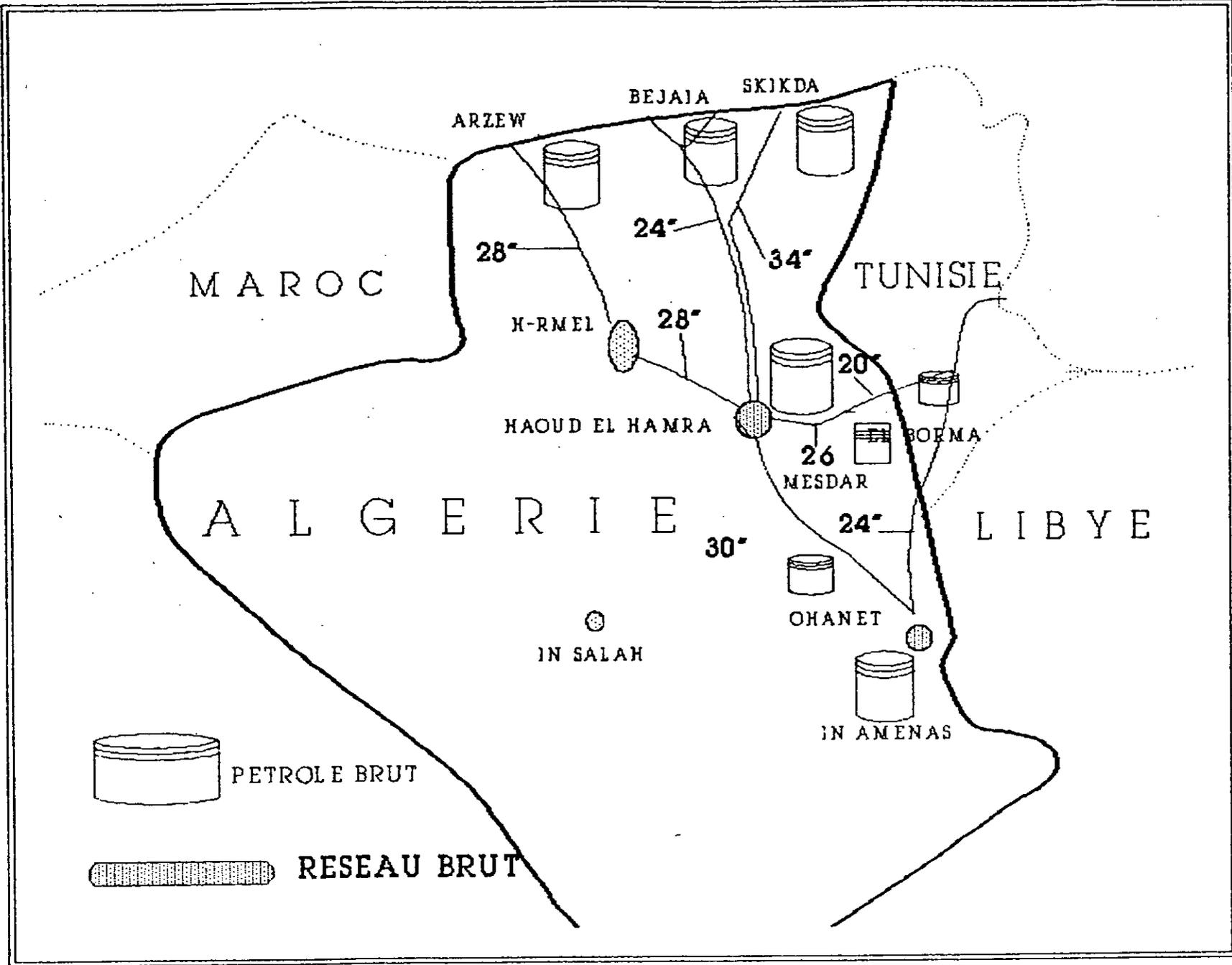


SOMMAN



Echelle 1 : 2.000

fig2



C. SITUATION GEOGRAPHIQUE :

Béjaïa est une ville limitée au nord par la vallée de l'oued Soummam tandis que la mer s'étend du nord à l'est.

Une ligne de crêtes de 500 mètres d'altitude joignant le djebel Gouraya à l'est au djebel Arbalou à l'ouest sépare deux régions naturelles bien distinctes.

Au nord de la crête orographique Arbalou-Gouraya, la région est profondément découpée par de nombreux oueds. Les reliefs constituent des massifs aux pentes abruptes.

La côte nord est très découpée ; les grés forment des caps et des falaises tandis que les marnes et schistes donnent des criques avec des plages de sable et de galets.

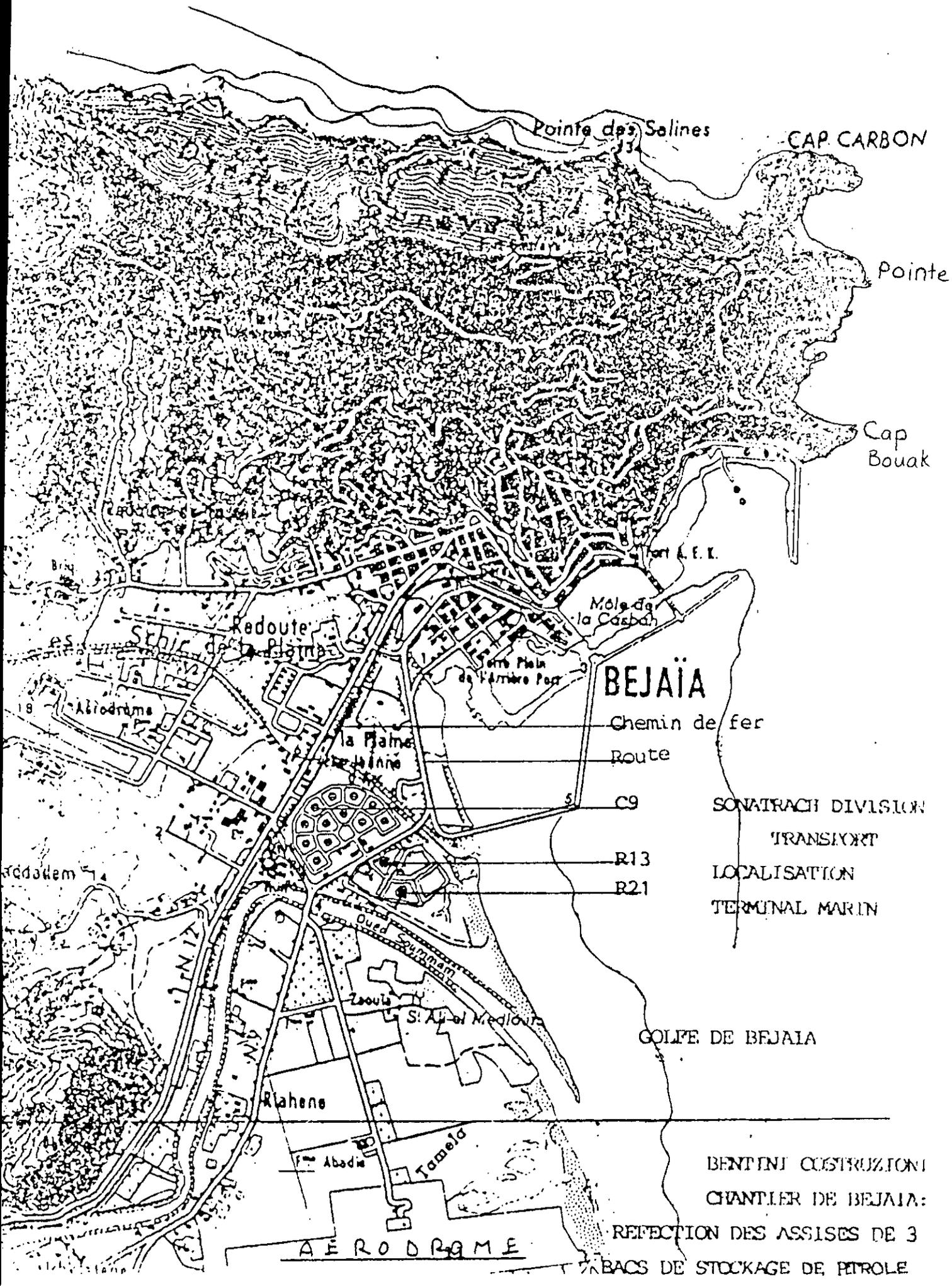
Au sud, un pays schisteux mollement ondulé s'étale jusqu'aux reliefs gréseux de Sidi Boubraham et de Manchar Trilast. Ces reliefs sont couverts de chênes-lièges et de maquis très dégradés.

Les ouvrages faisant l'objet de notre étude (réservoirs du terminal marin de Béjaïa) sont situés au sud de la ville sur la plaine alluviale de l'oued Soummam, près de la ligne côtière. Le site est délimité, à l'ouest par la route nationale RN9, au nord par l'oued Essghir, à l'est par le golf de Béjaïa, au sud par l'oued Soummam. (Voir plan de situation géographique Fig.4).

A l'embouchure de l'oued, le niveau de la nappe est seulement à quelques mètres au dessus de la mer.

Il est à noter que la topographie de la région est plane.

Fig 4

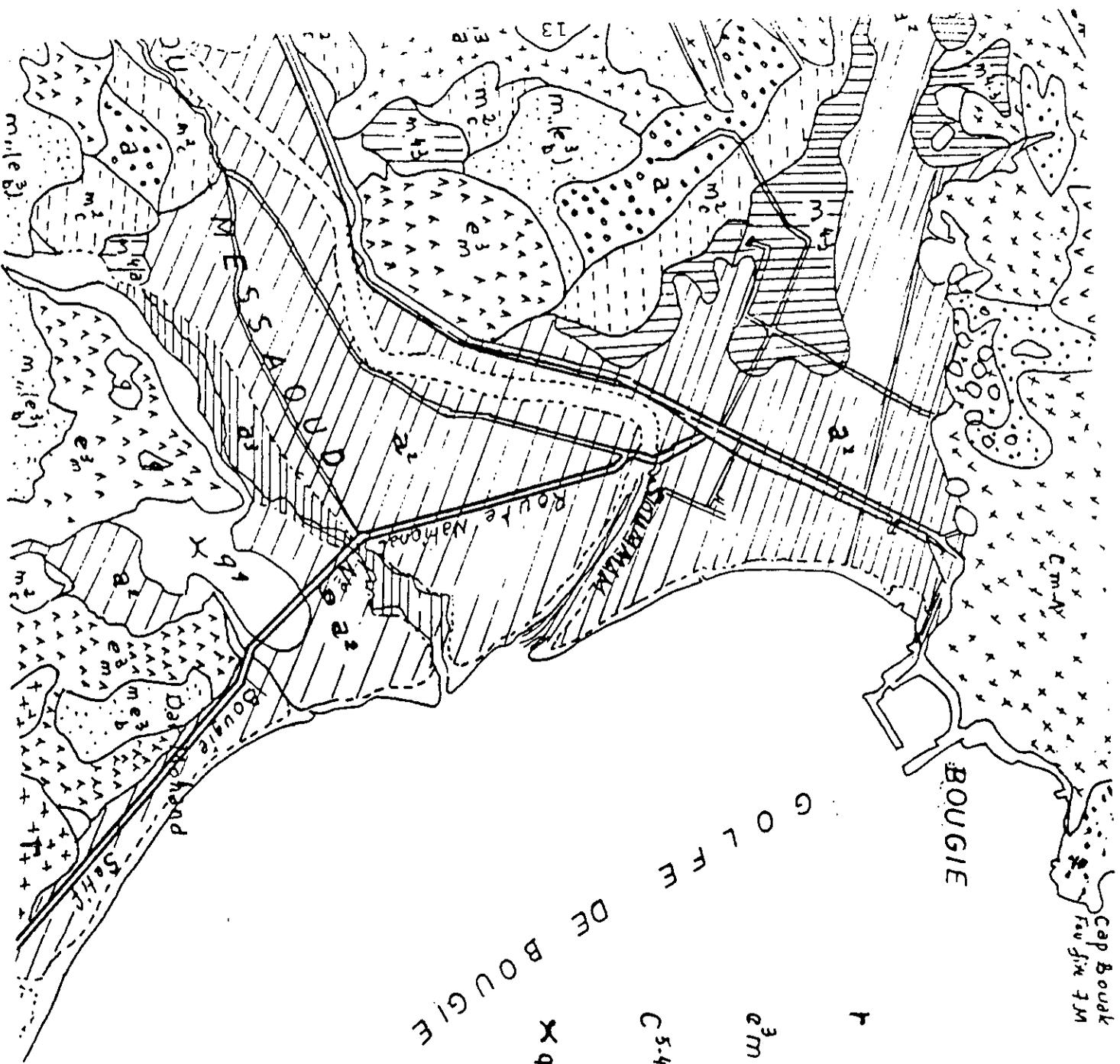


D. CONTEXTE GEOLOGIQUE :

La consultation de la carte géologique n°26 de la région de Béjaia (échelle : 1/50000) montre que le sol est de formation géologique récente. (Voir carte géologique fig.5).

Les terrains en surface appartiennent aux dépôts alluvionnaires (terrains sédimentaires d'âge quaternaire) de l'oued Soummam : alluvions anciennes constituées de sables alternés comprenant des niveaux à granulométrie fine (limons et argiles) à phases marécageuses.

En profondeur, les roches de la sub-couche marneuse représente la continuation du terrain sous les dépôts quaternaires. Pour les couches plus profondes, qui intéressent surtout le géologue, nous joignons en annexe une coupe géologique que nous avons effectuée dans la zone étudiée. [Annexe 4B].



LEGENDE :

	C-5-4	
	m''(e'3)	
	U-3-4	
	m'2c	
	m'4-3	
	a'2	
	B	
	C m-1	

Figs

III - PATHOLOGIE DES OUVRAGES

A. GENERALITES :

a. Introduction : [11]

Avant d'étudier les sinistres pouvant survenir dans les fondations et ouvrages, il convient de définir les tassements qui, engendrés par certains phénomènes, provoquent des désordres.

Le tassement est une diminution de volume du sol due à l'application d'une charge.

Il existe deux types de tassements : les tassements différentiels et les tassements d'ensemble.

a.1. Les tassements différentiels :

On est en présence de tassements différentiels lorsque certaines parties d'un ouvrage s'enfoncent plus que d'autres.

Lorsqu'ils dépassent une certaine ampleur, ces tassements engendrent dans la construction des fissures obliques.

a.2. Les tassements d'ensemble :

Ce type de tassement n'est dangereux que lorsqu'il s'accompagne de faux aplomb.

Ces faux aplombs peuvent être dus :

- soit à l'hétérogénéité du sol sous l'ouvrage.
- soit à des tassements miniers (cas classiques d'inclinaison de maisons).

Les tassements et les sinistres qu'ils engendrent dans les ouvrages sont dus à trois causes prédominantes provoquant les 2/3 des désordres enregistrés.

b. Différentes causes de sinistres :

b.1. Des remblais insuffisamment tassés, récents, mal compactés ou dont le tassement a été accéléré par une venue d'eau accidentelle ou saisonnière provoquent un sinistre sur quatre.

b.2. Les venues d'eau présentent des conséquences catastrophiques pour beaucoup de terrains : remblais, terrains argileux dont les caractéristiques sont profondément affectées par l'eau. Elles entraînent un sinistre sur cinq.

b.3. Si le terrain présente des caractéristiques hétérogènes dans la zone considérée ou si les fondations ont été réalisées à des niveaux différents sans précautions particulières ou encore si plusieurs types de fondations ont été réalisés sous un même ouvrage sans étude approfondie, on est en présence de fondations hétérogènes qui provoquent selon les statistiques un sinistre sur cinq.

D'autres causes sont également à citer :

b.4. De nombreux désordres peuvent être causés par un terrain très compressible. En effet, la construction ne peut résister ou s'adapter sans dommages aux tassements différentiels qui apparaissent.

b.5. Les fondations sont rendues sensibles au gel et à l'affouillement par les eaux lorsqu'elles ne sont pas ancrées à une profondeur suffisante.

b.6. La construction sur un sol instable provoque un accident sur douze, qu'il s'agisse de galeries de mines ou de carrières non consolidées.

Nous détaillons ci-après quelques unes de ces causes :

1. Fondations ou ouvrages sur remblai :

Certains remblais sont particulièrement dangereux dans leur tassement, ce sont :

* Les remblais récents :

Même compactés convenablement lors de leur mise en place, ces remblais n'ayant pas pris leur assise définitive (acquise après plusieurs années) se tassent.

* Les remblais d'épaisseur variable :

Le tassement dans le remblai augmente avec l'épaisseur de ce dernier.

Si la construction repose sur des remblais d'épaisseur variable, il y a apparition de tassements différentiels importants. Il faut donc étudier la rigidité de l'ouvrage et sa stabilité d'ensemble.

Nous citerons comme exemple la tour de Pise qui a subi des tassements différentiels importants.

* Les remblais surmontant un terrain compressible :

Disposer des remblais sur des terrains constitués de tourbes, de vases molles, d'argile à forte teneur en eau, donc très compressibles, contribue à augmenter l'amplitude des tassements : 2 m de remblais exercent une pression supérieure à 0,3 bars : valeur qui peut ne pas être admise pour des terrains très compressibles.

Il découle de ce que l'on vient de dire qu'une construction sur remblai n'est réalisable que si le remblai est homogène, d'épaisseur sensiblement constante surmontant un terrain solide et si l'ouvrage est rigidifié.

2. Ouvrages sur terrains très compressibles :

Il est possible de construire sur un terrain compressible. Il est néanmoins nécessaire d'effectuer, au préalable, une reconnaissance des différentes couches du terrain, la profondeur de la reconnaissance dépendant du poids de l'ouvrage (plus le bâtiment est lourd, plus la reconnaissance est profonde) mais également de l'emprise du bâtiment au sol (exemple : un atelier de 120 m x 120 m, comportant des semelles de 4 m² tous les 25 m est, à priori, quel que soit le taux de travail, moins susceptible de tasser qu'une tour de 20 niveaux dont l'emprise au sol n'est que de 20 m x 10 m).

Il n'existe pas de règle empirique pour déterminer la profondeur des sondages.

Ces investigations ont pour but de reconnaître l'importance et la régularité des couches de terrains rencontrés et de fixer l'amplitude approximative des tassements, le plus dangereux n'étant pas le tassement lui-même, mais ses variations possibles d'un point à un autre.

3. Désordres dus à des venues d'eau :

Un autre problème très important réside dans les désordres provoqués par la présence d'eau.

En effet, certains terrains sont modifiés d'une façon considérable par des venues d'eau : ce sont les schistes, les marnes, les vases, les tourbes et les argiles.

Nous insisterons, d'ailleurs, sur ces dernières (les argiles) à cause des deux dangers qu'elles présentent : le gonflement et le tassement.

Les accidents sont dus principalement aux tassements et aux argiles gonflantes. En effet, certaines argiles surconsolidées, mises en présence d'eau, absorbent celle-ci par capillarité et augmentent de volume et inversement, ces argiles peuvent perdre cette eau en période de sécheresse par dessiccation et diminuer de volume (retrait).

Les eaux peuvent être superficielles ou profondes (nappes souterraines).

* Parmi les eaux superficielles qui peuvent provoquer de fâcheux effets, on rencontre :

- Les eaux de ruissellement, lorsqu'elles ne sont pas collectées et évacuées loin des fondations (de l'ouvrage).
- Les eaux pluviales, lorsqu'on les laisse ruisseler (absence de gouttières) ou lorsque leur évacuation s'effectue trop près du bâtiment.
- Les eaux usées, en cas de rupture des canalisations qui les véhiculent, ou lorsque les joints des tuyaux ne sont pas étanches.

* Les eaux profondes (nappes souterraines) :

Lorsqu'un terrain argileux est baigné par une nappe profonde, l'eau remonte par capillarité dans le sol, il s'établit à chaque niveau un équilibre entre l'eau qui arrive par remontée capillaire et celle qui part par évaporation. Certaines circonstances peuvent modifier cet équilibre.

- Une modification des conditions d'évaporation superficielle : ce phénomène est fréquent dans les pays très ensoleillés. En effet, la construction d'un ouvrage modifie l'équilibre en eau du sol en limitant l'évaporation (effet de parasol). La teneur en eau sous le bâtiment augmente, le sol gonfle et, étant donné que le bâtiment est limité à la périphérie par les effets de l'évaporation latérale, il peut en résulter d'importants désordres si le bâtiment n'est pas fondé profondément.
- Une variation de la nappe phréatique : en effet lors de l'abaissement du niveau de la nappe, la pression dans le terrain augmente, car la densité du sol immergé est inférieure à celle du sol non immergé. Cet accroissement de la pression peut provoquer de nouveaux tassements. Ceux-ci peuvent atteindre des valeurs très importantes si le terrain abandonné par les eaux est constitué d'argile (sol compressible).

B. DIFFICULTES RENCONTREES AU COURS DE L'ETUDE :

Les travaux de reprise en sous oeuvre sont généralement plus difficiles à aborder qu'une construction nouvelle.

En effet, pour la reprise en sous oeuvre, la construction existe avec des fondations qui ont été réalisées après un choix et une étude réfléchi.

Avant de songer à la technique de reprise à entreprendre, il faut d'abord essayer de déterminer les facteurs qui ont engendré la nécessité d'une reprise.

Il se peut que les fondations aient été réalisées après une étude insuffisante (absence de sondages, de données géotechniques).

Il est également possible que des désordres soient apparus pour des raisons indécelables et/ou imprévisibles au moment de la réalisation de l'ouvrage.

La phase préparatoire de toute reprise en sous oeuvre consiste à rechercher ces différentes causes qui sont plus ou moins difficiles à cerner selon les cas.

Pour mener à bien une telle opération, une enquête s'impose. Cette enquête nécessite des données sur lesquelles se baser (résultats géotechniques, contrôle des affaissements, ...) et des essais accompagnant les recherches pour confirmer ou infirmer les différentes hypothèses émises.

Ainsi, il est nécessaire de mettre en place des appareils de mesure permettant de suivre l'évolution de l'ouvrage à partir de sa mise en service ou tout au moins à partir du moment où l'on constate les premières désorganisations, et ce afin d'élaborer un diagnostic complet.

Pour ce qui nous concerne, il a été extrêmement difficile de faire l'étude pathologique des bacs, étant donné qu'aucun contrôle des affaissements n'a été effectué durant toute la période précédant les travaux de réfection.

En effet, l'évaluation des affaissements différentiels constatés à l'aide d'une lunette topographique n'a été faite que lorsqu'ils ont rendu impossible l'exploitation des réservoirs.

Il faut signaler également qu'aucune mesure piézométrique n'a jamais été faite ni avant ni après

constatation des désordres. Nous n'avons donc en notre possession aucun moyen de déterminer le degré de consolidation du sol, d'évaluer le tassement total probable et le temps nécessaire pour l'atteindre.

Ces données font défaut parceque la maintenance ne fait pas l'objet d'une action programmée et systématique, les travaux de réfection ne sont entrepris, réservoir par réservoir, que lorsque l'exploitation est rendue impossible par les désordres.

C. EVOLUTION DE LA REFLEXION POUR DEFINIR LES CAUSES DU

TASSEMENT :

Les bacs du terminal de Béjaïa ont été construits dans les années 1960 (1959-1964). Les réfections sur les bacs n'ayant commencé qu'en 1975, nous avons été amenées à penser que les tassements n'étaient apparus que tardivement ; en effet, nous n'étions en possession d'aucun document concernant la vie de ces bacs.

Plusieurs éventualités étaient à envisager :

- Il y avait eu un changement dans le mode d'exploitation des bacs (remplacement des pompes, modification des débits en charge et en décharge).
- Des modifications de la structure du sol étaient apparues à la suite d'un assèchement du sol ou d'une variation subite du niveau de la nappe phréatique.

En effectuant des recherches plus approfondies auprès de la Sonatrach, nous avons appris que le mode d'exploitation était resté inchangé dans le temps et que des tassements assez importants étaient apparus sur tous les bacs [voir annexe 3B] mais à des degrés différents juste après la mise en charge.

Cela nous a amenées à penser que les tassements enregistrés étaient principalement dûs :

- à la nature du sol (sol très compressible et vaseux).
- à la fatigue de ce dernier sous l'influence des cycles de charge et de décharge, ces cycles avec le temps pouvant entraîner la rupture.
- à la fondation choisie (galette), ce type de fondation n'étant pas le plus approprié pour de tels sols.

Il est à noter que les tassements constatés ne sont pas uniformes mais différentiels.

Dans un premier temps, il nous a été affirmé que seule la robe avait tassé et ce pour tous les bacs. En fait, ceci n'est valable que pour certains bacs (R21, C9) ; en effet, pour d'autres, le fond a également subi des affaissements et ne présente plus sa conicité initiale.

Ces recherches, que nous avons effectuées :

- à Alger auprès du maître d'ouvrage (Sonatrach), du CTC (bureau de contrôle technique) chargé du suivi des travaux, et du bureau d'études chargé de la reprise en sous oeuvre,
- à Béjaïa, également à la Sonatrach et sur le chantier, nous ont permis de collecter un certain nombre de renseignements, desquels nous avons pu déduire les causes éventuelles de tassement.

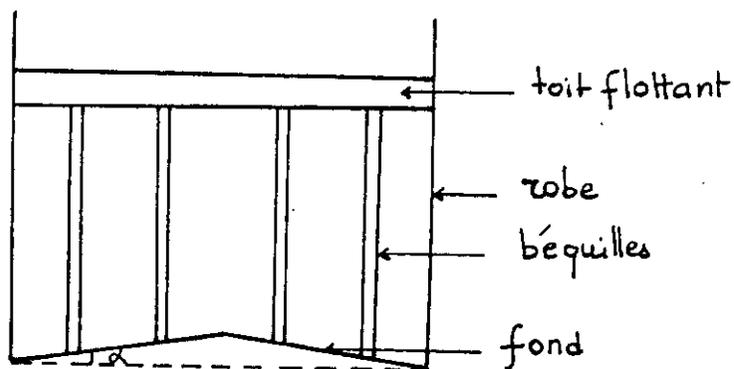
D. DESORDRES CONSTATES :

Suite aux perturbations ayant affecté l'exploitation des réservoirs, des mesures d'affaissement ont été effectuées à l'aide d'une lunette topographique [annexe 3A fig. 1 à 3].

Des lectures faites autour des bacs et à leur centre ont révélé qu'ils avaient subi des tassements importants tant sous la robe que sous le fond.

La robe, influencée par les affaissements du sol sous-jacent, a subi des déformations et des ovalisations importantes.

Le toit ne pouvant plus coulisser librement, des frictions sont apparues entre les parois du bac et le toit flottant, altérant ainsi le joint d'étanchéité et gênant le mouvement du toit flottant en charge et en décharge.



α : angle d'inclinaison du fond

Schéma simplifié du bac

Le tassement de la galette sous le fond du bac R13 a engendré une déformation de celui-ci, lui faisant perdre sa conicité initiale (pente suggérée 1/120). [14].

Cette inclinaison est nécessaire pour :

- compenser en partie le tassement qui risque d'être plus important au centre,
- l'évacuation de l'eau (eau de pluie, eau contenue dans le pétrole),
- le nettoyage de la boue de pétrole accumulée au fond du bac.

La stagnation des eaux formant des flaques dans les parties creuses du fond a provoqué la corrosion des tôles constituant le fond et par suite des fuites de pétrole. Ces fuites sont également dûes à l'endommagement des soudures (fond-paroi) lors des déformations.

Notons également que les bécquilles soutenant le toit flottant (au nombre de 78 pour les bacs R21 et R13 et 66 pour le C9) ont des longueurs fonction de l'inclinaison du fond, et les modifications subies par les tôles du fond ont engendré des perturbations dans le toit.

E. CAUSES PROBABLES DU TASSEMENT :

D'après les études et les sondages effectués sur le terrain du terminal marin de Béjaïa, nous pouvons déterminer les causes éventuelles des tassements qu'ont subis les 3 bacs à l'étude.

a. Nature du sol de fondation :

La plaine de Béjaïa est constituée de sédiments considérés, du point de vue géologique, d'un âge très récent. Ils n'ont pas encore subi une consolidation complète sous leur propre poids. Les couches superficielles, constituées d'argile, doivent être considérées avec la plus grande précaution, en effet ces couches seront affectées par de futurs tassements naturels accélérés du fait de l'application des charges concentrées des bacs. Les essais de laboratoire effectués sur des échantillons d'argile prélevés à proximité des réservoirs, ont permis d'identifier cette argile comme étant une argile plastique ($I_p = 18 \%$) et de faible résistance ($C_u = 0,15$ bars).

La capacité du sol à reprendre les charges est d'autant plus faible que le sol est immergé. Le site considéré étant constitué d'une argile saturée soumise à des charges élevées dues aux poids propre du réservoir (robe + liquide), les tassements susceptibles de se produire dans le temps sont donc importants.

Le sol de fondation est un sol très compressible dans lequel sont apparus des affaissements en surface de différentes amplitudes sous un même bac.

Les désordres constatés sont certainement dûs à l'incapacité de l'ouvrage de résister ou de s'adapter sans dommages aux tassements différentiels.

Ces tassements différentiels doivent être dûs :

- au degré de plasticité de chaque argile,
- à la variation de l'épaisseur de la couche d'argile.

b. Type de fondation utilisé et mode d'exécution :

La fondation réalisée pour la reprise des bacs est une fondation rigoureusement superficielle.

Elle est constituée par une couche de tout-venant compacté d'épaisseur variable d'un bac à un autre, très mince pour le bac C9.

Nous pouvons imputer les tassements soit au mauvais compactage (non uniforme) de la galette soit à sa faible épaisseur. Nous pouvons aussi attribuer ces tassements au fait que le sol constituant cette galette ne soit pas de bonne qualité ; en effet, ceci a été constaté pour le bac C9 dont la galette est constituée par un sol d'apport, autre que du tout-venant, de faible résistance.

De plus, le sol étant de très faible portance et très compressible, ce type de fondation n'est pas le plus approprié.

c. Présence d'eau :

D'après les sondages effectués sur site, le terrain d'assise est un terrain argileux vaseux dont les caractéristiques peuvent être fortement modifiées par la présence d'eau.

Le niveau de la nappe phréatique étant à la surface, l'effet de l'eau sur ce sol n'est donc pas négligeable.

Les tassements constatés peuvent être dûs à la dissipation de cette eau soit par dessiccation soit par un processus de consolidation. Les tassements résultant de ce processus sont des tassements différentiels du fait que la dissipation de la pression interstitielle ne se fait pas d'une manière uniforme sous le bac. En effet, la zone périphérique du bac est beaucoup plus drainante que la partie centrale (fond) : lors de l'application de la charge sur le sol, une répartition de contraintes s'effectue sous celle-ci et si l'on considère la répartition de contraintes selon Boussinesq, la zone centrale de sol sous l'ouvrage est la plus sollicitée. La couche compressible reposant sur un substratum imperméable, l'évacuation de l'eau se fait donc latéralement.

La dissipation de la surpression interstitielle dans le sol sur la périphérie engendre son tassement, il n'y a donc plus contact entre le sol et le réservoir à ce niveau, tandis que dans la partie centrale, le sol n'ayant pas atteint le même degré de consolidation, le réservoir est maintenu vers le haut par la surpression toujours active.

La galette repose donc sur une assise de diamètre réduit, ce qui provoque l'affaissement des parois et peut même entraîner la rupture du bac.

d. Variation du niveau de la nappe phréatique :

La proximité de la mer et de l'oued Soummam fait, que le sol est constamment immergé. Néanmoins, le niveau de la nappe phréatique varie entre 0 et 2 m selon les saisons.

L'abaissement de la nappe lors de la période sèche provoque une augmentation des contraintes dans le sol. Cet accroissement de la pression engendre des

tassements pouvant atteindre des valeurs très importantes.

e. Mode de chargement :

La fréquence des cycles de charge et de décharge lors de l'exploitation des bacs [chap.II.B.2] peut avoir provoqué, dans le temps, la fatigue du sol entraînant sa rupture et, par conséquent, des désorganisations dans la structure.

f. Infiltrations de pétrole dans le sol :

Parmi les tassements constatés à la périphérie du bac (robe), certains sont plus importants que d'autres. Ils se situent au niveau des orifices destinés à l'évacuation des déchets de pétrole.

Des sondages restreints, (faible profondeur) effectués à ces emplacements, ont montré que le sol initial avait été remplacé par une masse visqueuse.

Par ailleurs, les tassements peuvent aussi avoir été occasionnés par des infiltrations de pétrole dues aux fuites aux points de soudure.

IV - ESSAIS IN SITU ET EN LABORATOIRE (partie théorique)

A - RECONNAISSANCE IN SITU

1. SONDAGES : [2],[13],[15]

a. Introduction :

Les sondages représentent des méthodes de reconnaissance géologique et géotechnique très importantes grâce aux renseignements qu'ils fournissent.

Etant la partie la plus onéreuse d'une opération de reconnaissance, il convient d'arrêter judicieusement leur implantation, de préciser la profondeur de sondage et de déterminer l'outil de perforation adéquat.

Les sondages dans le génie civil sont très importants ; en effet, ils permettent de :

- déterminer les couches lithologiques du terrain.
- connaître le niveau de la nappe phréatique.
- déterminer à quelle profondeur se situe le substratum.

b. Profondeur de reconnaissance et nombre de sondages :

La profondeur de reconnaissance est théoriquement égale à la profondeur de sol influencée par une surcharge disposée à la surface. Elle est, en général, égale à deux fois et demie la plus petite largeur de la surface chargée (les contraintes à ce niveau sont à peu près nulles), il faut donc reconnaître les sols jusqu'à cette profondeur.

Néanmoins, le bon sol se situe généralement au dessus de cette profondeur et il n'est pas nécessaire d'aller aussi bas.

Dans ce cas, les indications géologiques permettent de savoir si le bon sol n'est pas constitué par une couche mince surmontant un mauvais sol.

Les premiers résultats obtenus nous renseignent sur le nombre de sondages à effectuer. Si une maille lâche (sondages assez éloignés les uns des autres) indique partout le même sous-sol, on peut se limiter aux sondages déjà faits. Si au contraire, il apparaît des anomalies, il est nécessaire de réaliser d'autres sondages (plus rapprochés) pour une meilleure reconnaissance.

c. Types de sondages :

Il existe deux types de sondages :

c1. Les forages destructifs :

Ces forages rapides permettent le prélèvement d'échantillons remaniés. Ces échantillons permettent l'identification des sols (granulométrie, limites d'Atterberg...). Par contre, la teneur en eau ne peut être déterminée que si le prélèvement a été effectué à sec et que les échantillons ont été isolés dans des gaines étanches. Il est à noter que les essais mécaniques ne peuvent en aucun cas être effectués sur de tels échantillons.

c2. Les forages avec prélèvement d'échantillons intacts :

Le sol extrait de cette façon ne voit pas son état et sa structure modifiés. Dans ce cas, il faut recourir à des carottiers spéciaux et prendre des précautions supplémentaires pour la protection de l'échantillon (paraffinage, éviter toutes sortes de vibrations...).

Etant donné le prix élevé de cette opération, il est rare qu'un sondage soit fait de cette manière sur toute sa longueur. Les carottes ainsi obtenues peuvent être soumises à tous les essais de laboratoire (essais mécaniques, essais physiques...).

d. Techniques de sondage :

Il existe plusieurs techniques de sondage :

(Différents types d'outils ainsi que le schéma d'un atelier de carottage sont représentés sur les figures 1,2,3,4,5,6).

d1. Sondage à percussion ou battage :

Cette méthode de sondage est la plus ancienne et aussi la plus simple. L'appareillage est constitué d'un trépan suspendu à un câble. Le mouvement alternatif du trépan est assuré par un balancier ou un treuil à chute libre.

On obtient ainsi la destruction de la roche et l'avancement du trou.

d2. Sondage à rotation :

Ce système de sondage est le plus utilisé. Il consiste à transmettre à l'outil un mouvement de rotation (couple) pour assurer le découpage du terrain et une poussée pour en assurer la pénétration.

- On distingue selon le type de l'outil :
- Le forage à la tarière simple ou continue.
 - Le forage au tricône et le carottage.

d3. Sondage à roto-percussion :

Ce procédé consiste à appliquer à l'outil de forage un couple de rotation et une énergie de frappe.

e. Fluide de forage :

- Le rôle du fluide de forage est multiple :
- Nettoyer le trou en remontant les déblais du forage.
 - Favoriser l'avance de l'outil en nettoyant l'espace qui existe entre les dents de celui-ci, évitant ainsi le bourrage.
 - Refroidir et lubrifier l'outil et le train de tiges.
 - Eviter les éboulements en terrains non cohérents.
 - Eviter les resserrements en terrains gonflants.
 - Limiter les venues ou pertes d'eau.
 - Ne pas gêner l'interprétation géologique.
 - Limiter la corrosion de l'outillage.

Dans de nombreux cas, le fluide le plus utilisé demeure l'eau. Dans les couches sédimentaires où les horizons argileux et marneux sont abondants, l'eau se mélange rapidement à l'argile du terrain et le forage se fait donc à la boue.

f. Présentation des résultats de sondage :

La réalisation d'un sondage sur un site quelconque donne lieu à l'établissement des documents suivants :

f1. Cahier de chantier :

Le chef sondeur tient à jour ce document retraçant l'histoire du sondage, il y consigne les différentes observations faites au cours du sondage et le tient à la disposition du maître d'oeuvre.

Les observations notées concernent :

- La vitesse d'avancement permettant de situer grossièrement l'interface des couches (changement de compacité).
- Les incidents (rupture d'outil, carottier laissé au fond).
- Les pertes ou venues d'eau.
- L'instrumentation et le changement d'outil.
- Les résultats d'essais (SPT, essais d'eau, pressiomètre).

f2. Feuille de sondage :

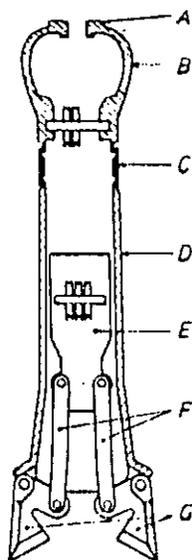
L'ingénieur chargé du suivi des opérations de sondage établit un document de synthèse qui sera remis au maître d'oeuvre et qui comprend les indications suivantes :

- Identification du chantier (identité de l'entreprise de sondage, désignation du chantier, numéro de sondage repéré sur le plan de situation, date de début et de fin de forage).
- Appareillage (méthode de forage, type d'outil, dispositif d'enfoncement, diamètre des trous...).
- Coupe proprement dite (niveau de prélèvement, pourcentage de carottage, identification rapide des couches, niveau de l'eau...).

f3. Fiche de carottage :

Les carottes acheminées vers le laboratoire sont suivies d'indications pour faciliter leur repérage :

- Longueur de la carotte extraite.
- Longueur de la carotte conservée.
- Orientation et cote des tête et pied de la carotte.
- Type et caractéristiques du carottier.
- Vitesse et effort de fonçage.
- Longueur d'enfoncement du carottier (si elle est supérieure à la longueur de la carotte extraite, celle-ci est comprimée).

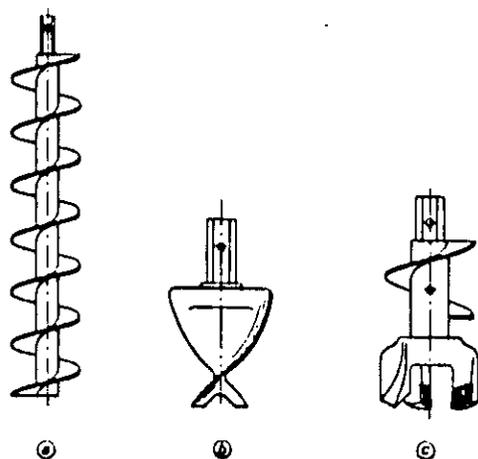


- A tête à couronne
- B cloche avec moulage supérieur
- C collier de jonction
- D corps cylindrique
- E piston et moulage
- F bielles de commande des coquilles
- G coquilles

Fig. 1. - Trépan-benne Senoto.

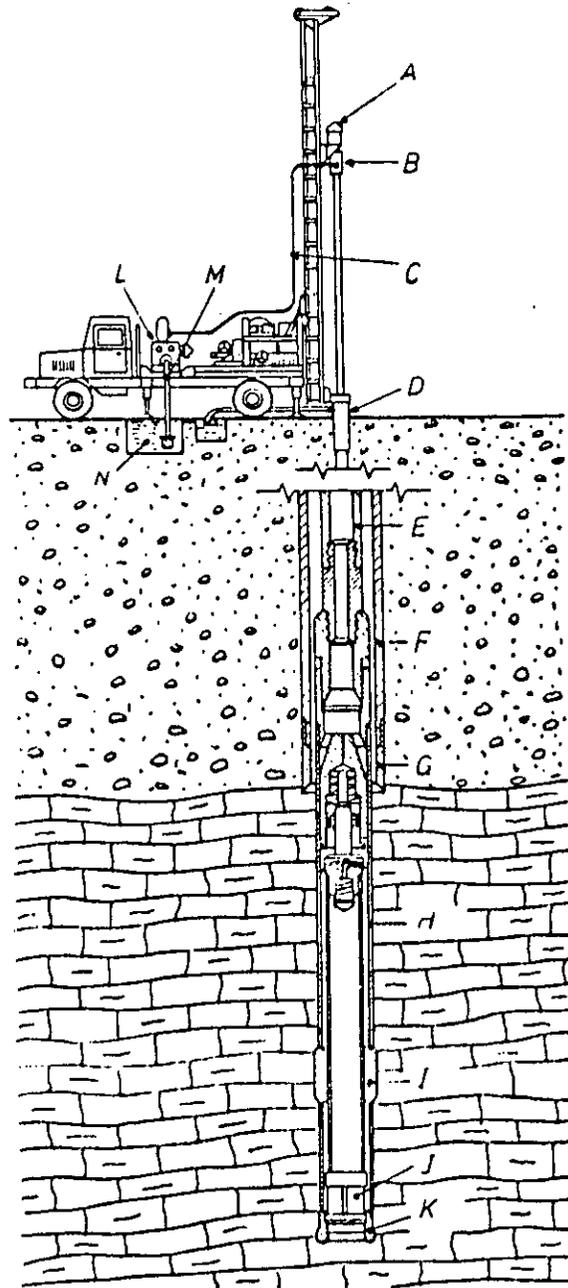


Fig. 2. - Tarière à main Bonne Espérance type Hélix.



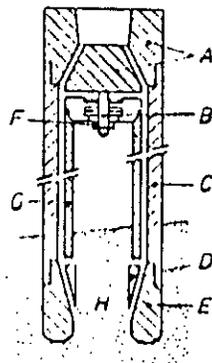
- (a) tarière continue
- (b) outil pour argiles et terrains tendres
- (c) outil à taillants multiples pour terrains assez durs (marne raide, craie ou gypse très altérés, etc.)

Fig. 3. - Tarière continue et outils.



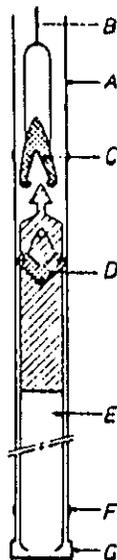
- | | | | |
|---|-------------------------|---|--|
| A | tête d'entraînement | I | mamelon aléséur |
| B | tête d'injection | J | ressort extracteur |
| C | flexible de refoulement | K | couronne à diamants
ou carbure de tungstène |
| D | tube d'écoulement | L | pompe à boue |
| E | tige de forage | M | flexible d'aspiration |
| F | tube de revêtement | N | bac de reprise
du fluide de forage |
| G | sabot de tubage | | |
| H | carrotier double | | |

Fig. 4. - Schema d'un atelier de carottage
(d'après Doc. Bonne Espérance).



- A tête
- B pivot
- C tube extérieur
- D extracteur
- E couronne
- F écart
- G tube intérieur
- H carotte

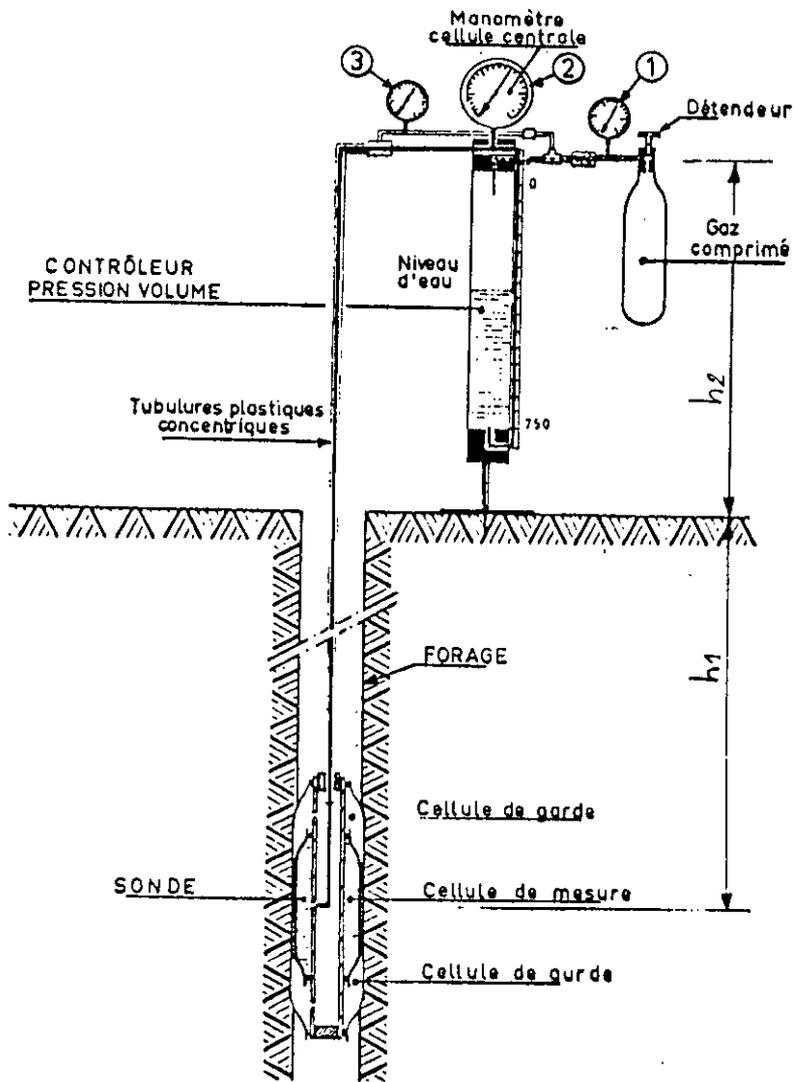
Fig. 5. - Carottier double.



- A tige ou tube extérieur
- B câble
- C messenger (overshot)
- D tête du tube intérieur
avec système de verrouillage
- E tube intérieur
- F alésure
- G couronne

Fig. 6. - Carottier à câble.

A.2. PRESSIOMETRE DE MENARD : [4],[5]



— Schéma du pressiomètre.

a. Introduction :

Le principe du pressiomètre a été trouvé dès 1930 par Koenig et Sheidig. Ce n'est qu'à partir de 1957 que Ménard a donné un large essor à ce procédé de reconnaissance.

Cet essai in situ est très utilisé car il permet de déterminer de nouvelles caractéristiques (pression limite, module de déformation pressiométrique) qui sont en relation directe avec le taux de travail d'une fondation.

L'intérêt de cet essai de chargement est qu'il traduit le comportement d'un volume appréciable de terrain en place. Les paramètres physico-mécaniques que l'on en déduit ont de bonnes chances de représenter

le comportement en place du matériau.

Les méthodes de calcul établies pour cet essai se trouvent libérées, par leur généralité, de la distinction entre sols pulvérulents et sols cohérents sur laquelle butent les formules d'interprétation de plusieurs essais.

b. Principe de l'essai :

L'essai pressiométrique est un essai in situ. Il consiste en une mise en charge latérale du terrain au moyen d'une sonde dilatante descendue dans un avant trou sensiblement de même diamètre.

Cet avant trou doit être réalisé avec beaucoup de précautions car il ne doit pas modifier les caractéristiques du sol.

On applique une pression interne croissante afin de dilater la sonde radialement et on mesure les variations de volume de la cellule centrale : à chaque palier de pression, on mesure le volume de la cellule 15s, 30s et 60s après la mise sous pression.

c. Description de l'appareillage :

Il comprend trois éléments principaux :

c1. Le contrôleur pression/volume (CPV) :

Il comprend un système de mise en pression et de contrôle. La pression à l'intérieur de la cellule centrale et des deux cellules de garde ainsi que de la bouteille de gaz comprimé (CO₂ en général) est mesurée à l'aide de manomètres (trois en général).

c2. La sonde pressiométrique :

Généralement de forme cylindrique, elle est destinée à être introduite dans le sol.

La sonde est constituée de trois cellules souples agissant simultanément sur les parois du forage lors de leur mise en pression.

Les deux cellules de garde encadrent la cellule de mesure de façon à appliquer une pression uniforme dans le sol. La cellule centrale constitue la partie active de la sonde.

Le volume à vide de la cellule, constant, est de 593 cm³.

c3. Les tubulures de liaison :

En cuivre ou en plastique, elles relient la sonde au CPV et permettent la circulation des fluides (eau et gaz).

d. Représentation des résultats :

Les résultats obtenus à savoir pressions et variations de volume se traduisent par plusieurs courbes :

d1. Courbes brutes :

* Courbe d'étalonnage :

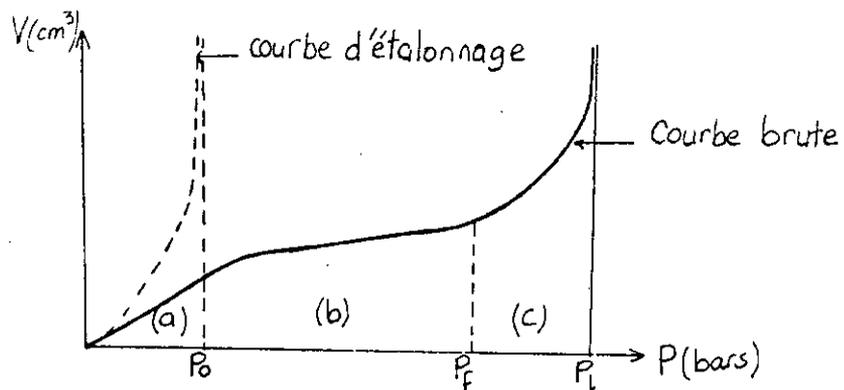
Elle est tracée sur un graphe en coordonnées rectangulaires. A cette courbe correspond l'essai à vide, elle permet de définir la pression P_i nécessaire pour dilater la sonde d'un volume V_m sans étreinte extérieure.

On dispose en abscisses la pression P_i lue sur le manomètre et en ordonnées le volume V_m correspondant mesuré 60s après la mise en pression (V_{60}).

* Courbe pressiométrique brute :

On représente sur le graphe, la courbe $V=f(P_m)$, P_m étant la pression lue sur le manomètre. On remarque qu'elle se décompose en trois parties :

- a. 1ère partie : on remarque que l'augmentation de volume est grande par rapport à l'augmentation de pression.
Cette phase correspond à l'adaptation de la sonde au calibre du forage et à une prise de contact progressive avec le sol décomprimé sur la paroi.
- b. 2ème partie : cette phase est quasi-rectiligné d'une pression P_0 correspondant à la mise en contact à une pression P_f (pression de fluage). Cette phase correspond sensiblement à une loi de proportionnalité entre pression et déformation : c'est la phase pseudo-élastique pour laquelle on peut définir un module de déformation : module pressiométrique E_p .
- c. 3ème partie : c'est la phase plastique, à courbure variable de plus en plus redressée et tendant vers une asymptote verticale d'abscisse P_l (pression limite) pour laquelle les déformations deviennent très grandes et tendent vers l'infini : il y a donc rupture.



d2. Corrections à apporter aux courbes brutes :

Les lectures de pression et de volume effectuées doivent être corrigées pour tenir compte de différents paramètres :

- de la charge piézométrique due à la colonne d'eau contenue dans la tubulure de la cellule de mesure,
- de l'inertie P_i de la sonde et du tube lanterné éventuellement,
- de la déformation propre de l'enveloppe du circuit d'eau sous l'effet de la pression.

* Correction des hauteurs piézométriques :

Les pressions qui s'exercent sur le sol lors de l'essai, sont exprimées en contraintes totales (difficile d'apprécier la pression interstitielle U). Les Pressions lues sur le manomètre doivent être majorées de la charge due au poids de la colonne d'eau comprise entre la surface libre dans le réservoir du CPV et la sonde.

$$P' = P_m + \gamma_w (h_1 + h_2).$$

avec P' : pression corrigée ;

P_m : pression lue sur le manomètre ;

γ_w : poids volumique de l'eau ;

h_1 : différence de hauteur entre la surface du terrain naturel et le milieu de la cellule de mesure ;

h_2 : différence de hauteur entre la surface libre de l'eau dans le réservoir du CPV et le terrain naturel.

* Correction d'inertie :

La sonde ou l'ensemble sonde-tube lanterné sont affectés d'une certaine inertie qui est leur résistance propre à la déformation élastique. La pression d'inertie P_i est déterminée lors de

l'étalonnage de la sonde. Cette pression est la pression nécessaire pour dilater la sonde d'un volume V_m sans qu'il y ait étreinte sur le terrain périphérique d'où la pression réelle sur les parois du forage est :

$$P = P' - P_i.$$

P' : pression du liquide dans la sonde en tenant compte de la correction de la hauteur piézométrique .

$$P = P_m - P_i + \gamma_w (h_1 + h_2).$$

N.B. La correction d'inertie est très importante dans les terrains de faible résistance.

* Correction de volume :

Le volume V_b lu sur la colonne de lecture du CPV est un volume brut.

$$V_b = V + \Delta V.$$

où ΔV est la déformation interne des différents éléments de pressiomètre soumis à la pression et V est la déformation réelle du terrain.

D'où
$$V = V_b - \Delta V.$$

N.B. Pour $P < 25$ bars, ΔV est négligeable.

Evaluation de ΔV :

On effectue un étalonnage de l'appareil en plaçant la sonde dans un tube métallique épais considéré comme indéformable et on réalise un essai de mise en charge selon le processus de l'essai.

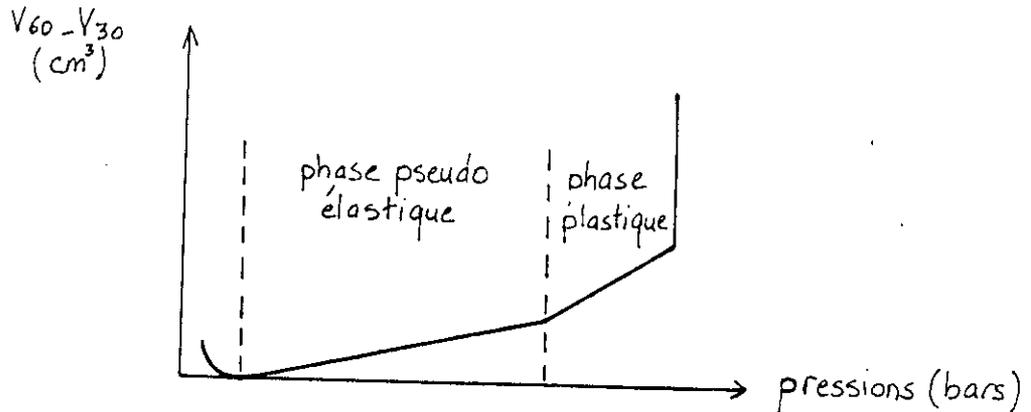
On en déduit la courbe $\Delta V = f(P)$.

d3. Courbes pressiométriques corrigées :

On trace la courbe $V=f(P)$ une fois toutes les corrections effectuées.

En général, on ne retrace pas la courbe. On effectue les corrections de P_m et V_m directement sur la courbe brute en des points particuliers de la courbe.

d4. Courbe de fluage :



Au cours d'un palier de pression P_m donné, il se produit dans le terrain une déformation qui augmente en fonction du temps et se traduit par un accroissement correspondant du volume de la sonde ; cette déformation est représentée conventionnellement par la différence :

$$V(60s) - V(30s).$$

e. Evaluation de la pression limite P_l :

La valeur de P_l se détermine par examen direct de la courbe. Lorsque celle-ci ne permet pas de situer exactement l'asymptote, on adopte conventionnellement, comme valeur de la pression P_l , celle qui conduit au doublement du volume de la cavité.

f. Evaluation du module pressiométrique E_p :

L'évaluation du module pressiométrique E_p nécessite, elle, un calcul. Ce module correspond à la phase de déformation pseudo-élastique. Si le matériau était parfaitement élastique (et même linéairement élastique), la variation de volume ΔV pour une variation de contrainte ΔP appliquée serait égale à :

$$\frac{\Delta V}{V} = 2 \frac{1 + \sqrt{V}}{E} \Delta P.$$

soit

$$E = 2 (1 + \sqrt{V}) V \frac{\Delta P}{\Delta V}.$$

V et $\frac{\Delta P}{\Delta V}$ sont mesurés sur la courbe pressiométrique.

A.3. EVALUATION DE LA CHARGE LIMITE PAR LA METHODE PRESSIOMETRIQUE : [3]

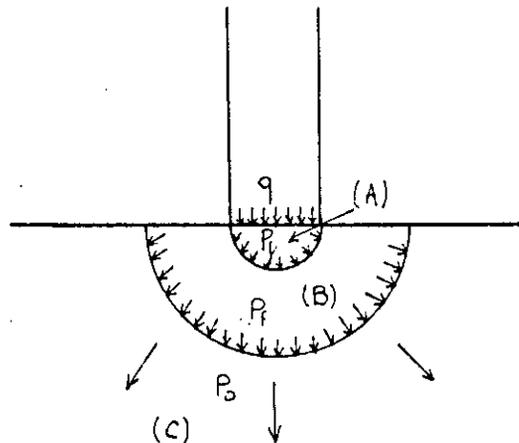
a. Théorie de Louis Ménard : Formule fondamentale

Il y a une analogie très nette en phase élastique entre le comportement du sol sous une semelle continue et autour d'un pressiomètre. Ainsi, les mesures effectuées au pressiomètre pourront être directement appliquées au calcul des fondations.

Lorsque le sol se met en plasticité autour de la fondation, la limite de la zone plastique présente une certaine symétrie de révolution.

A la base de la semelle, le sol est en équilibre surabondant.

L. Ménard admet le schéma de rupture suivant:



Trois zones de sol sont à distinguer sous la fondation :

- une zone A cylindrique (ou sphérique) centrée sur la semelle où les contraintes décroissent de q à P_1 , P_1 étant uniformément répartie sous le cylindre,
- dans la zone B (également cylindrique ou sphérique), les contraintes décroissent de P_1 à P_f ,
- dans la zone C, les pressions décroissent de P_f à P_o .

Il existe donc une relation directe entre la contrainte de rupture q_l sous la fondation et la pression limite nette sous la fondation :

$$q_l - q_o = k (P_1 - P_o).$$

- q_o : contrainte verticale totale au niveau de la fondation (poids des terres) ;
- k : facteur de portance ;

Po : contrainte horizontale totale au niveau de l'essai pressiométrique au moment de sa réalisation.

$$P_o = K_o (q_o - U) + U.$$

avec K_o : pression des terres au repos ;
 U : pression intersticielle.

$q_1 - q_o = K (P_1 - P_o)$ est la relation fondamentale de la théorie pressiométrique.

b. Détermination du facteur de portance :

Pour faciliter la détermination de K , L. Ménard a classé les sols en quatre catégories en fonction de leur nature géologique et de leur pression limite nette $P_1 - P_o$.

Cette classification est la suivante : (*)

Plage de $P_1 - P_o$	Nature du sol	Catégories
0 - 1,2 MPa 0 - 0,7 MPa	Argile Limon	I
1,8 - 4 MPa 1,2 - 3 MPa 0,4 - 0,8 MPa 1 - 3 MPa	Argile raide et marnes Limons compacts Sables compressibles Roche tendre ou altérée	II
1 - 2 MPa 4 - 10 MPa	Sable et graviers Roche	III
3 - 6 MPa	Sables et graviers très compacts	III bis

La valeur de K pour les semelles continues, carrées ou circulaires est lue sur les abaques en fonction du type de semelle, de la catégorie et du rapport profondeur d'ancrage/dimension de la semelle (D/B).

Le rapport D/B est l'encastrement relatif.

Pour une semelle rectangulaire de largeur B et de longueur L :

$$K = K_o + (K_1 - K_o) B/L \text{ (interpolation linéaire).}$$

où

K1 : facteur de portance pour les semelles carrées
B/L=1.

K0 : facteur de portance pour les semelles continues
B/L=0.

c. Capacité portante en terrain homogène horizontal :

Dans le cas d'un terrain homogène ayant une valeur de P_1 unique, on a directement :

$$q_1 = q_0 + K (P_1 - P_0).$$

q_0 est calculé au niveau inférieur.

La capacité portante nette étant $q_1 - q_0 = K(P_1 - P_0)$, le taux de travail admissible est déduit de la charge limite de rupture par application d'un coefficient de sécurité égal à 3 sur le terme de portance :

$$q_{adm} = q_0 + \frac{K (P_1 - P_0)}{3} .$$

d. Capacité portante en terrain hétérogène :

Pour pouvoir utiliser la formule définie précédemment lorsque les caractéristiques mécaniques varient en profondeur, on définit un encastrement et une pression limite équivalents.

d.1. Profondeur d'encastrement équivalent D_e :

$$D_e = \frac{1}{P_{le}} \int_0^D P_1(z) dz.$$

P_{le} : pression nette équivalente de la couche d'assise ;

D : profondeur d'ancrage réelle de la fondation ;

$P_1(z)$: pression limite nette mesurée à la profondeur z .

$$D_e = \frac{1}{P_{le}} \sum_0^D P_{li} z_i .$$

d.2. Pression limite équivalente

$$P_{le} = (P_{l1} \cdot P_{l2} \cdot P_{l3})^{1/3}$$

avec P_{l1} : pression limite nette obtenue au niveau situé à une largeur au dessus de la fondation.

P_{l2} : pression limite nette obtenue au niveau de la fondation.

P_{l3} : pression limite nette à une largeur (diamètre) au dessous de la fondation.

Pour une semelle faiblement encastree (moins d'une fois son diamètre ou largeur),

$$\text{on a : } P_{le} = (P_{l2} \cdot P_{l3})^{1/2}$$

A.4. PENETROMETRE STATIQUE : [3],[4],[5]

a. Introduction :

L'essai de pénétration statique est un essai de poinçonnement du sol en place.

Il permet la détermination rapide du niveau optimal convenant à un mode de fondation par l'évaluation de la force portante des couches de terrain traversées.

Ce sont principalement les recherches engagées à partir de 1930 en Hollande, au laboratoire de Delft, par Buisman et surtout par Barentsen, qui ont permis la mise au point définitive du pénétromètre.

b. Principes généraux :

Le principe de l'essai au pénétromètre statique est d'enfoncer dans le sol un train de tiges terminé par une pointe pour mesurer sa résistance.

Un effort statique permet un enfoncement lent et continu des tiges à l'aide d'un vérin à une vitesse constante de 0,5 à 2 cm/seconde.

L'effort total de fonçage est absorbé en partie par la résistance du terrain sous la pointe et en partie par le frottement latéral du train de tiges sur les terrains traversés.

Des dispositifs appropriés permettent de mesurer séparément ces deux types de résistance.

c. Appareillage :

C'est Alexandre Collin qui a utilisé, en 1846, le premier pénétromètre statique.

Le pénétromètre statique "Gouda", quant à lui, constitue le premier matériel d'usage réellement pratique, capable de fournir des résultats exploitables.

Par la suite de nombreux autres modèles ont été mis au point.

La transmission des efforts reçus par la pointe peut être effectuée :

- soit par des tiges (pénétromètre hollandais),
- soit par un système hydraulique (pénétromètre Parez) ou électrique (pénétromètre Fugro).

On distingue deux grandes catégories d'appareils :

1. Les pénétromètres à cône mobile :

La pointe n'est pas solidaire du fût extérieur, ce qui permet de mesurer séparément l'effort en pointe et le frottement latéral.

2. Les pénétromètres à cône fixe :

La pointe reste solidaire du fût extérieur et donc seule la mesure de l'effort total (effort de pointe + frottement latéral) est possible.

Les résultats obtenus ne sont pas toujours les mêmes pour deux types de cônes différents, c'est pourquoi, il est important de préciser sur les diagrammes de pénétration le type de cône avec lequel ils ont été obtenus.

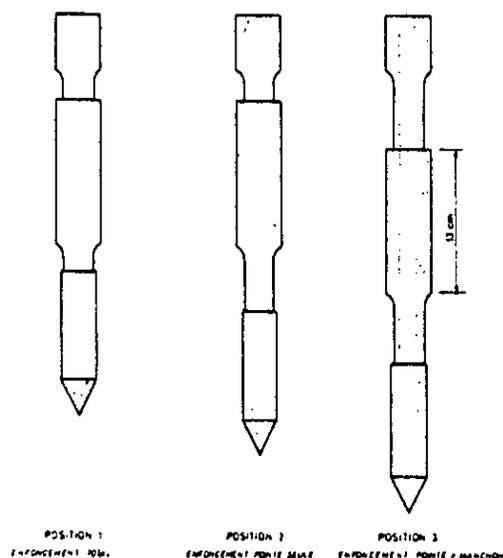
L'appareil général du pénétromètre statique comprend :

- le bâti de fonçage supportant les instruments de mesure (manomètres, dynamomètres, ...) et les vérins de fonçage de l'appareil.

L'ancrage au sol est réalisé à l'aide de vis hélicoïdales ou parfois par un chargement de terre et d'eau. Le pénétromètre peut également être installé sur un camion.

- un fourreau métallique extérieur qui peut être foncé simultanément ou indépendamment de la pointe, (voir fig.4)
- un train de tiges intérieur au fourreau, sur lequel est fixée la pointe de l'appareil.

Dans le système à transmission hydraulique, il n'y a pas, en général, de fourreau extérieur.



— Position de la pointe correspondant aux différentes mesures.

d. Mode opératoire :

- Le pénétromètre est placé sur le point de reconnaissance.
- Le système tige-pointe est foncé lentement dans le terrain.
- La mesure de la résistance en pointe se fait tous les 20 à 25 cm, celle de la force globale de fonçage tous les 20, 25 à 50 cm. Ces mesures sont lues sur les manomètres équipant les vérins de fonçage, ou sur l'anneau dynamométrique.
- Certains appareils, relativement délicats et difficiles à manipuler, équipent certains modèles et fournissent une courbe continue de la résistance à la pénétration en fonction de la profondeur.
- L'appareil est enfoncé soit jusqu'à la profondeur désirée, soit jusqu'au refus (où la réaction maximale exercée par l'appareil ne permet plus l'enfoncement de la pointe).

e. Présentation des résultats pénétrométriques :
pénétrogrammes :

Pour détecter l'hétérogénéité d'un sol sur un site donné, il est nécessaire d'effectuer plusieurs essais. Pour tous les essais in situ, le nombre d'essais minimum est de 3, mais il peut être augmenté si les premiers résultats obtenus divergent.

En ce qui concerne l'essai de pénétration statique, les pénétrogrammes sont des diagrammes sur lesquels sont présentés les résultats de l'essai :

- en ordonnées, augmentant de haut en bas, sont représentées les profondeurs atteintes,
- en abscisses augmentant de gauche à droite, sont placées les résistances mesurées aux diverses profondeurs.

Le pénétrogramme comporte différentes courbes dont l'interprétation est très utile :

1. Force globale de fonçage.
2. Force P à appliquer sur la pointe seule pour obtenir son enfoncement.
3. De la courbe 2, on déduit la contrainte unitaire limite de pointe Rp à partir de la relation :
$$R_p = \frac{4 P}{\pi b^2}$$
où b : diamètre de la pointe.
4. Frottement latéral global limite Fl, cumulé sur la hauteur totale D du fût, on l'obtient en faisant la différence de la force globale de fonçage et de la force sur la pointe.
5. Frottement latéral unitaire limite Fl à une profondeur D donnée. Une valeur approximative de ce frottement peut être donnée par la courbe 3 ou par une mesure directe sur un manchon spécial.

Un praticien expérimenté peut avoir une première idée du niveau d'assise et du type de fondation à adopter par consultation des pénétrogrammes.

Néanmoins, il est nécessaire de connaître de façon précise la nature et l'épaisseur de la couche porteuse ainsi que les caractéristiques mécaniques des couches situées à quelques mètres de celle-ci pour choisir le niveau d'assise.

En effet, un choix précipité de celui-ci basé sur le fait que le refus a été obtenu à ce niveau peut causer de graves problèmes.

f. Description du pénétromètre utilisé :

Les pénétromètres hollandais Gouda sont des appareils fabriqués à Gouda par la goudsche Machinefabriek.

Les modèles les plus lourds sont montés sur un châssis remorquable dont l'ancrage au sol est assuré en général par des vis hélicoïdales. Les autres modèles sont disposés à l'arrière de véhicules tous terrains.

Ces pénétromètres sont tous à cône mobile et à transmission par tiges : la pointe conique a une section de 10 cm² et un angle au sommet de 60°.

Ces appareils comprennent donc trois éléments fondamentaux :

- le dispositif de chargement servant à transmettre les efforts,
- le matériel de pénétration : tubes, tiges, cône,
- le dispositif de mesure.

Le train de tubes externe étant immobile, la résistance en pointe est obtenue à une profondeur donnée par enfoncement de la pointe seule au moyen du train de tiges interne dont elle est solidaire.

Le frottement latéral peut être déterminé par différence entre la résistance totale et la résistance en pointe ou mesuré directement sur une faible longueur au-dessus de la pointe à l'aide du manchon de frottement latéral.

g. Caractéristiques mesurées :

Deux principales caractéristiques sont déduites de cet essai ; la résistance en pointe et le frottement latéral.

La résistance en pointe R_p représente la résistance unitaire limite du sol sous la pointe. Réellement, on mesure un effort de pointe P lié à la conception de l'appareil et on admet que :

$$R_p = \frac{P}{S}$$

où S est la section droite de la pointe : $S = 10 \text{ cm}^2$.

$$F_l = \frac{\text{effort total d'enfoncement} - \text{effort de pointe}}{\text{section latérale (150 cm}^2\text{)}}$$

Ces caractéristiques sont représentées sur les diagrammes de pénétration statique montrant ainsi l'hétérogénéité verticale du sol et permettant de déterminer les couches pouvant être considérées comme porteuses.

Au terme de ces résultats, on définit un rapport : frottement latéral sur résistance de pointe appelé "Friction ratio" :

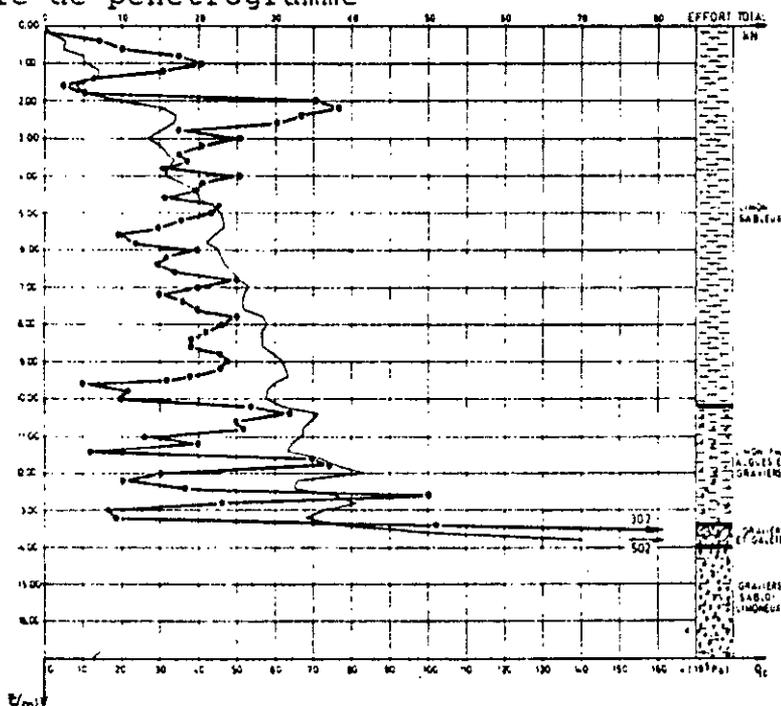
$$Fr = \frac{F_l}{R_p} (\%).$$

Ce facteur permet de classer les sols suivant leur nature : selon G. Sauglerat, on a : [3]

<u>Nature du sol</u>	<u>R_p (bars)</u>	<u>Fr = F_l/R_p (%)</u>
argile	R _p <8	Fr>3%
silt sableux	4<R _p <30	1<Fr<7%
limons	7<R _p <20	1,5<Fr<5%
silt argileux	4<R _p <50	1<Fr<2,5%
sables	R _p >15	Fr<2,5%
sables argileux	8<R _p <40	1<Fr<5%
sables argileux	3<R _p <60	0,5<Fr<8%
graviers silteux	R _p >20	Fr<2%
graviers argileux	R _p >10	Fr<5%

L'examen des pénétrogrammes est riche d'enseignements car il permet d'embrasser d'un seul coup d'oeil toutes les particularités du sol et de fixer approximativement le type et le niveau des fondations.

Exemple de pénétrogramme



N.B. Il faut être prudent lorsque les termes de pointe ont une valeur élevée. En effet, au voisinage de la limite de l'appareil, les mesures n'ont pas une grande signification.

h. Détermination de la cohésion non drainée à partir de la résistance de pointe Rp :

Dans une argile purement cohérente saturée, l'expression classique du terme de pointe prend la forme :

$$R_p = C_u N_c + Y D (*)$$

d'où
$$C_u = \frac{R_p - Y D}{N_c}$$

La relation (*) montre que Rp croît linéairement en fonction de D, alors que les essais montrent que Rp reste à peu près constante à partir d'une certaine profondeur.

Il est donc préférable d'appliquer les relations expérimentales dénuées de bases théoriques.

- . $C_u = R_p/10$: pour une pointe rigoureusement conique.
- . $C_u = R_p/20$: pour une pointe hollandaise (prolongée par une jupe).

A.5. EVALUATION DE LA CAPACITE PORTANTE DES FONDATIONS SUPERFICIELLES A PARTIR DES ESSAIS PENETROMETRIQUES : [3]

1. Sable purement frottant :

En terrain purement frottant, l'interprétation d'un essai de pénétration statique à partir des formules classiques se heurte à des difficultés théoriques. Le terme de pointe doit être considéré comme une caractéristique quasi intrinsèque du sol, l'utilisation de règles et de formulations nouvelles plus empiriques que théoriques s'impose.

a. Méthode de l'Herminier :

On applique la formule classique :

$$q_1 = 1/2 Y B N_Y + Y D N_q$$

Les valeurs de N_Y et N_q sont données en fonction de l'angle de frottement interne ϕ que l'on peut déduire du terme (Rp).

La contrainte admissible est obtenue en appliquant un facteur de sécurité $F_s=3$ à la contrainte limite q_1 .

- Règle pratique de l'Herminier :

Pour des semelles usuelles encastrees d'au moins un metre dans un terrain sableux, on peut determiner le taux de travail admissible par la formule :

$$q_{adm} = \frac{R_p}{10} .$$

b. Methode de Meyerhoff :

On part de la formule classique :

$$q_1 = 1/2 \gamma B N_Y + \gamma D N_q .$$

$$q_1 = 1/2 \gamma B N_Y \left(1 + \frac{2N_q D}{N_Y B} \right) .$$

Meyerhoff remarque que $\frac{2N_q}{N_Y} > 1$ et propose d'ecrire dans le sens de la securite :

$$q_1 = q_0 (1 + D/B) .$$

ou

$$q_0 = 1/2 \gamma B N_Y .$$

q_0 : contrainte limite de rupture pour une fondation rigoureusement superficielle.

On peut admettre approximativement que :

$$q_0 = R_p \frac{B}{12} \quad (B \text{ en m}) .$$

donc :

$$q_{adm} = R_p \frac{B}{12} (1 + D/B) .$$

Il est a noter que si B est superieur a 1,2 m, pour eviter un tassement differentiel, il faut avoir :

$$q_{adm} < R_p/40 .$$

2. Argile purement coherente :

On peut estimer un ordre de grandeur de la cohesion a partir du terme de pointe par les relations suivantes :

- pointe conique : $C_u = \frac{R_p - P' \sigma}{10} .$

- pointe hollandaise : $Cu = \frac{Rp - P'o}{20}$.

P'o : contrainte effective verticale au niveau de la pointe.

Pour une semelle continue rigoureusement superficielle, la contrainte de rupture est donnée par :

$$q = Cu Nc \text{ avec } Nc = \pi + 2 = 5,14.$$

On peut alors écrire :

- pointe conique : $q = 5,14 \frac{Rp - P'o}{10} = \frac{Rp - P'o}{2}$.

- pointe hollandaise : $q = 5,14 \frac{Rp - P'o}{20} = \frac{Rp - P'o}{4}$.

Avec un coefficient de sécurité $Fs=3$, le taux de travail admissible sera donc :

$$q_{adm} = \frac{Rp - P'o}{6} \text{ pour une pointe conique.}$$

$$q_{adm} = \frac{Rp - P'o}{12} \text{ pour une pointe hollandaise.}$$

L'analyse expérimentale propose d'utiliser finalement les formules suivantes :

- pointe conique : $q_{adm} = \frac{Rp - P'o}{10}$.

- pointe hollandaise : $q_{adm} = \frac{Rp - P'o}{12}$ à $\frac{Rp - P'o}{15}$.

A.6. EVALUATION DE LA CAPACITE PORTANTE DES FONDATIONS

PROFONDES A PARTIR DES ESSAIS PENETROMETRIQUES : [3]

1. Terme de pointe :

Le pénétromètre étant un pieu en modèle réduit, on serait tenté de déduire directement d'un essai de pénétration statique la capacité portante d'un pieu réel.

Les méthodes théoriques classiques faisant intervenir l'angle de frottement interne déduit de R_p ne sont pas applicables, il faut faire appel à des règles empiriques plus réalistes puisque basées sur l'expérience.

Les analyses proposées par De Beer, l'Herminier montrent que l'on peut attribuer au pieu le même terme de pointe que celui mesuré au pénétromètre statique.

En pratique, on déterminera une valeur moyenne R_p de la résistance de pointe pénétrométrique à partir des méthodes de Begemann pour les sables compacts et de Van Der Veen pour les sables moyens, les limons et les argiles et on appliquera à cette valeur moyenne un coefficient correctif K pour obtenir la contrainte limite sous la pointe du pieu :

$$q_l - YD = K (R_p - YD).$$

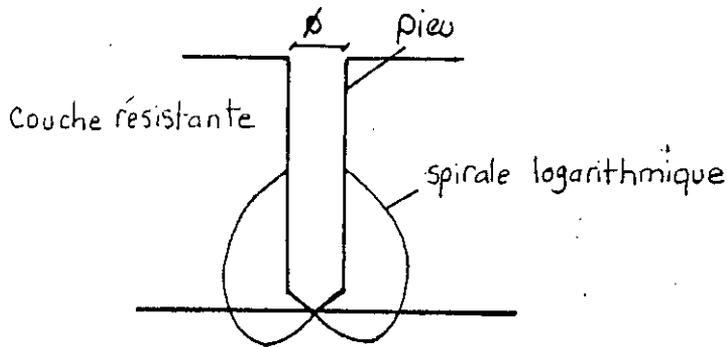
Compte tenu de l'ignorance relative des phénomènes et du caractère assez sommaire de l'essai, une valeur unique a été proposée par Cassan :

$$K = 0,75.$$

Et le terme de pointe admissible sera obtenu par application d'un coefficient de sécurité égal à 3 sur la valeur limite ainsi déterminée et égal à 2 sur le frottement latéral.

a. Méthode de Begemann :

Cette méthode est basée sur des lignes de rupture en forme de spirales logarithmiques. Le terme de pointe d'un pieu est alors égal au terme de pointe du pénétromètre, si la fiche du pieu dans la spirale logarithmique est totalement située dans cette couche.



Dans le cas très courant d'une couche molle surmontant le terrain résistant, Begemann fait remarquer que lorsque le pieu atteint l'horizon résistant, son terme de pointe est conditionné pour moitié par la résistance du terrain supérieur et pour moitié par la résistance du terrain inférieur.

Le terme de pointe à la limite des deux couches :

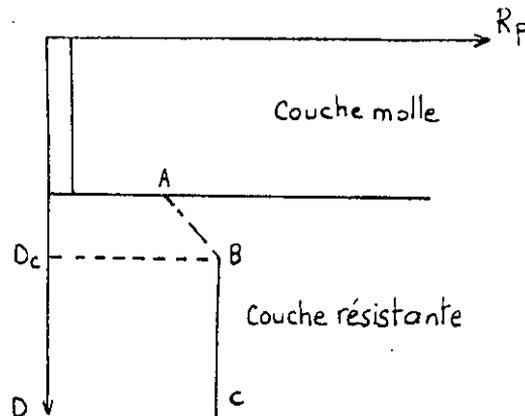
$$R_p = \frac{R_{p1} + R_{p2}}{2}$$

R_{p1} : terme de pointe dans la couche supérieure.

R_{p2} : terme de pointe dans la couche inférieure.

On obtient donc un premier point A de la courbe de pénétration du pieu (à la limite des deux couches).

Un deuxième point B sera situé à une profondeur dans la couche résistante égale à la profondeur critique du pieu donnée par la spirale logarithmique. Cette profondeur est de l'ordre de 100 pour les terrains moyens et peut atteindre 220 pour les milieux serrés, d'où la courbe de pénétration dans la couche résistante.



On a ainsi la valeur du terme de pointe pour n'importe quelle profondeur. Pour une profondeur M , $R_p = MM'$.

Toutefois, Begemann donne la règle pratique suivante :

Le terme de pointe d'un pieu fiché dans une couche résistante homogène infiniment épaisse surmontée d'une couche molle est :

$$R_p = \frac{R_{p1} + R_{p2}}{2}$$

R_{p1} : Moyenne arithmétique des termes de pointe du pénétromètre mesurés sur une distance de 8ϕ au-dessus de la base du pieu réel.

R_{p2} : Moyenne arithmétique des termes de pointe mesurés au-dessous de la base du pieu réel sur une distance de $3,5 \phi$.

Quand la couche résistante repose elle même sur une formation plus faible, il se peut que les lignes de glissement pénètrent dans cette couche faible.

Dans ce cas il est recommandé de calculer R_{p2} par la formule suivante :

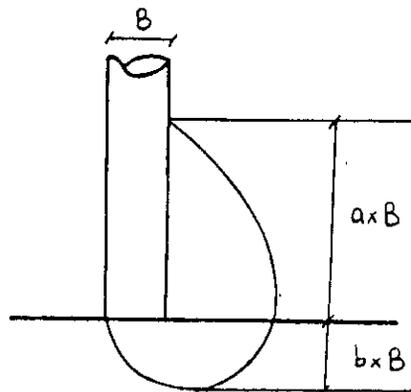
$$R_{p2} = \frac{1}{2n} (n R_{pn} + \sum_1^n R_{pi})$$

où R_{pi} désigne le terme de pointe mesuré au pénétromètre à des intervalles égaux sur une distance de $3,5 \phi$ au dessous de la base du pieu.

On prendra $F_s = 3$.

b. Méthode de Van Der Veen :

Van Der Veen fait l'hypothèse que les surfaces de glissement atteignent une profondeur de $Bx\phi$ au dessous de la pointe et recoupent le fût à une hauteur de $ax\phi$ au-dessus :



Le terme de pointe du pieu est obtenu en prenant la moyenne des termes de pointe mesurés au pénétromètre sur une distance de $a\phi$ au-dessus de la pointe et $b\phi$ au-dessous :

$$R_p = \frac{1}{(a+b)\phi} \int_{-b\phi}^{a\phi} R_p(z) dz .$$

à la suite d'une série d'essais Van Der Veen a trouvé que b variait entre 1 et 2 et a entre 1,5 et 12.

Il est recommandé d'adopter :

$$b = 1 , a = 3,75 \quad [3].$$

2. Frottement latéral:

La plupart des pénétromètres modernes permettent de mesurer le frottement latéral sur manchon, on pourrait être alors tenté d'appliquer directement au pieu réel les résultats bruts de cette mesure. Mais il faut remarquer qu'il n'y aura analogie que pour les pieux dont l'état de surface est comparable à celui du manchon, c'est-à-dire pour les pieux battus préfabriqués. Dans le cas de pieux forés ou de pieux battus moulés en place, on risque d'être un peu pessimiste.

Par ailleurs, il est vraisemblable qu'un effet d'échelle puisse également intervenir. C'est pourquoi on devra s'appuyer sur des constatations expérimentales pour dégager des règles pratiques de calcul.

On retiendra les règles pratiques suivantes qui permettent une approche correcte du frottement latéral limite du pieu.

Sables et graviers ou sables compacts : $f = R_p/150$.

Limons et sols intermédiaires : $f = R_p/60$ ou $f = 0,75 f_s$.

Sables moyens : $f = R_p/100$ ou $f = f_s$.

Argiles : $f = R_p/50$ ou $f = 0,5 f_s$.

On optera, pour un coefficient de sécurité $F_s = 2$ pour obtenir le frottement latéral admissible :

$$Q_{fr} = \frac{T D}{F_s} \sum_1^D h_{ifi} .$$

3. Evaluation de la profondeur critique D_c :

On prendra comme profondeur critique d'ancrage dans la couche résistante $D = D_c = 8\phi$.

où ϕ : diamètre du pieu.

A.7. STANDARD PENETRATION TEST (SPT) : [3]

1. Généralités :

Devant la difficulté d'obtenir des échantillons non remaniés dans les sables sans cohésion, les américains ont cherché à utiliser les renseignements fournis lors du battage d'un carottier au fond d'un forage.

A l'heure actuelle, ce sont essentiellement le matériel et le mode d'exécution pour lesquels Terzaghi avait manifesté un si grand intérêt en 1925, qui sont les plus répandus.

Les carottiers présentent les caractéristiques suivantes :

- longueur : 813 mm ;
- diamètre extérieur : 51 mm ;
- diamètre intérieur : 35 mm ;
- poids total : 70N.

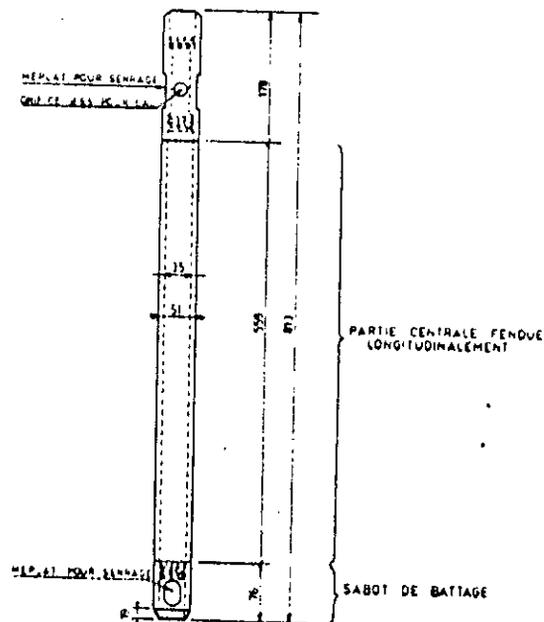


FIG. 1
S.P.T. — Carottier

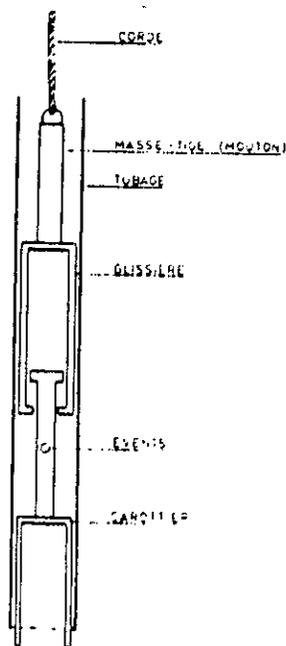


FIG. 2 — Principe de la glissière de battage S.P.T.

Le carottier est battu sous énergie constante avec un mouton en chute libre de 633N et une hauteur de chute de 76,2 cm.

Actuellement, cet essai est réalisé à toutes les profondeurs, en fixant le carottier sur un train de tiges que l'on bat en tête alors qu'à l'origine, il n'était possible qu'en surface.

D'une manière générale, l'essai s'exécute de la façon suivante :

- après avoir nettoyé très soigneusement le fond du forage, on met en place le carottier et on le bat de 15 cm afin d'éliminer la zone superficielle partiellement remaniée,
- on poursuit le battage en comptant le nombre N_1 de coups de mouton nécessaire pour enfoncer le carottier de 15cm puis le nombre N_2 nécessaire pour l'enfoncer de 15 autres centimètres :

$$\text{d'où } N = N_1 + N_2.$$

Cette façon de procéder, en deux phases, permet une meilleure connaissance du sol.

Les valeurs de N obtenues doivent être corrigées d'une manière purement empirique.

Dans les sables saturés très fins ou limoneux, lorsque la valeur de N est supérieure à 15,

Terzaghi et Peck recommandent de prendre comme valeur corrigée :

$$N' = 15 + \frac{N-15}{2}$$

Cette correction traduit un affaiblissement de la résistance au cisaillement sous l'effet des pressions interstitielles qui se développent lors du battage.

Certains auteurs conseillent une correction de profondeur (influence du poids des terres sur N) :

$$N_{\text{corrigée}} = N \cdot \frac{350}{70 + YD}$$

avec Y densité apparente du sol (kN/m³).

N.B.: sous la nappe, on prend Y' (densité déjaugée).

N : valeur mesurée à une profondeur D(m).

Il est à noter que le S.P.T. permet de prélever des échantillons remaniés.

2. Interprétation :

Terzaghi et Peck ont proposé pour le sable un tableau de correspondance entre N et la densité relative Dr.

Cette correspondance est basée principalement sur de nombreux essais :

$$Dr = \frac{e_{\text{max}} - e}{e_{\text{max}} - e_{\text{min}}} \times 100.$$

$$Dr = \frac{Y_{\text{max}}}{Y} \cdot \frac{Y - Y_{\text{min}}}{Y_{\text{max}} - Y_{\text{min}}}$$

e : indice des vides.

Y : densité apparente du sable.

Cette correspondance est traduite sur la figure jointe en annexe [annexe 5 fig.1].

Les relations servant à la détermination de l'angle de frottement interne ϕ à partir de N, toutes empiriques et expérimentales, ont été mises sous forme

de graphique [annexe 5 fig.2].

Néanmoins, les valeurs obtenues sont une estimation assez grossière de l'angle de frottement interne étant donné que les essais sont réalisés sur des échantillons très remaniés (prélevés par le S.P.T.).

Remarques :

1. L'angle de frottement interne des couches n'ayant pas pu être déterminé au laboratoire, nous utiliserons dans les calculs à partir des essais au laboratoire les valeurs obtenues à partir du S.P.T.
2. Le S.P.T. ne devrait être utilisé que dans les terrains à prédominance sableuse et à la limite dans les limons.

B - ANALYSES ET ESSAIS DE LABORATOIRE

B.1. INTRODUCTION : [5]

Les analyses et essais effectués au laboratoire permettent d'identifier et de classer un sol. On distingue plusieurs types d'analyses nous donnant à des degrés différents des informations sur le sol à étudier.

1. Description visuelle de l'échantillon :

Elle permet de définir qualitativement un matériau en fonction des éléments suivants : consistance, couleur, odeur, texture, dimension des grains.

2. Analyses physiques :

Ces analyses permettent de définir les caractéristiques physiques des différentes phases constituant l'échantillon ainsi que la contribution de chacune d'elle dans la résistance mécanique du sol. On mesure ainsi la teneur en eau w , le poids spécifique γ_h , celui de la phase solide γ_s , la répartition granulométrique des éléments et les limites d'Atterberg.

3. Essais mécaniques :

Ces essais permettent d'obtenir les caractéristiques intrinsèques du sol (cohésion, angle de frottement interne, coefficient de gonflement...).

On distingue, parmi les différents essais mécaniques, les essais suivants qui ont été réalisés sur les échantillons apportés du site étudié :

- Essai de compressibilité oedométrique.
- Essai de cisaillement direct.
- Essai de cisaillement triaxial.

* Représentativité des échantillons :

Les essais effectués au laboratoire sont réalisés sur des échantillons prélevés dans le sol à étudier. Ces échantillons doivent être rigoureusement représentatifs de l'horizon étudié du point de vue composition mais aussi du point de vue comportement mécanique.

On doit donc veiller à ce que l'échantillon soit modifié le moins possible par les diverses opérations qui le conduisent du site à l'appareil de mesure en laboratoire. On parle ainsi d'échantillons intacts et d'échantillons remaniés.

1 - Echantillon remanié :

Pour ce genre d'échantillon, il n'y a que la représentativité de la composition minéralogique qui est respectée.

2 - Echantillon intact :

Pour que l'échantillon soit représentatif de l'horizon géologique, on doit veiller à ce qu'il soit dans un état identique à celui qu'il possédait avant prélèvement, c'est à dire dans le sol.

Ceci est directement lié aux techniques de sondages utilisées.

Il est à noter que plus le diamètre de l'outil de prélèvement est grand, plus le remaniement de l'échantillon est faible.

* Représentativité des essais :

Les essais au laboratoire permettent d'obtenir des résultats très fiables dans les cas où le mode opératoire prescrit a été rigoureusement respecté.

Toutefois, il est nécessaire de tenir compte de la représentativité de l'échantillon traité par rapport à l'horizon géologique dont il a été extrait.

B.2. DETERMINATION DES CARACTERISTIQUES PHYSIQUES D'UN SOL : [4],[5],[13-2]

a. Teneur en eau du sol :

La teneur en eau w d'un sol se détermine, par convention, par la dessiccation d'un échantillon à une température égale à 105°C pendant un temps suffisant pour que son poids demeure constant. Cet essai est réalisé sur des échantillons intacts.

b. Poids spécifiques d'un sol :

Le sol étant constitué de plusieurs phases, plusieurs poids spécifiques sont déterminés :

- Poids spécifique du sol humide : Y_h

$Y_h = (\text{poids humide du sol}) / (\text{volume total du sol}).$

$Y_h = P_h / V.$

- Poids spécifique du sol sec : γ_d

$\gamma_d = (\text{poids sec du sol}) / (\text{volume total du sol})$.

$\gamma_d = P_s / V$.

Ce terme peut être employé pour caractériser l'état de compacité du sol :

- Sol lâche : $\gamma_d < 1,6 \text{ t/m}^3$.
- Sol dense : $1,6 \text{ t/m}^3 < \gamma_d < 1,8 \text{ t/m}^3$.
- Sol très dense : $\gamma_d > 1,8 \text{ t/m}^3$.

- Poids spécifique des grains solides : γ_s

$\gamma_s = (\text{poids sec du sol}) / (\text{volume des grains solides})$.

$\gamma_s = P_s / V_s$.

- Poids spécifique du sol déjaugé : γ'

$\gamma' = \gamma_h - \hat{\gamma}_w$.

où γ_w est le poids spécifique de l'eau.

c. Analyse granulométrique d'un sol :

L'analyse granulométrique permet de classer les grains constitutifs d'un sol.

Elle est réalisée :

- Par tamisage pour les grains de diamètre supérieur à 0,1mm.
- Par sédimentation pour les grains de diamètre inférieur à 0,1mm.

c1. Principe de l'analyse par tamisage :

Il s'agit de faire passer un échantillon à travers une série de tamis pour séparer les grains en fonction de leur grosseur.

On calcule le pourcentage de refus sur chaque tamis rapporté au poids total sec. Les pourcentages ainsi obtenus sont portés sur un diagramme approprié avec en abscisses le diamètre des tamis et en ordonnées les pourcentages de refus cumulés. Ce diagramme est la courbe granulométrique du sol considéré.

c2. Analyse par sédimentométrie :

Elle est réservée aux grains les plus fins dont le diamètre est inférieur à 0,1mm.

Cela consiste à laisser une suspension de sol se déposer au fond d'une éprouvette pleine d'eau. Plus les grains sont fins, plus la vitesse de décantation

est lente (loi de Navier-Stokes sur la vitesse "v" de chute de billes sphériques dans l'eau).

La mesure de la densité de la suspension à des intervalles de temps variables permet de calculer la proportion de grains de chaque diamètre. On peut ainsi compléter la courbe granulométrique.

d. Limites d'Atterberg :

d1. But :

Les limites d'Atterberg ont pour rôle d'évaluer le comportement des sols fins (sols cohérents).

Ces sols ont des propriétés qui varient fortement avec la quantité d'eau qu'ils contiennent.

d2. Principe :

En faisant varier la teneur en eau d'un échantillon de sol fin, on peut l'amener à trois étapes différentes caractérisées par :

- Une limite de liquidité w_l :
C'est la teneur en eau au dessus de laquelle le sol s'écoule comme un liquide.
- Une limite de plasticité w_p :
C'est la teneur en eau correspondant au passage de l'état plastique à l'état solide.
- Une limite de retrait w_s :
C'est la teneur à partir de laquelle le sol cesse de diminuer de volume en séchant.

d3. Etude théorique :

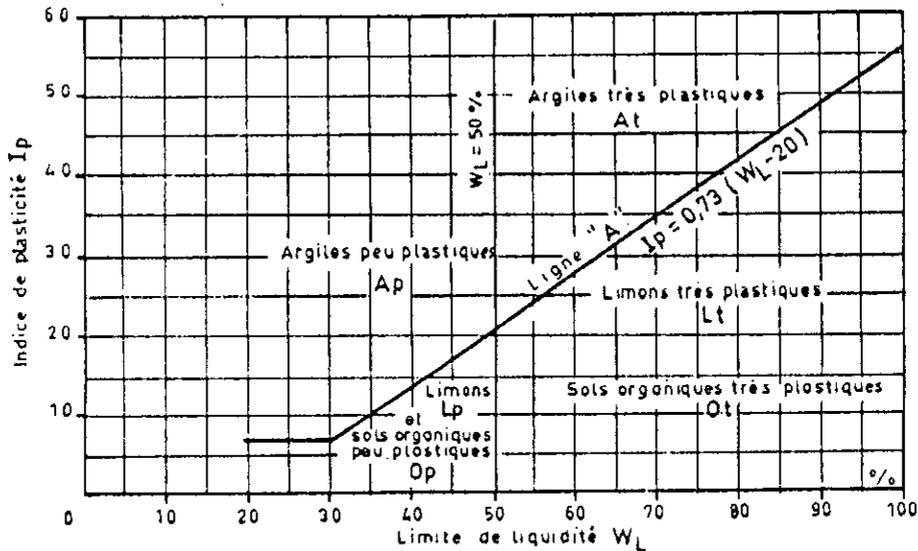
A partir des différentes valeurs de la teneur en eau w , w_l , w_p , on détermine plusieurs indices permettant de caractériser le sol.

* Indice de plasticité :

Cet indice mesure l'étendue du domaine de plasticité du sol. Il s'exprime par la relation :

$$I_p = w_l - w_p.$$

On peut, connaissant la limite de liquidité et l'indice de plasticité d'un sol, le classer en utilisant l'abaque de Casagrande.



Symboles U.S.C.S.

L_p = Limons peu plastiques	ML
O_p = Sols organiques peu plastiques	OL
A_p = Argiles peu plastiques	CL
L_t = Limons très plastiques	MH
O_t = Sols organiques très plastiques	OH
A_t = Argiles très plastiques	CH

* Indice de consistance :

Il est défini par :

$$I_c = (w_l - w) / I_p.$$

Cet indice permet de donner une idée sur l'état du sol :

- Si $I_c > 1$, le sol est à l'état solide.
- Si $0 < I_c < 1$, le sol est à l'état plastique.
- Si $I_c < 0$, le sol est à l'état liquide.

B.3. DETERMINATION DES CARACTERISTIQUES MECANQUES D'UN SOL : [5]

a. Cohésion et angle de frottement interne - (Essais de cisaillement) :

a1. Notion d'équilibre limite :

L'équilibre limite d'un sol est défini par le passage de l'état élastique à l'état plastique, on passe ainsi au domaine des grandes déformations irréversibles, et donc au domaine de la rupture.

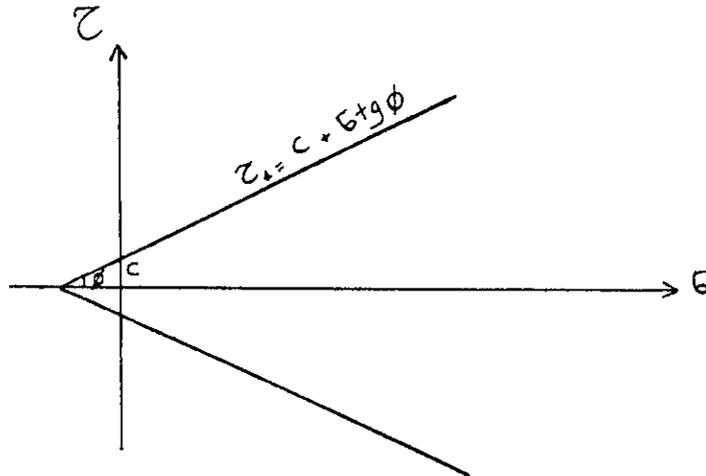
L'équation caractéristique de cet équilibre est la suivante :

$$\tau_f = c + \sigma' \operatorname{tg} \phi .$$

où τ_f est la résistance au cisaillement du sol considéré pour une contrainte normale appliquée sur la facette de glissement.

c est la cohésion du sol.

ϕ est l'angle de frottement interne du milieu.



a2. But de l'essai :

Le but de l'essai est de mesurer la résistance au cisaillement sous contrainte normale et d'en déduire les caractéristiques du sol c et ϕ .

Il est à noter que si c et ϕ sont connus, on peut aisément calculer la résistance au cisaillement τ_f .

On distingue plusieurs types d'appareils de cisaillement dont :

- l'appareil triaxial.
- l'appareil de cisaillement rectiligne (boîte de Casagrande).

* Essai de cisaillement rectiligne (boîte de Casagrande) :

La boîte de cisaillement est destinée aux essais de cisaillement rectiligne. Dans ces essais, le plan de rupture de l'échantillon est imposé, défini par le contact des deux demi-boîtes, il est donc horizontal.

i. Principe :

L'éprouvette est rompue par cisaillement à vitesse contrôlée, la contrainte normale restant constante durant l'essai.

On distingue différentes conditions d'essai :

- Essai consolidé drainé : CD.

- Essai consolidé non drainé : CU.
- Essai non consolidé non drainé : UU.

Il est possible, grâce à cet essai, de tracer la courbe effort de cisaillement en fonction de la déformation horizontale ϵ_h (figure 1).

Deux valeurs remarquables de la résistance au cisaillement apparaissent sur cette courbe :

- Une valeur τ_{max} observée pour de faibles déformations.
- Un palier correspondant à de grandes déformations.

Chacune de ces valeurs peut être utilisée pour tracer la droite de Coulomb, le choix dépend du critère de rupture utilisé.

Considérons la rupture sous τ_{max} :

On obtient pour les trois essais effectués trois points (σ_1, τ_{1max}) , (σ_2, τ_{2max}) , (σ_3, τ_{3max}) .

Connaissant trois points (trois états de contraintes à la rupture), on peut tracer la droite de Coulomb d'équation :

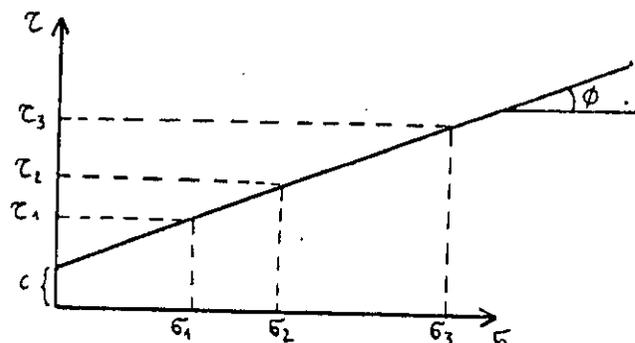
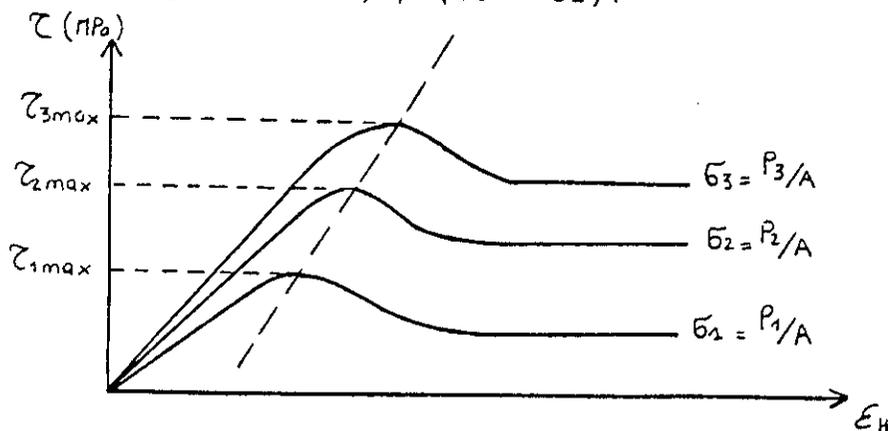
$$\tau_f = \sigma_f \operatorname{tg} \phi + c.$$

La courbe intrinsèque (supposée droite) est ainsi obtenue : droite de Mohr-Coulomb (figure 2).

On peut donc en déduire les caractéristiques du sol c et ϕ .

c est l'ordonnée à l'origine.

$$\phi = \arctg (\tau_3 - \tau_2) / (\sigma_3 - \sigma_2).$$



ii. Inconvénients de l'essai à la boîte :

- Pas de contrôle du drainage, on ne peut donc l'utiliser que pour des conditions drainées sauf si la vitesse de cisaillement est très grande.
- Le plan de rupture est imposé (ne reflète pas la réalité).
- La concentration des contraintes aux frontières de l'échantillon est un défaut du test (contraintes non uniformes dans l'échantillon).
- Rotation non contrôlée des plans principaux entre le début du test et l'état de rupture.

Néanmoins, cet essai est rapide, simple et son coût est peu élevé par rapport à l'essai triaxial.

* Essai triaxial :

i. Définition des contraintes :

Soit la contrainte normale agissant sur une facette quelconque de l'échantillon. Cette contrainte se décompose en deux termes :

$$\sigma = \sigma' + U.$$

avec σ' : contrainte effective supportée par le squelette solide.

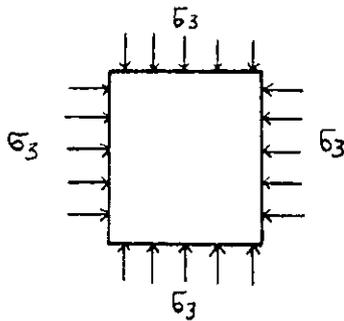
U : contrainte reprise par la phase liquide plus connue sous le nom de pression interstitielle.

ii. Mode d'application des contraintes :

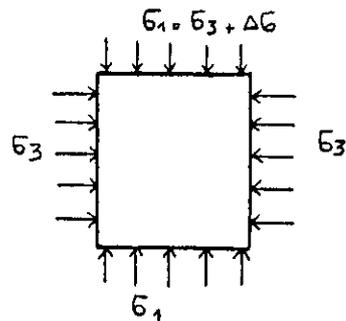
On distingue deux étapes d'application des contraintes.

Dans un premier temps, on applique une compression hydrostatique correspondant à un champ de contraintes sphérique ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$).

On appliquera par la suite une charge axiale $\sigma_3 + \Delta\sigma$ qui crée un champ de contraintes déviatorique appelé déviateur.



1ère étape



2ème étape

iii. Différents types d'essais :

1. Essai consolidé drainé CD :

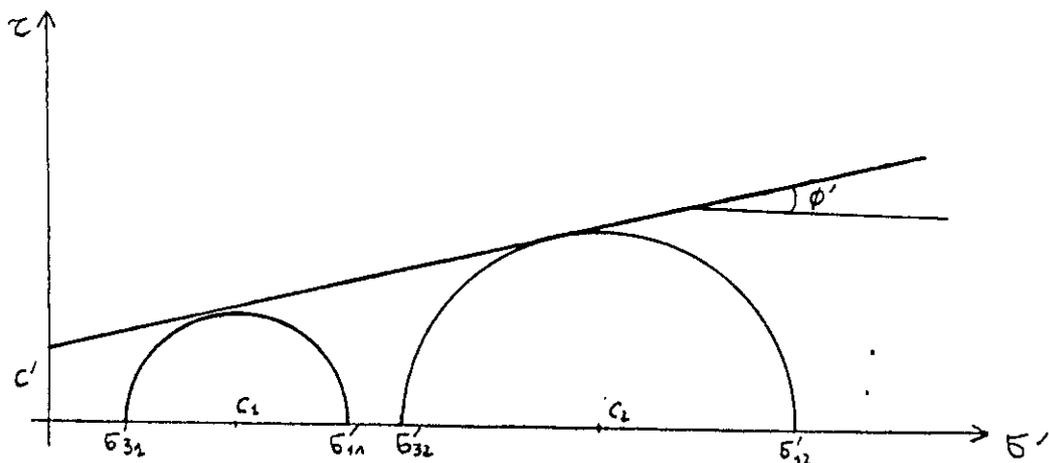
L'éprouvette est d'abord consolidée sous la contrainte sphérique $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ jusqu'à la dissipation de la pression interstitielle ($U = 0$).

Le déviateur est ensuite appliqué lentement pour éviter qu'une nouvelle pression interstitielle se manifeste en cours d'application.

Les caractéristiques du sol mesurées sont des caractéristiques à long terme étant donné que durant tout l'essai, il n'y a que le squelette solide qui s'oppose au cisaillement ($U = 0$). On travaillera donc en contraintes effectives.

$$\tau_f = c' + \sigma' \operatorname{tg} \phi'$$

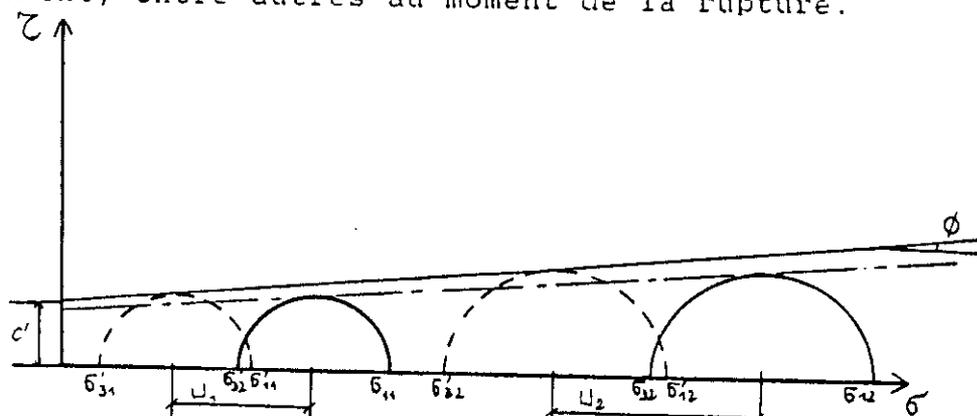
Pour les sols non cohésifs, $c' = 0$.



2. Essai consolidé non drainé CU :

On commence d'abord par consolider l'éprouvette sous une contrainte sphérique $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ jusqu'à ce que la pression interstitielle s'annule.

On applique ensuite le déviateur qui fait naître une pression interstitielle au sein de l'échantillon en cours d'essai. Cet essai permet de connaître les caractéristiques effectives du sol étant donné que l'appareil est équipé d'un dispositif permettant de mesurer la pression interstitielle à tout moment, entre autres au moment de la rupture.

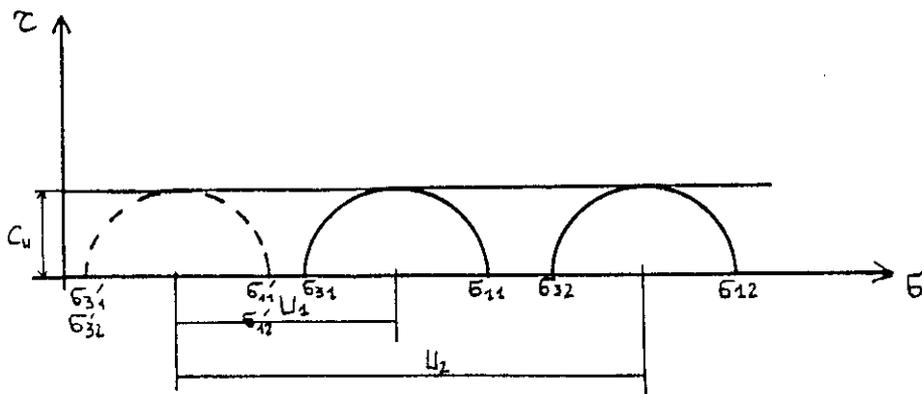


3. Essai non consolidé non drainé UU :

L'échantillon est soumis, en premier lieu, à une pression sphérique σ_3 en maintenant le drainage fermé (sans consolidation). On applique ensuite le déviateur, tout en maintenant le drainage fermé, jusqu'à la rupture.

Il est à noter que lorsque le déviateur est appliqué, ce dernier est supporté par la pression interstitielle ; les contraintes effectives reprises par le squelette solide sont donc les mêmes.

Ceci explique que, si on trace les cercles de Mohr correspondant à ces ruptures, un seul cercle en contraintes effectives peut être tracé.



Cet essai ne nous permet pas de tracer la courbe intrinsèque du milieu qui n'est définie qu'en contraintes effectives.

En contraintes totales, l'enveloppe des cercles de Mohr à la rupture est une droite parallèle à l'axe des abscisses et d'ordonnée à l'origine égale à :

$$\tau_f = c_u.$$

c_u étant la cohésion non drainée.

On dira que l'essai UU est un essai à court terme.

b. Compressibilité d'un sol - Essai oedométrique :

b.1. Principe de l'essai oedométrique :

L'essai oedométrique consiste à étudier, en laboratoire, la déformation verticale provoquée par la modification de l'état d'équilibre de la structure d'un sol sous une charge appliquée en surface.

L'essai s'effectue dans certaines conditions précises :

- saturation de l'échantillon,
- drainage vertical,
- frettage latéral.

Le tassement de l'échantillon obtenu sous charge est dû :

- à une expulsion d'eau intersticielle,
- et éventuellement à un nouvel arrangement des grains.

Ceci provoque un serrage du squelette solide du milieu. On dit que "le matériau se consolide". On suppose que la compressibilité propre des grains et celle de l'eau sont négligeables.

Le processus de consolidation se fait comme suit :

- Application d'une charge $\sigma \Rightarrow$ surpression locale de l'eau intersticielle $\Delta U \Rightarrow$ gradient hydraulique \Rightarrow écoulement et expulsion d'eau \Rightarrow serrage des grains. La charge est donc progressivement reprise par le squelette solide. Une fois le report de la charge sur le squelette terminé, $\Delta U = 0$.

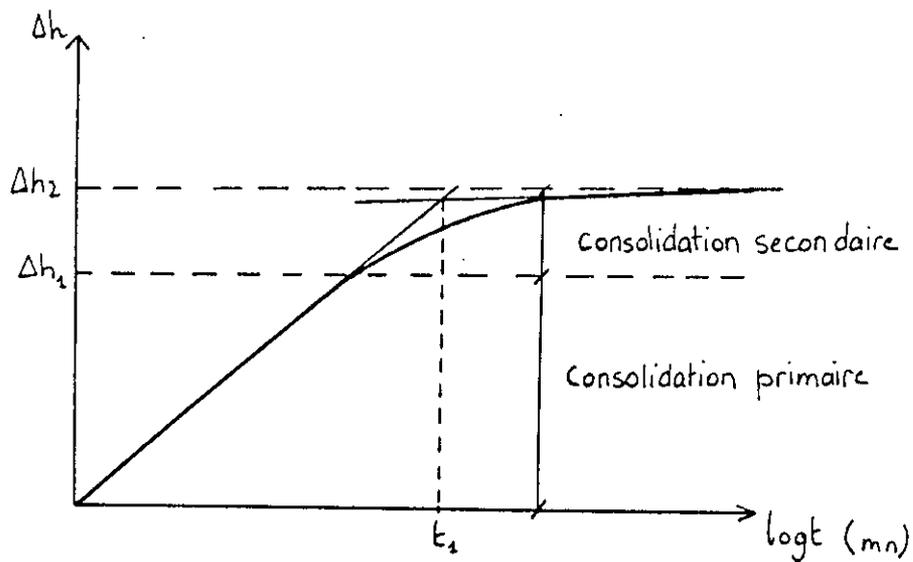
Ceci concerne la consolidation primaire du milieu.

- La charge reprise entièrement par le squelette solide peut éventuellement provoquer des tassements relativement faibles par rapport aux tassements cités plus haut (consolidation primaire).

Ils correspondent à la consolidation secondaire (fluage du squelette solide).

Ces phénomènes sont représentés sur une courbe dite courbe de consolidation.

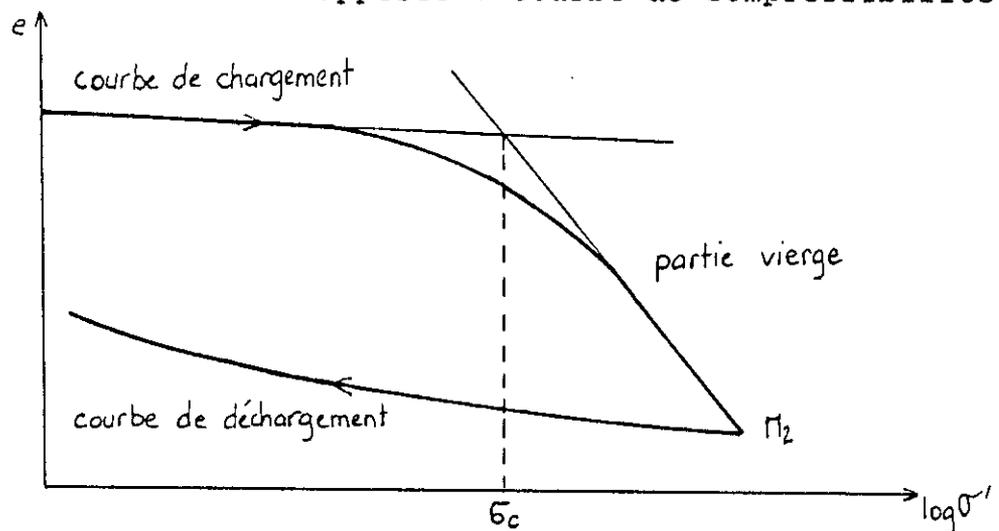
En abscisses est porté le logarithme du temps de consolidation t et en ordonnées le tassement Δh correspondant.



t_1 : temps correspondant à la fin de la consolidation primaire.

On peut éventuellement représenter les résultats sur la courbe $e=f(\log \sigma)$, où e représente l'indice des vides.

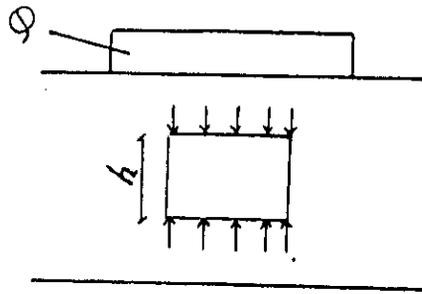
Cette courbe est appelée : courbe de compressibilité.



Etude de la courbe de compressibilité oedométrique $e=f(\log \sigma)$:

Les valeurs d'indice des vides e sont calculées à partir de la mesure des tassements.

Considérons un petit élément d'une couche d'épaisseur h et de surface unité soumise à une surcharge Q .



La diminution de volume du petit élément due à la consolidation se traduit par une diminution de l'épaisseur.

$$V = 1 \times H = H.$$

$$\Delta V = 1 \times \Delta H = \Delta H.$$

$$\frac{\Delta V}{V} = \frac{\Delta H}{H}.$$

$$V = V_s + V_v \text{ et } \Delta V = \Delta V_s + \Delta V_v.$$

or $\Delta V_s = 0$ (les grains solides sont incompressibles).

$$\text{d'où } \Delta V = \Delta V_v \quad \text{et} \quad e = \frac{V_v}{V_s} \quad \text{d'où}$$

$$\Delta V_v = V_s \Delta e.$$

on en déduit :

$\frac{\Delta H}{H} = \frac{\Delta V_v}{V} = \frac{\Delta e}{1+e}$
--

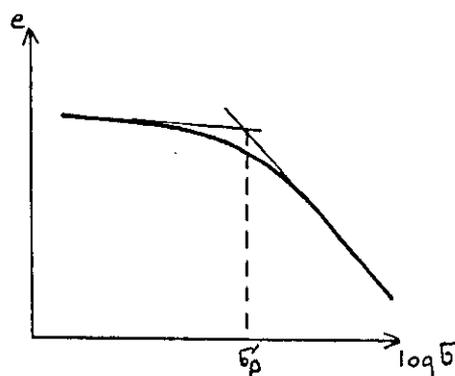
b.2. Interprétation de l'essai :

On procède au tracé des courbes de compressibilité et de consolidation afin de recueillir des indications sur l'histoire du sol et son comportement sous charge.

Il conviendra de définir certaines caractéristiques :

b.2.1. Pression de consolidation σ'_p :

C'est la pression maximale sous laquelle le sol s'est déjà consolidé auparavant. Pour la plupart des sols, la courbe de chargement présente deux branches d'inclinaisons différentes. La pression de consolidation est définie comme étant l'intersection de ces deux branches. Il est à noter que σ'_p peut être déterminée par la construction de Casagrande



b.2.2. Indice de compression C_c , indice de recompression C_r :

C_c est appelé coefficient de compression, il représente la pente (au signe près) de la tangente à la courbe de compression vierge.

Il permet l'évaluation de la sensibilité du sol au tassement le long de cette courbe.

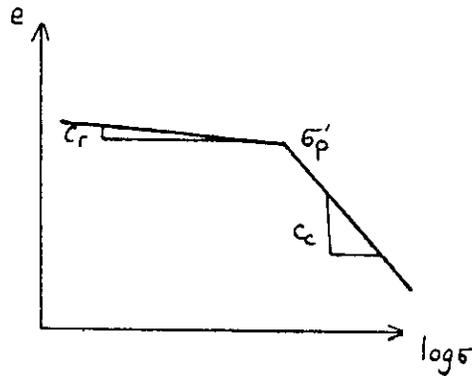
$$C_c = - \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'}$$

$$\frac{\Delta h}{h} = \frac{C_c}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_2}{\sigma'_1} \quad \text{n'est valable que si } \sigma'_1 > \sigma'_p.$$

si $\sigma'_1 < \sigma'_p$, on définit un indice de recompression C_r ,

$$\text{avec } C_r = - \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'}$$

$$\text{d'où } \frac{\Delta h}{h} = \frac{C_r}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_1} + \frac{C_c}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_1 + \Delta \sigma'}{\sigma'_p}$$



b.2.3. Coefficient de gonflement Cg :

Il représente la pente de la courbe de retour.

Les sols gonflants sont généralement des sols surconsolidés, et souvent non saturés pour lesquels la courbe de retour présente une pente très marquée.

b.2.4. Module oedométrique Eo :

On peut représenter les résultats de l'essai oedométrique en exprimant directement le tassement relatif $\Delta h/h$ en fonction de la contrainte normale appliquée σ' .

$$E_o = - \frac{\Delta \sigma}{\frac{\Delta h}{h}} = - \frac{\Delta \sigma}{\Delta e} (1 + e_o)$$

E_o n'est pas une constante, il n'est valable que dans l'intervalle de contraintes pour lequel il est calculé.

Dans la pratique, il est possible, sans grande erreur, de considérer un module oedométrique constant dans un assez large domaine.

Les paramètres ainsi définis permettent de caractériser le sol :

- C_c renseigne sur la compressibilité du sol :

- $C_c < 0,020$ sol incompressible.
- $0,020 < C_c < 0,050$ sol très peu compressible.
- $0,050 < C_c < 0,100$ sol peu compressible.
- $0,100 < C_c < 0,200$ sol moyennement compressible.
- $0,200 < C_c < 0,300$ sol assez fortement compressible.
- $0,300 < C_c < 0,500$ sol très compressible.
- $C_c > 0,500$ sol extrêmement compressible.

- σ'_p renseigne sur la consolidation du sol, σ'_v étant la contrainte effective s'exerçant sur le sol :
 - $\sigma'_v < \sigma'_p$ sol surconsolidé.
 - $\sigma'_v = \sigma'_p$ sol normalement consolidé.
 - $\sigma'_v > \sigma'_p$ sol sous-consolidé.

On définit également un coefficient renseignant sur le degré de surconsolidation du sol :

OCR : over consolidation ratio.

$$\text{OCR} = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_v}$$

- OCR > 3 sol fortement surconsolidé.
 - 1 < OCR < 3 sol surconsolidé.
 - OCR = 1 sol normalement consolidé.
- La capacité d'un sol à gonfler ou non est appréciée grâce au coefficient de gonflement C_g :

- $C_g < 0,05$ sol non gonflant.
- $0,05 < C_g < 0,10$ sol gonflant.
- $C_g > 0,10$ sol fortement gonflant.

b.2.5. Evaluation du module de déformation :

a. Introduction :

En élasticité le milieu pesant est caractérisé par :

- son module d'élasticité E ,
- son poids spécifique γ ,
- son coefficient de poisson $\bar{\nu}$,
- son seuil d'élasticité.

Les déformations dépendant des charges appliquées et du temps, nous définirons deux modules d'élasticité :

- Module d'élasticité non drainé E_u :

Associé au coefficient de poisson non drainé $\bar{\nu}_u$, Ce module définit le rapport entre contrainte et déformation lorsque la durée des charges est suffisamment brève eu égard à la perméabilité des sols et aux conditions de drainage.

- Module d'élasticité drainé E' associé au coefficient de poisson drainé $\bar{\nu}'$:

Ce module est à utiliser lorsque les charges ont une durée d'application suffisante pour que la consolidation ait le temps de se réaliser entièrement.

b - Evaluation du module de déformation à partir du module oedométrique (E' et E_u)

Le module d'élasticité drainé E' peut être calculé à partir du module oedométrique. En effet ils sont reliés par la formule suivante :

$$E' = E_o \frac{(1+\bar{\nu}') (1-2\bar{\nu}')}{(1-\bar{\nu}')} .$$

$\bar{\nu}'$: coefficient de poisson drainé.
 E_o : module oedométrique.

or d'après E. Absi :

$$\frac{E'}{1+\bar{\nu}'} = \frac{E_u}{1+\bar{\nu}_u} \text{ d'où on peut exprimer le module}$$

de déformation non drainé E_u en fonction du module oedométrique E_o :

$$E_u = \frac{\bar{\nu}_u + 1}{1+\bar{\nu}'} E' = \frac{\bar{\nu}_u + 1}{1+\bar{\nu}'} \times \left(E_o \frac{(1+\bar{\nu}') (1-2\bar{\nu}')}{1-\bar{\nu}'} \right) .$$

$$E_u = \frac{(1+\bar{\nu}_u) (1-2\bar{\nu}')}{(1-\bar{\nu}')} . E_o .$$

avec $\bar{\nu}_u$: coefficient de poisson non drainé.
 $\bar{\nu}'$: coefficient de poisson drainé.
 $\bar{\nu}_u = 0,5$ pour les sols saturés.
 $\bar{\nu}_u = 0,3$ pour les sols non saturés.
 $\bar{\nu}' = 0,3$ dans tous les cas.

En prenant $\bar{\nu}_u = 0,5$ et $\bar{\nu}' = 0,3$,

on a :

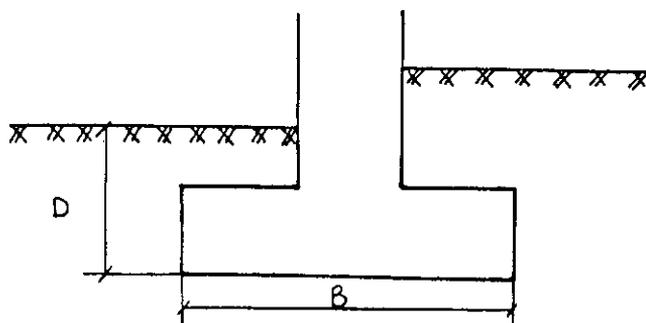
$$E' = 1,15 E_o ;$$

et

$$E_u = 0,854 E_o .$$

B.4. DETERMINATION DE LA CAPACITE PORTANTE DES FONDATIONS SUPERFICIELLES A PARTIR DES ESSAIS AU LABORATOIRE : [4],[8]

1. Introduction :

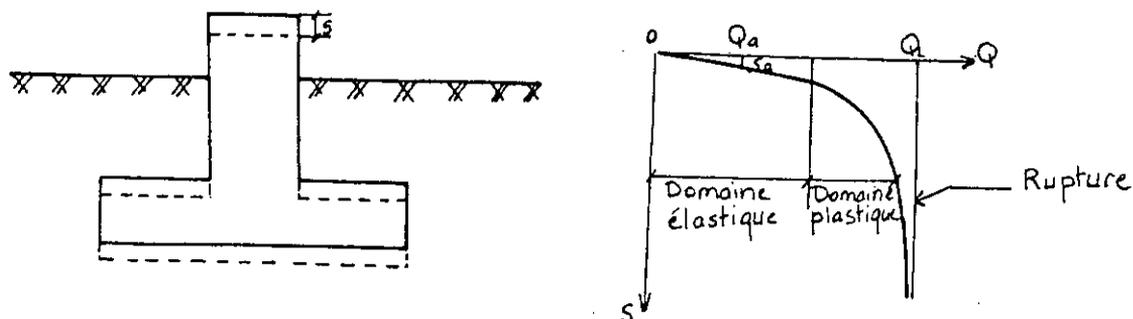


D: profondeur d'ancrage de la semelle.
B: largeur de la semelle.

Une semelle est dite superficielle lorsque le rapport D / B est inférieur à 4.

Soit une charge Q appliquée sur la fondation. Celle-ci provoquera des tassements sous la semelle.

On peut ainsi représenter le tassement final en fonction de la charge appliquée.



avec Ql : charge limite de la semelle.

$$q_l = Q_l / A.$$

où A : aire de la section de la semelle.

q_a : contrainte admissible, elle représente la contrainte moyenne acceptable pour la semelle.

et $q_a = Q_a / A.$

q_a est utilisée dans les bureaux d'études pour le

dimensionnement.

La contrainte admissible q_a devra répondre aux deux conditions suivantes :

1. Critère de rupture :

Il faut que : $q_a < q_l / F_s$.

ou à la limite $q_a = q_l / F_s$.

où F_s : coefficient de sécurité généralement pris égal à 3. Dans ce cas, tout risque de rupture est évité.

2. Critère de déformabilité :

Il est nécessaire de s'assurer que le tassement provoqué par la charge admissible q_a soit compatible avec le bon comportement de l'ouvrage.

2. Analyse qualitative de la rupture :

On distingue trois zones principales au moment de la rupture :

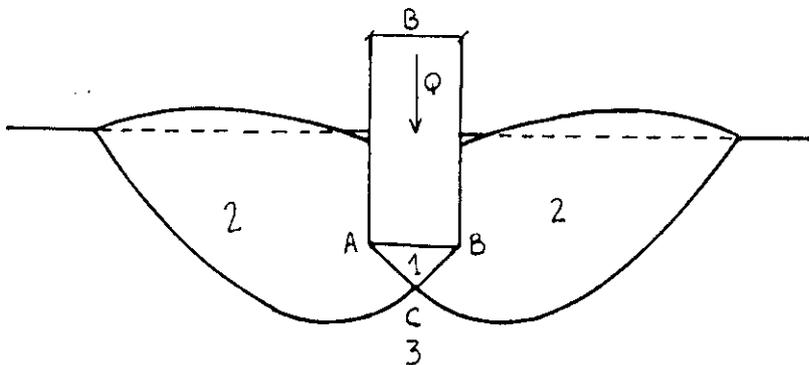


Schéma de rupture d'une semelle

- Zone 1 : Le sol dans cette zone se déplace avec la fondation et fait corps avec elle.
- Zone 2 : Le sol est refoulé vers la surface. Les déplacements et cisaillements sont très importants. Dans cette zone la rupture est généralisée.
- Zone 3 : Le sol de cette zone est peu ou pas perturbé par la rupture.

3. Calcul de la charge limite :

Cas d'une semelle continue supportant une charge verticale et ancrée dans un sol homogène à surface horizontale.

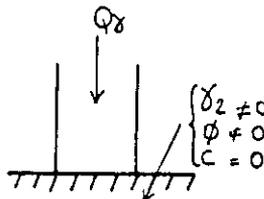
La charge limite est obtenue par superposition de trois états :

$$Q_l = Q_Y + Q_p + Q_c.$$

En terme de contraintes:

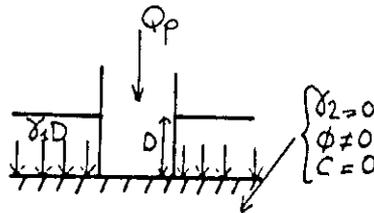
$$q_l = q_Y + q_p + q_c.$$

où q_Y : résistance du sol pulvérulent sous le niveau de la semelle.

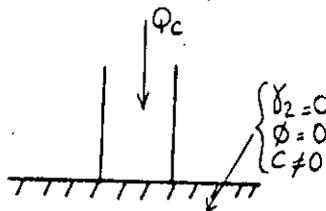


γ_2 : poids spécifique du sol.

q_p : action des terres situées au dessus du niveau de la fondation. Ces terres sont supposées agir comme une surcharge sur un milieu pulvérulent non pesant.



q_c : action de la cohésion.



Le DTU a proposé comme formule pour les semelles filantes :

$$q_l = \gamma_2 N_Y + \gamma_1 D N_q + (1 + 0,3 B/L) C N_c.$$

où N_Y , N_q , N_c sont des coefficients dépendant de

l'angle de frottement interne du sol et sont appelés termes de portance.

Ils sont déterminés à partir de formules théoriques.

Quand L tend vers l'infini:

$$q_l = \beta Y_2 N_Y + Y_1 D N_q + C N_c.$$

où β est le rayon moyen de la semelle

$$\beta = \frac{B}{2(1 + B/L)}$$

Terzaghi a proposé, de son côté, comme formule de q_l :

* Pour des semelles circulaires de diamètre $\emptyset = B$.

$$q_l = 0,3 Y_2 B N_Y + Y_1 D N_q + 1,3 C N_c.$$

* Pour une semelle carrée de côté B.

$$q_l = 0,4 Y_2 B N_Y + Y_1 D N_q + 1,3 C N_c.$$

On peut déterminer la contrainte admissible q_a en appliquant un coefficient de sécurité $F_s = 3$ sur la contrainte limite q_l , mais il est plus satisfaisant d'introduire la capacité portante nette ($q_l - Y_1 D$) qui correspond à l'accroissement de la charge appliquée au massif dans le plan de la fondation.

$$q_a = Y_1 D + \frac{\beta Y_2 N_Y + Y_1 D (N_q - 1) + (1 + 0,3 B/L) C N_c}{F_s}$$

B.5. DETERMINATION DE LA CAPACITE PORTANTE DES FONDA- TIONS PROFONDES A PARTIR DES ESSAIS DE LABORATOIRE:

[8]

On parle de fondations profondes lorsque le rapport H/B est supérieur à 10.

H : fiche totale de la fondation dans le sol.

B : diamètre du pieu.

B.5.1. Charge limite du pieu :

La charge limite sous le pieu provient de deux termes :

- d'une part de la résistance au poinçonnement du sol

- sous la pointe du pieu : résistance de pointe Q_p .
- d'autre part de la mobilisation du frottement entre le sol et le pieu le long du fût. C'est le frottement latéral Q_f .

$$Q_l = Q_p + Q_f.$$

Il est à noter que le frottement latéral dépend étroitement du matériau constitutif du pieu et de son mode de chargement, ce qui n'est pas le cas de la résistance de pointe.

B.5.2. Etude du comportement d'un pieu soumis à une charge verticale et ancré dans un sol homogène

- Quelques notions théoriques :

1. Terme de pointe :

La formule donnant la charge limite des fondations superficielles s'écrit :

$$q_p = 1,3 C N_c + \gamma D N_q. \quad (1)$$

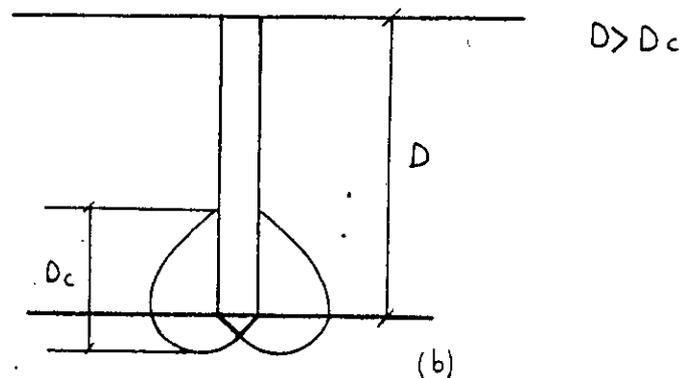
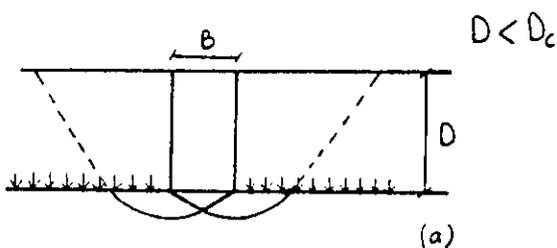
où

q_p : contrainte de pointe à la rupture du sol.

Le terme en N_q a été négligé du fait que B est très petit devant D , la formule générale étant :

$$q_p = 1/2 \gamma B N_y + \gamma D N_q + 1,3 C N_c.$$

Dans la formule (1), le sol au-dessus de la pointe a été considéré comme une surcharge. Il s'agit d'une simplification ; en fait les courbes de glissement remontent au-dessus de la pointe fig.(a)



On s'accorde à considérer que les lignes de glissement se retournent sur le fût à condition que l'ancrage soit suffisant fig.(b)

Pour $D > D_c$, la formule donnant la contrainte à la rupture en pointe s'écrit :

$$q_p = C N_{cmax} + \gamma N_{qmax} D.$$

$$D_c = \frac{B}{4} N_q^{2/3}.$$

$$N_{qmax} = 10^{3,04 \text{ tg}\phi} \quad N_{cmax} = \frac{N_{qmax} - 1}{\text{tg}\phi}.$$

2. Frottement latéral :

C'est la contrainte de cisaillement qui peut être mobilisée au contact du fût et du sol quand il y a déplacement de l'un par rapport à l'autre.

Si le contact est parfaitement rugueux :

$$f_u = C + \sigma_n \text{ tg}\phi.$$

$$f_u = C + K \gamma z \text{ tg}\phi.$$

$$Q_f = p \cdot f_u \cdot D \text{ avec } P : \text{ périmètre du pieu.}$$

$$D : \text{ longueur du pieu.}$$

$$\text{d'où } Q_f = P (C D + 1/2 K \gamma D^2 \text{ tg}\phi) \text{ avec } z = D/2.$$

d'où

$$Q_l = A q_p + Q_f.$$

B.5.3. Méthodes pratiques de calcul de la résistance limite à partir des caractéristiques mécaniques du sol :

Le calcul de la charge limite est basé sur la formule générale :

$$Q_{adm} = \frac{A}{F_{s1}} q_p + \frac{Q_f}{F_{s2}}.$$

A : aire de la section droite du pieu.

q_p : résistance de pointe à la rupture.

Q_f : frottement latéral mobilisable le long du fût à la rupture.

F_{s1}, F_{s2} : coefficients de sécurité.

Plusieurs auteurs préconisent les valeurs suivantes :

$$F_{s1} = 3 \quad F_{s2} = 2 \quad [3], [7].$$

a. Profondeur critique :

La valeur de la profondeur critique sera évaluée à partir de la formule suivante :

$$D_c = \frac{B^{2/3}}{4} N_q$$

D_c : représente la profondeur d'ancrage minimale dans la couche porteuse supposée homogène.

b. Terme de pointe :

Compte tenu des résultats obtenus pour un sol homogène, on en déduit :

* sols pulvérulents et cohérents :
 $q_l = 1,3 C_u N_{cmax} + 50 N_{qmax}$.

C_u et q_l en KN/m^2 .

* sols purement cohérents :
 $q_l = 9C_u$.

c. Frottement latéral :

Le frottement latéral global sur le multicouche est donné par :

$$Q_f = p \times \sum f_{ui} h_i$$

h_i : épaisseur de la couche i .

f_{ui} : frottement unitaire de la couche i .

p : périmètre du pieu.

f_{ui} est déterminé différemment en fonction de la nature du sol rencontré.

c.1. sols pulvérulents :

Une approche a été proposée pour déterminer le frottement latéral en considérant que le frottement latéral unitaire à la rupture et à la profondeur Z est donné par la formule :

$$f_u(z) = K \operatorname{tg} \delta \int_0^z \gamma^* dz$$

avec $\gamma^* = \gamma$ au-dessus de la nappe ;

$\gamma^* = \gamma'$ au dessous de la nappe.

Les valeurs de δ et K sont établies dans le tableau suivant :

Nature du pieu	δ	K	
		milieu lâche $\varnothing < 35$	milieu dense $\varnothing > 35^{\circ}$
Pieu en acier battu ou foré	20°	0,5	1
Pieu battu en béton rugueux	3/4 \varnothing	1	2
Pieu battu en béton lisse	3/4 \varnothing	0,5	1
Pieux forés(1)	3/4 \varnothing	0,5	0,5(1)

(1) Les valeurs données par Broms pour les pieux forés semblent pessimistes. Dans des conditions d'exécution correctes, on peut admettre $K=1$ pour les milieux denses.

c.2. sols purement cohérents :

Le terme en frottement latéral unitaire est donné par

$$f_u = \beta C_u.$$

où β dépend de C_u et du type de pieu.

Type de pieu	β
Pieux en béton battus ou à tube battu	1,00
Pieux forés de diamètre inférieur à 1,5 m	0,70
Pieux forés de gros diamètre et barrettes	0,60
Pieux H	0,9
Pieux métalliques battus	0,5
Pieux forés à chemisage perdu	0,25

c.3. sols cohérents : $C \neq 0$, $\phi \neq 0$.

Il faut, dans ce cas, assimiler le sol soit à un sol pulvérulent soit à un sol purement cohérent selon le caractère prédominant du sol.

B.5.4. Différents types de pieux : [5]

On distingue plusieurs types de pieux selon le matériau constitutif, leur mode de travail et leurs conditions de mise en oeuvre.

Les pieux les plus utilisés sont les pieux en béton. Il existe deux grandes catégories de pieux en béton : les pieux façonnés à l'avance et les pieux réalisés sur place.

Cette dernière catégorie se subdivise elle même en deux catégories selon le mode d'exécution du trou destiné à recevoir le béton.

- Le trou est obtenu par battage ou vibrofonçage d'un tube provisoire en acier obturé à sa base. Dans ce cas le terrain est refoulé latéralement.
- Le trou est foré et le terrain extrait, les parois du forage étant maintenues, si besoin est, par un soutènement provisoire (tube métallique, boue).

(a) Pieux façonnés à l'avance :

Dans cette catégorie, on détaillera les pieux battus. La mise en place de ces pieux se fait par battage. L'enfoncement est obtenu par la chute, libre ou activée, du mouton sur la tête du pieu.

Cependant, l'utilisation de ce type de pieux est déconseillée dans les terrains très argileux car les terrains non consolidés sont très peu compressibles sous l'effet de contraintes même élevées appliquées pendant une très courte durée, ainsi la chute du mouton provoque-t-elle une remontée du terrain autour du pieu d'où une chute de résistance.

(b) Pieux forés :

L'utilisation des pieux forés simples est possible dans un terrain suffisamment cohérent et ne contenant pas de nappe, en effet il est possible de réaliser le trou sans soutènement provisoire.

Dans le cas de sols saturés argileux où il y a risque d'éboulement en fond de forage, la solution

pieux forés à la boue ou pieux forés tubés est conseillée.

Il est à noter que la solution par pieux forés permet l'exécution de pieux de très grand diamètre et donc de fonder des ouvrages très lourds.

(c) Choix du type de pieux à utiliser :

Etant donné le type de sol d'assise (sableux, argileux, vaseux et saturé), nous opterons pour des pieux forés à la boue, ces derniers semblant être les plus appropriés.

B.6. TASSEMENT : [8]

B.6.1. Calcul du tassement de consolidation à partir des données des essais de laboratoire :

L'évaluation de l'amplitude des tassements par les données du laboratoire peut être effectuée selon la méthode d'intégration par tranches.

Nous opterons pour cette méthode qui traite le cas d'une semelle souple et celui d'une semelle rigide.

N.B.

- Si la semelle est souple, elle peut suivre toutes les déformations du terrain ; la pression de contact sera distribuée uniformément mais le tassement sera inégalement réparti.
- Si la semelle est rigide, le tassement sera uniforme mais il n'en sera pas de même pour la pression de contact.

a - Semelle souple :

Pour déterminer le tassement au centre de la semelle, on découpe le sol en tranches horizontales d'épaisseur H_i à partir du niveau de la semelle (cote 0) jusqu'à une profondeur telle que l'influence de la semelle soit négligeable ($\Delta\sigma=0$) ou que le bas de la couche compressible soit atteint. Cette profondeur est obtenue par la détermination du bulbe de pression sous la fondation. L'estimation du tassement de chaque couche est alors possible en se basant sur les résultats oedométriques.

$$\Delta H_i = H_i \frac{\Delta e}{1 + e_0}$$

le tassement total est :

$$\Delta H = \sum_{i=1}^n \Delta H_i.$$

b - semelle rigide:

Le tassement moyen d'une semelle rigide est inférieur à celui d'une semelle souple. On peut admettre que le tassement d'une semelle parfaitement rigide est égal à 80 % de celui de la semelle souple.

N.B.

- Le tassement total sous le radier est obtenu avec un ordre de grandeur tout à fait acceptable. En effet, le chargement est conforme au schéma de Terzaghi, c'est à dire que l'étendue de la surface chargée est grande devant l'épaisseur de la couche compressible.

B.6.2. Evaluation du tassement non drainé sous les charges cycliques :

Pour estimer le tassement non drainé d'un sol, pour lequel la consolidation n'a pas eu le temps de se faire à cause du mode de chargement, nous nous baserons sur la relation liant la contrainte à la déformation dans le domaine élastique.

$$\sigma = E \varepsilon .$$

avec $\varepsilon = \frac{\Delta h}{h}$ où Δh : représente le tassement,

et $E = E_u$.

E_u : module de déformation non drainé du sol.

d'où
$$\Delta h = \frac{\Delta \sigma}{E_u} \times h.$$

B.6.3. Evaluation du tassement d'un pieu isolé : [10-1]

a. Introduction :

Pour évaluer le tassement du pieu dans le sol, nous utiliserons la méthode proposée par

Cambefort. Selon lui, le comportement du pieu est régi par les lois suivantes :

- la loi de mobilisation liant la contrainte en pointe au déplacement en pointe

$$p_b = q \cdot d_b + R \frac{\mathcal{S}_b}{d_b}$$

avec p_b : contrainte verticale en pointe ;
 d_b : diamètre de la pointe ;
 \mathcal{S}_b : déplacement en pointe du pieu ;
 q, R : coefficients de mobilisation en pointe.

- la loi de frottement latéral dans le domaine de mobilisation élastique :

$$p_s = A + \mathcal{S}B$$

avec p_s : contrainte de cisaillement entre le sol et le fût en un point ;
 \mathcal{S} : déplacement vertical en ce point du fût ;
 A, B : coefficients de frottement latéral.

- la loi de frottement latéral après glissement entre le sol et le fût :

$$p_s = g + fz.$$

avec $g = 0$ pour les sols purement pulvérulents ;
 $f = 0$ pour les sols purement cohérents ;
 z = profondeur du point considéré.

En écrivant l'équilibre en tout point dans le domaine élastique et en considérant que q et A sont négligeables, on obtient l'expression du tassement en tête de pieu dans le cas d'un pieu incompressible :

$$\Delta h = \mathcal{S} = \frac{Q}{\pi d (BL + R/4)}$$

avec L : longueur du pieu ;
 $d = D$: diamètre du pieu ;
 B, R : coefficients à déterminer.

b. Détermination des coefficients B et R :

Selon H. Cambefort, les valeurs de B et R peuvent être estimées à partir d'un essai de chargement en vraie grandeur. Mais comme un tel essai est une opération délicate et onéreuse, Cambefort a tenté de donner une interprétation théorique, dans le

cadre de l'élasticité linéaire, des coefficients B et R afin d'éviter le recours à l'essai de chargement.

On est donc arrivé à proposer la relation :

$$B = 0,45 E_s.$$

avec E_s : module d'Young en KPa et B en KN/m³.

et $R = 3 E_s.$

où E_s est le module d'Young.

c. Détermination du module de déformation du sol :

Stavros G. Christoulas s'est basé sur des essais de chargement pour estimer le module d'Young en fonction des résultats des essais pénétrométriques.

Une corrélation entre E_s et R_p a été proposée :

$$E_s = 21,066 R_p^{1,091}$$

avec R_p : résistance de pointe au pénétromètre statique (exprimée en MPa) ;

et E_s : module de déformation du sol (exprimée en MPa).

V - RESULTATS ET INTERPRETATION DES ESSAIS

V - IN SITU

A.1. SONDAGES :

Le mode de sondage utilisé sur notre site est le sondage à rotation, le plus adapté aux terrains marneux et argileux; le forage est effectué avec un tubage de 143 mm de diamètre.

Le forage est fait à la boue (mélange bentonite + eau). Du fait de la présence d'eau, les sondages, allant jusqu'à une profondeur de 40 mètres, ont été exécutés avec soin sous le contrôle d'un géologue. (voir plan d'implantation annexe 1)

Nous proposons ci-après un aperçu stratigraphique du sol établi à partir des coupes géotechniques jointes en annexe [annexe 2.A].

Des coupes lithologiques ont été effectuées sous chaque bac et sont également jointes en annexe [annexe 4.A].

Stratigraphie :

Les sondages effectués ont mis en évidence la présence de trois types de formation :

- une couverture de terre végétale,
- des sols alluvionnaires,
- un substratum marneux.

La couverture de terre végétale est la couche de surface. Elle a une profondeur variable et est constituée d'une argile brunâtre comportant des débris de racines.

Le terrain sous-jacent, hétérogène, est caractérisé par une alternance entre les niveaux sableux, limoneux, argileux, tous plus ou moins vaseux. Les différents niveaux sont caractérisés par une hétérogénéité latérale avec présence de lentilles de sols organiques dont les caractéristiques mécaniques sont médiocres.

Les sondages effectués confirment, ponctuellement, l'irrégularité générale, en profondeur, des différentes couches de sable, de limon et d'argile qui apparaissent à des niveaux variables d'un sondage à un autre.

Au-dessous des dépôts sableux, limoneux, argileux se trouve le substratum marneux. Les marnes présentent divers degrés d'altération évoluant progressivement en profondeur comme suit :

- Marnes altérées :

Altération très poussée de la marne pour donner une formation argileuse. Cette couche est très sensible aux variations de teneur en eau. Par conséquent, le phénomène de retrait-gonflement y est intense.

- Marne décomprimée et fissurée :

Altération primaire de la marne. C'est une couche compacte, dure, parcourue par un réseau serré de fissures. La circulation d'eau y est intense.

- Marne saine non altérée :

Située au dessous des autres, c'est une couche très compacte de couleur grise, très résistante, elle est imperméable.

- Le niveau statique de la nappe phréatique (mis en évidence lors du forage) varie entre 0 et 2 m de profondeur environ.
- Sous chaque bac, a été effectuée une coupe lithologique [annexe 4.A fig. 1,2,3]. Schématiquement, la stratigraphie sous les trois bacs est la suivante :
 - * Bac R21 :
 - . de 0 à 5 m : argile et limon ;
 - . de 5 à 27 m : sable fin, quelquefois limoneux avec de rares niveaux graveleux et des intercalations argileuses (importantes entre 15 et 18 mètres) ;
 - . de 27 à 40 m : marne.
 - * Bac R13 :
 - . de 0 à 6 m : argile et limon ;
 - . de 6 à 26 m : sable fin avec intercalations argileuses et limoneuses ;
 - . de 26 à 40 m : marne.
 - * Bac C9 :
 - . de 0 à 22 m : alternance entre des niveaux en majorité argileux et sableux ;
 - . de 22 à 44 m : marne.

N.B. Les différents sondages indiquent que les couches citées précédemment sont contaminées par des présences vaseuses.

A.2. ESSAIS PENETROMETRIQUES :

Comme nous l'avons signalé dans la partie théorique, le pénétromètre statique utilisé dans le cadre de notre projet est du type Gouda (à cône mobile) monté sur camion.

Il permet une mesure discontinue et séparée des efforts de pointe et de frottement latéral.

Dans le cas de sols grenus fins (présents en profondeur), les résultats du pénétromètre seront utilisés pour le dimensionnement des fondations profondes.

Ils permettent également d'évaluer le taux de travail sous une fondation superficielle, mais nous n'exploiterons pas les résultats de cet essai pour le dimensionnement de celle-ci.

Par ailleurs, cet essai peut être utilisé pour donner un aperçu sur la nature des couches en présence dans le cas où on ne dispose pas de sondages

indiquant les différentes couches traversées et pour déterminer les caractéristiques mécaniques C et ϕ du sol.

Neuf essais pénétrométriques ont été réalisés sur le site du terminal marin de Béjaïa. Ces essais, dits CPT (de "cone penetration test"), sont implantés de manière à représenter de façon convenable le sol sous les bacs à l'étude.

Trois CPT ont été effectués autour de chaque bac (voir plan d'implantation Annexe 1).

Bac R21	CPT 1,2,3.
Bac C9	CPT 4,5,6.
Bac R13	CPT 7,8,9.

La profondeur de tous les essais est d'environ 20 m et les résultats ont été représentés sur des pénétrogrammes joints en annexe. [Annexe 2B]

Nous reprenons, dans cette partie, ces résultats sous forme de tableaux pour faciliter leur interprétation et pouvoir les utiliser, par la suite, dans les calculs.

BAC R 21 CPT 1

Profondeur (m)	Rp (bars)	Fl (bars)	Fr %
0,5	22	1,60	7,27
1,0	19	0,83	4,87
1,5	15	0,80	5,33
2,0	18	0,67	3,72
2,5	10	0,60	6,00
3,0	4	0,27	6,75
3,5	3	0,27	9,00
4,0	8	0,30	3,75
4,5	9	0,90	10,00
5,0	26	1,57	6,04
5,5	36	2,56	7,22
6,0	48	3,00	6,25
6,5	32	2,47	7,72
7,0	66	3,60	5,45
7,5	72	4,53	6,30
8,0	32	0,13	0,41
8,5	14	0,93	6,64
9,0	26	0,67	2,58
9,5	48	2,33	4,86
10,0	94	4,67	4,97
10,5	52	1,07	2,06
11,0	12	1,07	8,92
11,5	4	0,27	6,75
12,0	4	0,27	6,75
12,5	4	0,27	6,75
13,0	40	1,83	4,58
13,5	12	0,60	5,00
14,0	46	2,73	5,94
14,5	60	3,13	5,22
15,0	82	3,80	4,64
15,5	96	4,93	5,14
16,0	138	4,40	3,19
16,5	128	4,80	3,75
17,0	24	1,47	6,13
17,5	42	2,67	6,36
18,0	48	1,60	3,33
18,5	32	1,80	5,63
19,0	16	1,13	7,06
19,5	14	0,53	3,79

BAC R 21 CPT 2

Profondeur (m)	Rp (bars)	F1 (bars)	Fr %
0,5	28,0	1,40	5,00
1,0	13,0	1,33	10,23
1,5	10,0	0,53	5,30
2,0	10,0	0,47	4,70
2,5	16,0	0,33	2,06
3,0	5,8	0,27	4,65
3,5	40,0	0,73	1,80
4,0	10,0	0,53	5,30
4,5	10,0	0,53	5,30
5,0	18,0	0,60	3,33
5,5	74,0	4,33	5,85
6,0	80,0	1,80	2,25
6,5	180,0	5,27	2,93
7,0	94,0	4,00	4,25
7,5	77,6	3,33	4,29
8,0	8,0	0,40	5,00
8,5	6,0	0,27	4,50
9,0	30,0	1,00	3,33
9,5	16,0	1,33	8,30
10,0	10,0	0,50	5,00
10,5	16,0	0,67	4,20
11,0	40,0	1,67	4,20
11,5	64,0	2,67	4,20
12,0	14,0	0,93	6,64
12,5	78,0	4,67	6,00
13,0	15,0	1,80	12,00
13,5	24,0	0,80	3,33
14,0	16,0	0,40	2,50
14,5	24,0	0,80	3,33
15,0	54,0	1,13	2,09
15,5	50,0	2,27	4,54
16,0	76,0	3,80	5,00
16,5	96,0	2,00	2,08
17,0	90,0	2,00	2,22
17,5	52,0	1,92	3,69
18,0	28,0	0,63	2,25
18,5	18,0	0,93	5,17
19,0	24,0	0,53	2,21
19,5	22,0	0,73	3,32

BAC R 21 CPT 3

Profondeur (m)	Rp (bars)	Fl (bars)	Fr %
0,5	14	1,20	8,57
1,0	14	0,87	6,21
1,5	14	0,67	4,80
2,0	10	0,50	5,00
2,5	8	0,47	5,87
3,0	6	0,27	4,50
3,5	4	0,20	5,00
4,0	4	0,33	8,25
4,5	3	0,20	6,67
5,0	12	0,57	4,75
5,5	16	0,33	2,06
6,0	12	0,40	3,33
6,5	40	1,00	2,50
7,0	34	2,13	6,26
7,5	48	1,60	3,33
8,0	8	0,53	6,63
8,5	32	2,67	8,34
9,0	12	0,53	4,17
9,5	3	0,27	9,00
10,0	4	0,20	5,00
10,5	24	1,13	4,71
11,0	66	2,87	4,35
11,5	34	0,93	2,74
12,0	10	0,53	5,30
12,5	8	0,47	5,88
13,0	38	1,27	3,34
13,5	72	2,00	2,78
14,0	48	2,27	4,73
14,5	12	0,60	5,00
15,0	40	0,67	1,68
15,5	28	0,67	2,34
16,0	56	2,07	3,70
16,5	54	1,33	2,46
17,0	76	3,13	4,12
17,5	70	2,40	3,43
18,0	16	2,47	15,44
18,5	56	2,10	3,75
19,0	14	0,97	6,93
19,5	48	2,13	4,44

BAC C 9 CPT 4

Profondeur (m)	Rp (bars)	F1 (bars)	Fr %
0,5	13	0,63	4,85
1,0	20	1,33	6,65
1,5	23	1,47	5,25
2,0	38	0,67	1,76
2,5	30	0,53	1,77
3,0	40	0,60	1,50
3,5	68	0,07	0,99
4,0	34	0,83	2,44
4,5	160	0,60	0,38
5,0	48	0,33	0,69
5,5	63	0,60	0,95
6,0	40	0,67	1,67
6,5	20	0,60	0,69
7,0	6	0,27	4,50
7,5	6	0,23	3,83
8,0	5	0,33	6,60
8,5	8	0,27	3,38
9,0	6	0,27	4,50
9,5	42	0,73	1,77
10,0	100	1,73	1,73
10,5	170	2,67	1,57
11,0	178	3,93	2,21
11,5	116	2,40	2,07
12,0	110	2,67	2,43
12,5	178	3,93	2,21
13,0	260	5,00	1,92
13,5	88	2,33	2,65
14,0	66	2,67	4,04
14,5	50	1,57	3,13
15,0	54	1,53	2,84
15,5	20	0,90	4,50
16,0	8	2,67	33,38
16,5	8	2,67	33,38
17,0	8	0,20	2,50
17,5	8	0,33	4,13
18,0	9	0,33	3,67
18,5	14	1,00	7,14
19,0	90	1,73	1,93
19,5	100	2,93	2,93

Profondeur (m)	Rp (bars)	Fl (bars)	Fr %
0,5	30	1,33	4,44
1,0	24	3,07	12,78
1,5	14	1,70	12,14
2,0	26	1,33	5,13
2,5	58	0,73	1,26
3,0	56	0,53	0,95
3,5	50	0,47	0,93
4,0	48	0,67	1,39
4,5	38	0,40	1,05
5,0	54	1,07	1,98
5,5	50	0,60	1,20
6,0	94	1,60	1,70
6,5	30	0,87	2,90
7,0	5	0,33	6,60
7,5	4	0,33	8,25
8,0	6	0,33	5,50
8,5	5	0,27	4,00
9,0	6	0,20	3,33
9,5	8	0,40	5,00
10,0	0	4,00	/
10,5	110	2,27	2,06
11,0	152	2,26	1,71
11,5	120	2,67	2,25
12,0	130	2,23	1,72
12,5	128	2,27	1,70
13,0	236	2,53	1,07
13,5	128	2,10	1,64
14,0	88	1,33	1,51
14,5	62	1,03	1,66
15,0	71	0,80	1,12
15,5	10	0,87	8,70
16,0	4	0,33	8,25
16,5	6	0,33	5,50
17,0	6	0,33	5,50
17,5	6	0,33	5,50
18,0	7	0,33	4,71
18,5	12	0,73	6,11
19,0	88	1,33	1,51
19,5	168	2,60	1,55

BAC C 9 CPT 5

Profondeur (m)	Rp (bars)	F1 (bars)	Ft %
0,5	14	0,80	5,71
1,0	18	1,30	7,22
1,5	23	1,67	7,26
2,0	18	1,20	6,67
2,5	42	0,73	1,74
3,0	56	1,20	2,14
3,5	78	1,53	1,96
4,0	66	0,93	1,41
4,5	44	0,80	1,82
5,0	68	0,73	1,07
5,5	51	0,70	1,37
6,0	9	0,60	6,67
6,5	8	0,40	5,00
7,0	8	0,47	5,88
7,5	8	0,30	3,75
8,0	7	0,20	2,86
8,5	8	0,20	2,50
9,0	8	0,13	1,63
9,5	8	0,43	5,38
10,0	8	0,20	2,50
10,5	6	0,20	3,33
11,0	9	0,67	7,44
11,5	44	0,80	1,82
12,0	46	0,93	2,02
12,5	180	5,27	2,93
13,0	200	2,67	1,74
13,5	124	2,93	2,36
14,0	106	0,93	0,88
14,5	56	2,00	3,57
15,0	58	1,07	1,84
15,5	12	0,47	3,89
16,0	8	0,30	3,75
16,5	8	0,27	3,37
17,0	5	0,40	8,00
17,5	6	0,33	5,50
18,0	8	0,27	3,37
18,5	8	0,37	4,62
19,0	8	0,40	5,00
19,5	8	0,40	5,00

EAC R13 CPT 7

Profondeur (m)	Rp (bars)	Fl (bars)	Fr %
0,5	25,00	1,33	5,32
1,0	14,00	0,93	0,64
1,5	14,00	0,80	5,71
2,0	12,00	0,80	6,67
2,5	13,00	0,53	4,08
3,0	12,00	0,80	6,67
3,5	26,00	1,13	4,36
4,0	54,00	1,53	2,84
4,5	28,00	1,60	5,71
5,0	36,00	0,00	0,00
5,5	36,00	1,73	4,80
6,0	24,00	0,80	3,33
6,5	42,00	2,00	4,76
7,0	30,00	1,00	3,33
7,5	60,00	1,40	2,33
8,0	64,00	2,20	3,44
8,5	50,00	2,93	5,86
9,0	3,60	1,20	3,33
9,5	16,00	1,00	6,25
10,0	28,00	1,13	4,04
10,5	27,00	1,67	6,18
11,0	56,00	2,93	5,23
11,5	26,00	0,93	3,60
12,0	50,00	2,10	4,20
12,5	36,00	1,37	3,81
13,0	49,00	1,80	3,67
13,5	68,00	3,07	4,51
14,0	54,00	1,87	5,32
14,5	52,00	2,13	4,10
15,0	81,00	3,37	4,17
15,5	58,00	3,13	5,40
16,0	28,00	0,87	3,11
16,5	26,00	0,87	3,35
17,0	46,00	3,00	6,52
17,5	42,00	2,67	6,36
18,0	62,00	2,80	4,52
18,5	61,00	2,60	4,26
19,0	62,00	2,80	4,52
19,5	94,00	5,27	5,10

BAC R13 CPT 8

Profondeur (m)	Rp (bars)	Fl (bars)	Fr %
0,5	14	1,00	7,14
1,0	11	0,67	6,09
1,5	27	0,60	2,22
2,0	20	0,67	3,35
2,5	26	0,30	1,15
3,0	66	1,53	2,32
3,5	18	0,70	3,89
4,0	62	4,27	6,89
4,5	54	2,27	4,20
5,0	68	2,93	4,31
5,5	38	0,87	2,29
6,0	52	2,93	5,30
6,5	54	3,00	5,55
7,0	39	1,30	3,33
7,5	19	0,80	4,21
8,0	93	1,03	3,12
8,5	22	0,60	2,73
9,0	14	0,53	3,79
9,5	8	0,67	8,37
10,0	18	0,87	4,83
10,5	70	3,60	5,14
11,0	20	2,27	11,35
11,5	48	1,60	3,33
12,0	48	2,10	4,37
12,5	22	1,47	6,68
13,0	32	1,07	3,34
13,5	66	2,47	3,74
14,0	37	1,67	4,51
14,5	37	1,93	5,22
15,0	54	1,07	1,98
15,5	60	2,00	3,33
16,0	68	2,80	4,12
16,5	64	1,20	1,87
17,0	74	2,30	3,11
17,5	78	2,60	3,33
18,0	72	0,70	0,97
18,5	50	2,60	5,20
19,0	54	2,67	4,94
19,5	100	3,33	3,33

BAC R13 CPT 9

Profondeur (m)	Rp (bars)	F1 (bars)	Fr %
0,5	16,0	1,53	9,56
1,0	10,0	0,57	5,70
1,5	10,0	0,63	6,30
2,0	10,0	0,40	4,00
2,5	17,0	0,77	4,53
3,0	14,0	0,80	5,71
3,5	8,0	0,33	4,12
4,0	4,0	0,20	5,00
4,5	6,0	0,27	4,50
5,0	4,0	0,27	6,75
5,5	6,0	0,27	4,50
6,0	41,0	1,37	3,34
6,5	20,0	1,20	6,00
7,0	48,0	3,13	6,52
7,5	132,0	3,93	2,98
8,0	38,0	1,73	4,55
8,5	90,0	3,07	3,41
9,0	12,0	1,00	8,33
9,5	6,0	0,20	3,33
10,0	16,0	0,53	3,31
10,5	10,0	0,33	3,30
11,0	58,0	1,83	3,15
11,5	7,2	0,23	3,29
12,0	4,0	0,20	5,00
12,5	6,2	0,20	3,23
13,0	4,4	0,27	6,14
13,5	5,0	0,17	3,40
14,0	4,0	0,13	3,25
14,5	6,0	0,20	3,33
15,0	5,0	0,17	3,40
15,5	8,0	0,27	3,37
16,0	12,0	0,40	3,33
16,5	63,0	2,87	4,55
17,0	62,0	2,43	3,92
17,5	65,0	2,17	3,34
18,0	95,0	2,13	2,24
18,5	70,0	2,33	3,33
19,0	53,0	2,93	5,53
19,5	47,0	2,53	5,38

Détermination de C et ϕ à partir du pénétromètre :

- La valeur proposée pour la cohésion dans le cas de l'utilisation d'une pointe Hollandaise est :

$$C_u = R_p/20.$$

- En ce qui concerne l'angle de frottement interne ϕ des couches pulvérulentes, il peut être déterminé à partir d'abaques, d'abord pour évaluer la densité relative du sol D_r en fonction de la contrainte effective à mi-couche et de la résistance de pointe R_p (abaque de Schmertmann) puis pour déterminer ϕ en fonction de D_r et de la nature du sol (abaque de Schmertmann).

Les abaques sont joints en annexe [annexe 5 fig.3 et 4]

Les valeurs moyennes des caractéristiques obtenues pour les différents essais sous un même bac seront, à la fin des calculs, repris sur trois tableaux récapitulatifs (un pour chaque bac).

Bac R21 CPT1

Profondeur (m)	Rp moy (bars)	$\sigma'v$ (τ/m^2)	Dr (%)	ϕu ($^\circ$)	Cu (bars)
1,00	19,0	0,92	/	/	0,95
2,25	4,0	2,18	/	/	0,70
3,25	3,5	3,20	/	/	0,15
3,75	5,5	3,64	/	/	0,35
4,50	9,0	4,34	/	/	0,45
6,50	32,0	6,36	40,00	38,8	/
11,50	4,0	11,46	3,38	31,7	/
16,50	128,0	16,46	/	/	6,40
19,00	16,0	18,91	8,70	29,4	/

CPT2

Profondeur (m)	Rp moy (bars)	$\delta'v$ (t/m ²)	Dr (%)	ϕu (°)	Cu (bars)
1,00	13	0,92	/	/	0,65
2,25	11	2,18	/	/	0,55
3,25	14	3,20	/	/	0,70
3,75	24	3,64	/	/	1,20
4,50	10	4,34	/	/	0,50
6,50	180	6,36	100,00	43,0	/
11,50	64	11,46	53,30	38,0	/
16,50	96	16,46	/	/	4,80
19,00	24	18,91	12,85	29,9	/

CPT3

Profondeur (m)	Rp moy (bars)	$\delta'v$ (t/m ²)	Dr (%)	ϕu (°)	Cu (bars)
1,00	14	0,92	/	/	0,70
2,25	7	2,18	/	/	0,35
3,25	4	3,20	/	/	0,20
3,75	3	3,64	/	/	0,15
4,50	3	4,34	/	/	0,15
6,50	40	6,36	50,0	39,7	/
11,50	34	11,46	30,0	35,0	/
16,50	54	16,46	/	/	2,70
19,00	14	18,91	7,6	29,0	/

Tableau récapitulatif

Profondeur (m)	1,00	2,25	3,25	3,75	4,50	6,50	11,5	16,50	19,00
ϕu (°)	/	/	/	/	/	4,05	34,9	/	29,43
Cu (bars)	0,67	0,53	0,17	0,25	0,47	/	/	4,63	/

Bac C9 CPT4

Profondeur (m)	Rp moy (bars)	$\delta'v$ (t/m^2)	Dr (%)	ϕu ($^{\circ}$)	Cu (bars)
1,00	20,33	0,92	/	/	1,016
2,25	34,00	2,18	/	/	1,700
3,25	54,00	3,20	/	/	2,700
3,75	51,00	3,64	/	/	2,550
4,50	80,67	4,34	/	/	4,030
6,50	26,86	6,36	40,00	38,8	/
11,50	95,40	11,46	67,27	39,4	/
16,50	16,43	16,46	/	/	0,820
19,00	53,25	18,91	30,00	32,4	/

CPT5

Profondeur (m)	Rp moy (bars)	$\delta'v$ (t/m^2)	Dr (%)	ϕu ($^{\circ}$)	Cu (bars)
1,00	22,67	0,92	/	/	1,13
2,25	38,50	2,18	/	/	1,92
3,25	53,00	3,20	/	/	2,65
3,75	49,00	3,64	/	/	2,45
4,50	46,67	4,34	/	/	2,33
6,50	34,71	6,36	25	37,2	/
11,50	83,33	11,46	62	38,6	/
16,50	15,71	16,46	/	/	0,79
19,00	68,75	18,91	40	33,7	/

CPT6

Profondeur (m)	Rp moy (bars)	$\sigma'v$ (τ/m^2)	Dr (%)	ϕu ($^\circ$)	Cu (bars)
1,00	18,33	0,92	/	/	0,916
2,25	34,75	2,18	/	/	1,740
3,25	67,00	3,20	/	/	3,350
3,75	72,00	3,64	/	/	3,600
4,50	59,33	4,34	/	/	2,970
6,50	26,71	6,36	30,00	37,7	/
11,50	57,87	11,46	40,83	36,2	/
16,50	15,00	16,46	/	/	0,750
19,00	8,00	18,91	4,29	28,6	/

Tableau récapitulatif

Profondeur (m)	1,00	2,25	3,25	3,75	4,50	6,50	11,5	16,50	19,00
ϕu ($^\circ$)	/	/	/	/	/	37,9	38,1	/	21,6
Cu (bars)	1,02	1,79	2,9	2,5	3,11	/	/	0,79	/

Bac R13 CPT7

Profondeur (m)	Rp moy (bars)	$\delta'v$ (t/m ²)	Dr (%)	ϕu (°)	Cu (bars)
1,00	17,67	0,92	/	/	0,88
2,25	12,75	2,18	/	/	0,64
3,25	19,00	3,20	/	/	0,95
3,75	40,00	3,64	/	/	2,00
4,50	39,34	4,34	/	/	1,97
6,50	41,71	6,36	50,00	39,7	/
11,50	95,40	11,46	67,27	39,4	/
16,50	16,43	16,46	/	/	0,82
19,00	62,60	18,91	40,00	33,7	/

CPT8

Profondeur (m)	Rp moy (bars)	$\delta'v$ (t/m ²)	Dr (%)	ϕu (°)	Cu (bars)
1,00	17,33	0,92	/	/	0,87
2,25	34,50	2,18	/	/	1,74
3,25	42,00	3,20	/	/	2,10
3,75	40,00	3,64	/	/	2,00
4,50	61,33	4,34	/	/	3,07
6,50	43,30	6,36	51,43	40,00	/
11,50	35,27	11,46	30,00	35,20	/
16,50	67,14	16,46	/	/	3,36
19,00	69,00	18,91	43,30	34,30	/

CPT9

Profondeur (m)	Rp moy (bars)	$\sigma'v$ (t/m ²)	Dr (%)	ϕu (°)	Cu (bars)
1,00	12,00	0,92	/	/	0,60
2,25	12,75	2,18	/	/	0,64
3,25	11,00	3,20	/	/	0,55
3,75	6,00	3,64	/	/	0,30
4,50	4,67	4,34	/	/	0,23
6,50	41,29	6,36	60,00	40,5	/
11,50	18,10	11,46	15,56	33,2	/
16,50	44,29	16,46	/	/	2,22
19,00	66,25	18,91	40,00	33,7	/

Tableau récapitulatif

Profondeur (m)	1,00	2,25	3,25	3,75	4,50	6,50	11,50	16,50	19,0
ϕu (°)	/	/	/	/	/	4,01	35,93	/	33,9
Cu (bars)	0,78	0,64	1,2	2	2,52	/	/	2,79	/

A.3. Résultats des essais pressiométriques :

Trois essais pressiométriques seulement ont été réalisés sur le site [Annexe 1]. Les courbes pressiométriques sont jointes en annexe [annexe 2C]. Les essais n'ont pu dépasser 3 m de profondeur. En effet, la nature vaseuse du terrain a provoqué un éboulement du trou lors du forage et a empêché la poursuite du forage plus en profondeur.

Les résultats obtenus à partir de ces essais sont regroupés dans le tableau suivant :

Profondeur (m)	Bac	Pl (bars)	Ep (bars)	Ep / Pl
1	R13	4,6	42,6	9,9
	R21	4,4	20,5	4,6
	C9	5,1	161,7	3,7
2	R13	4,7	30,6	6,5
	R21	3,8	21,7	5,7
	C9	2,2	10,4	4,7
3	R13	2,3	11,1	5,6

B - AU LABORATOIRE

Trois sondages carottés ont été effectués pour déterminer les caractéristiques physiques et mécaniques du sol de fondation.

Plusieurs échantillons ont été prélevés de ces sondages pour être étudiés au laboratoire :

- 7 échantillons pour le 1er sondage.
- 4 échantillons pour le 2ème sondage.
- 8 échantillons pour le 3ème sondage.

B.1. PRESENTATION DES RESULTATS :

a. Essais d'identification : [chap.IV.B.2]

a.1. Poids spécifiques : γ_h , γ_d

Les valeurs déterminées, pour ces paramètres sont regroupées dans le tableau suivant :

Sondage	Profondeur (m)	$\gamma_h(t/m^3)$	$\gamma_d(t/m^3)$	Etat du sol
S1	1,30 - 1,60	1,94	1,60	lâche
	4,00 - 4,90	1,85	1,40	lâche
	15,40 - 15,60	1,95	1,53	"
	17,65 - 18,00	1,95	1,52	"
	20,10 - 20,75	2,02	1,58	"
	22,60 - 23,00	1,76	1,18	"
	27,45 - 28,00	2,00	1,69	dense
S2	8,70 - 8,90	1,75	1,98	très dense
	25,45 - 25,85	1,22	1,60	lâche
S3	1,70 - 2,00	2,05	1,67	dense
	3,20 - 3,50	1,95	1,53	lâche
	3,90 - 4,10	1,83	1,36	"
	4,25 - 4,90	1,75	1,25	"
	19,25 - 19,40	1,92	1,45	"
	20,25 - 20,45	1,85	1,38	"
	23,30 - 23,90	2,06	1,70	dense
	25,50 - 26,10	2,08	1,70	dense

a.2. Teneurs en eau, degré de saturation :

Les paramètres w , w_l et S_r évalués à partir des essais au laboratoire sont représentés sur le tableau suivant :

Sondage	Profondeur (m)	$w(\%)$	$w_l(\%)$	$S_r(\%)$
S1	1,30 - 1,60	83,1	41,0	83
	4,00 - 4,90	33,2	36,0	96
	15,40 - 15,60	27,4	45,0	96
	17,65 - 18,00	28,5	40,0	100
	20,10 - 20,75	26,3	34,5	100
	22,60 - 23,00	48,0	57,0	100
	27,45 - 28,00	22,4	42,0	100
S2	4,70 - 4,85	/	29,7	/
	8,70 - 8,90	43,7	43,4	97
	14,65 - 15,00	/	29,0	/
	25,45 - 25,85	24,0	33,0	92
S3	1,70 - 2,00	23,0	29,0	100
	3,20 - 3,50	27,5	36,5	97
	3,90 - 4,10	34,8	37,0	95
	4,25 - 4,55	40,8	41,0	95
	19,25 - 19,40	32,4	33,1	100
	20,25 - 20,45	34,5	35,0	97
	23,30 - 23,90	21,0	36,5	97
	25,50 - 26,10	28,6	39,0	96

a.3. Granulométrie et limites d'Atterberg :

Comme nous l'avons mentionné précédemment, l'analyse granulométrique est un essai destiné à déterminer la répartition des grains de tailles différentes.

Exemple :

Sondage 1. Echantillon prélevé à une profondeur de 1,3 à 1,6 m.

La lecture des pourcentages sur la courbe granulométrique correspondante [Annexe 2D fig.1] donne :

- 35 % d'argile,
- 35 % de limon,
- 30 % de sable fin.

Le sol à cette profondeur, est un sol argileux limoneux sableux.

Le pourcentage d'éléments de diamètre inférieur à 80μ est de 97 % (>50%), le sol est donc un sol fin et on a recours, pour établir sa classification, aux limites d'Atterberg.

Pour cet échantillon, ont été déterminés les paramètres suivants :

$$\begin{aligned} W &= 83,1 \% & S_r &= 83 \% \\ Y_d &= 1,6 \text{ t/m}^3 & w_l &= 41 \% \\ Y_h &= 1,94 \text{ t/m}^3 & I_p &= 19 \% \end{aligned}$$

En plaçant le point sur l'abaque de Casagrande, on a : $I_p = 0,73 w_l - 20$.

$$I_p = 9,93 \%$$

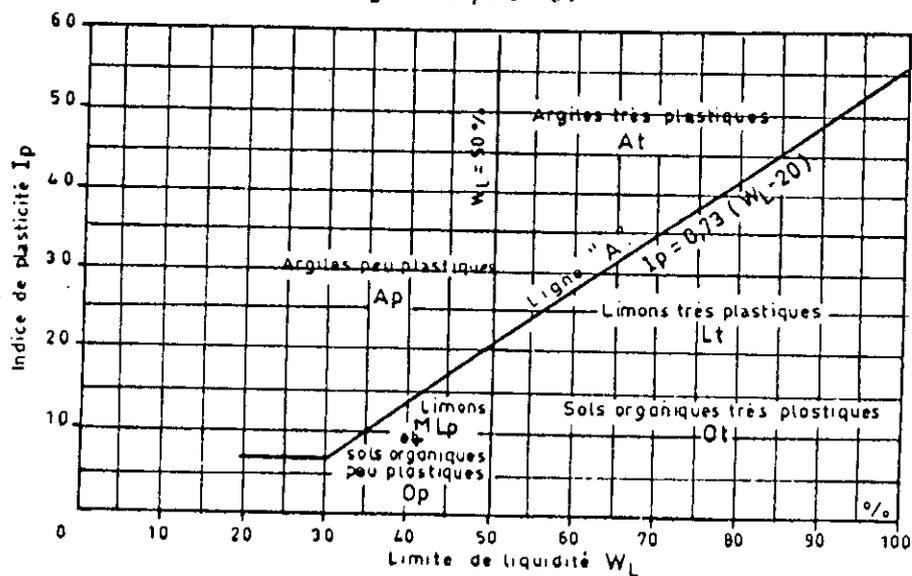


FIG.

Symboles U.S.C.S.

L_p = Limons peu plastiques	ML
O_p = Sols organiques peu plastiques	OL
A_p = Argiles peu plastiques	CL
L_t = Limons très plastiques	MH
O_t = Sols organiques très plastiques	OH
A_t = Argiles très plastiques	CH

Conclusion : le sol est une argile peu plastique.

Pour les autres points, les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Analyse granulométrique

Sondage	Profondeur (m)	Argile (%)	Limon (%)	Sable (%)	Observations
S1	1,30 - 1,6	35,0	35	30	A.L.S.
	4,00 - 4,9	17,0	30	51+2=53	S.L.A.
	15,40 - 15,6	31,0	21	18+8=26	A.S.L. + gros sable
	17,65 - 18,00	30,0	30	36+4=40	S.A.L.
	20,10 - 20,75	15,0	37	45	S.A.L.
	22,60 - 23,00	32,0	31	34+3=37	S.A.L.
	27,45 - 28,00	31,0	47	22	L.A.S.
S2	4,70 - 4,85	30,0	25	43+2=45	S.A.L.
	25,45 - 25,80	12,0	40	43+5=48	S.L.A. + gros sable
S3	1,70 - 2,00	11,5	34	54,5	S.L.A. + gros sable
	3,20 - 3,50	17,0	42	41	L.S.A.
	3,90 - 4,10	25,0	27	48	S.L.A.
	4,25 - 4,55	26,0	44	28+2=30	L.S.A.
	19,25 - 19,4	5,0	55	34+6=40	L.S.
	20,25 - 20,45	10,0	35	49+6=55	S.L.A. + gros sable
	23,3 - 23,9	36,0	14	39+11=50	S.L.A. + gros sable
	25,5 - 26,1	15,0	41	35+5=40	L.S.A. + gros sable + graviers

N.B. : A.S.L. : argile sableuse limoneuse.
 S.L.A. : sable fin limoneux argileux.
 etc ...

Limites d'Atterberg

Sondage	Profondeur (m)	Ip(%)	Observations	Ic	Observations
S1	1,30 - 1,60	19,6	Argile peu	2,22	Etat solide
	4,00 - 4,90	16,6	plastique	0,17	Etat plastique
	15,40 - 15,60	18,5	"	0,95	"
	17,65 - 18,00	18,8	"	0,61	"
	20,10 - 20,75	14,5	"	0,56	"
	22,60 - 23,00	31,1	Argile très plastique	0,29	"
	27,45 - 28,00	20,8	Argile peu plastique	0,94	"
S2	4,70 - 4,85	14,9	"	/	/
	8,70 - 8,90	19,0	"	-0,016	Etat solide
	14,65 - 15,00	13,9	"	/	/
	25,45 - 25,85	17,6	"	0,510	Etat plastique
S3	1,70 - 2,00	12,1	"	0,496	"
	3,20 - 3,50	16,3	"	0,550	"
	3,90 - 4,10	18,5	"	0,120	"
	4,25 - 4,55	17,5	"	0,011	"
	19,25 - 19,40	16,9	"	0,040	"
	20,25 - 20,45	18,0	"	0,030	"
	23,30 - 23,90	17,44	"	0,890	"
	25,50 - 26,10	20,2	"	0,510	"

b. Essais mécaniques : [chap.IV.B.3]

b.1. Essais de cisaillement : [annexe 2.E]

Dix essais de cisaillement UU ont été réalisés dont sept triaxiaux et trois à la boîte. Les paramètres obtenus à partir de ces essais sont :

- la cohésion non drainée CU,
- l'angle de frottement interne ϕ_u .

Le type d'essai réalisé est un cisaillement non consolidé non drainé pour lequel ϕ_u est théoriquement nul, les faibles valeurs obtenues pour ϕ_u le confirment.

Les résultats des essais sont rassemblés dans le tableau suivant :

Sondages	Profondeur (m)	Cu (bars)	σ_u (°)
S1	4,00 - 4,90	0,20	3,30
	17,65 - 18,00	0,65	2,00
	20,10 - 20,75	0,14	5,00
S2	8,70 - 8,90	1,38	6,30
	14,65 - 15,00	0,46	21,00
	25,45 - 25,85	0,56	7,00
S3	3,20 - 3,50	0,180	5,30
	3,90 - 4,10	0,125	4,00
	20,25 - 20,45	0,500	2,30
	25,50 - 26,10	0,750	3,30

b.2. Essai oedométrique :

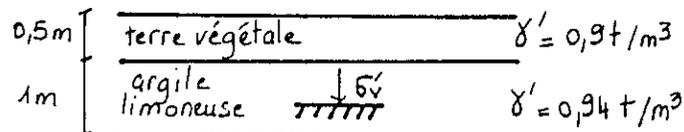
Onze essais oedométriques ont été réalisés.

Exemple :

Sondage S1. Echantillon prélevé à une profondeur de 1,3 à 1,6 m [Annexe 2.F. fig.1].

Contrainte de préconsolidation à mi-couche de l'échantillon (1,45 m) $\sigma'_p = 1,05$ bars.

Calculons σ'_v à 1,45 m de profondeur.



$$\sigma'_v = \gamma'_1 z_1 + \gamma'_2 z_2$$

$$= 0,9 \cdot 0,5 + 0,94 \cdot 0,95 = 1,34 \text{ t/m}^2$$

d'où $\sigma'_v = 0,134$ bars.

$\sigma'_v < \sigma'_p$ donc le sol est surconsolidé à cette profondeur.

Calculons le degré de surconsolidation :

$$\text{OCR} = \frac{\sigma'p}{\sigma'v} = 7,84.$$

Le sol est donc fortement surconsolidé.

Pour les autres échantillons, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sondage	Profondeur (m)	$\sigma'v$ (bars)	$\sigma'p$ (bars)	OCR	Observations
S1	1,3 - 1,6	0,134	1,05	7,84	Sol fortement surconsolidé
	4,0 - 4,9	0,428	2,1	4,91	"
	15,4 - 15,6	1,55	0,88	0,57	Sol sous consolidé
	17,65 - 18,0	1,771	/	/	/
	20,1 - 20,75	2,036	/	/	/
	22,6 - 23,0	2,28	2,1	0,92	Sol normalement consolidé
	27,45 - 28,0	2,745	2,3	0,84	"
S3	1,7 - 2,0	0,19	1,45	7,63	Sol fortement surconsolidé
	3,2 - 3,5	0,34	/	/	/
	3,9 - 4,1	0,4	/	/	/
	4,25 - 4,55	0,45	1,08	2,4	Sol surconsolidé
	19,25 - 19,4	1,8	2,05	1,4	Sol normalement consolidé
	20,25 - 20,45	1,9	/	/	/
	23,3 - 23,9	2,18	0,58	0,27	Sol sous consolidé
	25,5 - 26,1	2,41	/	/	/

Les valeurs de C_c et C_g permettent de faire quelques observations quant à la compressibilité du sol et à son aptitude au gonflement.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sondage	Profondeur (m)	Cr	Cg	Observations	Cc	Observations
S1	1,30 - 1,60	0,000	0,0530	Sol gonflant	0,2070	Sol A.F.C.
	4,00 - 4,90	0,046	0,0360	Sol non gonflant	0,2300	" A.F.C.
	15,40 - 15,60	0,027	0,1260	Sol fortement gonflant	0,3550	" T.C.
	22,60 - 23,00	0,000	0,0261	Sol non gonflant	0,0940	" P.C.
	27,45 - 28,00	0,000	0,0360	" " "	0,0000	" T.P.C.
S2	4,70 - 4,85	0,0797	0,0680	Sol gonflant	0,254	" A.F.C.
	25,45 - 25,85	0	0,0570	"	0,166	" M.C.
S3	1,70 - 2,00	0,10	0,0400	Sol non gonflant	0,168	" M.C.
	4,25 - 4,55	0,126	0,0940	Sol gonflant	0,398	" T.C.
	19,25 - 19,40	0,03	0,0230	Sol non gonflant	0,171	" M.C.
	23,30 - 23,90	0,0157	0,0270	" " "	0,203	" A.F.C.

N.B. : A.F.C. assez fortement compressible.

T.C. très compressible.

P.C. peu compressible.

T.P.C. très peu compressible.

M.C. moyennement compressible.

Détermination du module oedométrique :

Le module oedométrique est donné par :

$$E_{oed} = - \frac{\frac{\Delta \sigma}{h}}{\frac{\Delta e}{1 + e_0}} = - \frac{\Delta \sigma}{\Delta e} (1 + e_0)$$

où $\Delta \sigma = \sigma_2 - \sigma_1$.

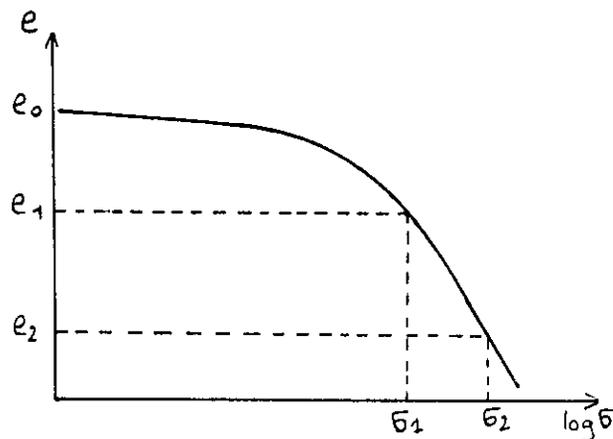
et $\Delta e = e_2 - e_1$.

e_0 : indice des vides initial.

$\sigma_1, \sigma_2, e_1, e_2$ sont lus sur les courbes de compressibilité jointes en annexe. [Annexe 2F].

Exemple de calcul :

Echantillon prélevé à la profondeur de 1,3 à 1,6 m. [Annexe 2F fig.1]



$e_0 = 0,734.$

$\sigma_1 = 5 \text{ bars} \quad e_1 = 0,561.$

$\sigma_2 = 9,5 \text{ bars} \quad e_2 = 0,504.$

$$E_{oed} = - \frac{\Delta \sigma}{\Delta e} (1 + e_0).$$

$$E_{oed} = - \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{e_2 - e_1} (1 + e_0)$$

$E_{oed} = 137 \text{ kg/cm}^2.$

Les autres résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Profondeur de l'échantillon prélevé (m)	e ₀	σ ₁ (bars)	e ₁	σ ₂ (bars)	e ₂	E _{oed} (bars)
1,30 - 1,60	0,734	5	0,561	9,5	0,504	137,00
1,70 - 2,00	0,640	5	0,442	9,5	0,400	175,71
4,00 - 4,50	0,845	3	0,663	4,0	0,684	87,86
15,40 - 15,60	1,220	5	0,822	9,5	0,726	104,06
19,25 - 19,40	0,720	5	0,578	9,5	0,530	161,25
22,60 - 23,00	1,750	7	1,132	9,5	1,000	52,10
27,45 - 28,00	0,605	5	0,563	7,0	0,551	267,50

Détermination du module de déformation du sol :

Comme nous l'avons vu dans le paragraphe [chap.IV - B.3 - b.2.5], nous pouvons déterminer les modules de déformation drainé E' et non drainé E_u du sol à partir du module oedométrique par les formules suivantes.

$$E' = 0,74 E_{oed}.$$

et

$$E_u = 0,854 E_{oed}.$$

Les différentes valeurs sont regroupées dans le tableau suivant :

Profondeur de l'échantillon prélevé (m)	1.3-1,6	1,7-2,0	4,0-4,5	15,4-15,6	19,25-19,4	22,6-23,0	27,45-28,0
Eoed (bars)	137,00	175,71	87,86	104,06	161,25	52,10	267,50
E' (bars)	101,38	130,02	65,02	77,00	119,32	38,55	197,95
Eu (bars)	117,00	150,06	75,03	88,87	137,71	44,49	228,44

c. Détermination des caractéristiques mécaniques du sol à partir des essais de laboratoire et du SPT :

Calcul de l'angle de frottement interne pour les sols pulvérulents : [chap.IV A.7]

Etant donnée l'insuffisance d'échantillons prélevés pour chaque sondage, nous considérerons le sol identique sous les différents bacs et nous exploiterons un seul sondage : le sondage 1.
Les différentes valeurs obtenues sont regroupées dans le tableau suivant :

Profondeur (m)	N=N1+N2	Ncorrigé	$\phi(^{\circ})$
5,0 - 5,45	4+ 7=11	11,0	30,0
7,0 - 7,45	7+ 4=11	11,0	30,0
9,2 - 9,65	8+12=20	17,5	33,0
11,5 - 11,95	8+ 9=17	16,0	32,5
14,8 - 15,25	8+ 7=15	15,0	31,5
19,5 - 19,95	11+ 9=20	17,5	33,0
22,0 - 22,45	5+12=17	16,0	32,5

N.B. la correction sur N est due à la présence de la nappe.

Détermination de la cohésion non drainée à partir des essais de labo : [chap.V B.b.1.]

Les échantillons des trois sondages étant prélevés à des profondeurs différentes, nous nous baserons sur les résultats de l'ensemble pour la détermination de la cohésion non drainée.

Ces résultats sont représentés sur le tableau suivant :

Profondeur (m)	Cohésion (bars)
3,20 - 3,50	0,180
3,90 - 4,10	0,125
4,00 - 4,90	0,200
8,70 - 8,90	1,380
14,65 - 15,00	0,460
17,65 - 18,00	0,650
20,10 - 20,75	0,140
25,45 - 25,85	0,560

B.2. INTERPRETATION DES RESULTATS :

a. Essais d'identification :

- Les valeurs obtenues pour la densité sèche varient entre 1,18 et 1,7 t/m³. L'étude de la compacité du sol révèle qu'il est généralement lâche en surface et qu'il tend à se densifier en profondeur.
- La mesure de la densité humide donne des valeurs s'étalant de 1,75 à 2,08 t/m³.
- Les valeurs de la teneur en eau varient entre 21 et 48 %, elles sont donc, en moyenne, assez élevées.
- Le degré de saturation varie de 95 à 100 %, ce qui correspond à un sol saturé. Deux valeurs, seulement, se situent hors de cet intervalle (83 et 92 %), elles sont néanmoins très élevées et indiquent que le sol est saturé ou proche de saturation.

- Analyse granulométrique :

Cette analyse a révélé que le sol en présence était un sol fin.

En effet, le pourcentage de passant sur un tamis de 80 microns est supérieur à 50 % (entre 70 et 99 %).

L'analyse est donc essentiellement faite par sédimentométrie.

les pourcentages des différents éléments donnent une idée sur la constitution du sol avec ses prédominances.

- Limites d'Atterberg :

Le sol étant un sol fin, on a eu recours à une classification adaptée à partir des limites d'Atterberg.

Les valeurs de I_p (indice de plasticité) et de w_l (limite de liquidité) obtenues ont été reportées sur l'abaque de Casagrande.

Celui-ci montre qu'on est en présence d'une argile en général peu plastique.

En ce qui concerne l'état du sol, le calcul de l'indice de consistance I_c nous a permis de dire que le sol était généralement à l'état plastique et parfois à l'état solide.

b. Essais mécaniques :

b.1. Essais de cisaillement :

Les essais de cisaillement non consolidés non drainés (UU) donnent les caractéristiques de cisaillement du sol à court terme.

Les résultats des essais montrent que :

- les valeurs de la cohésion C_u sont en général faibles (comprises entre 0,14 et 0,75 bars),
- les valeurs de l'angle de frottement interne ϕ_u sont très proches de zéro, ce qui est en accord avec la théorie pour laquelle l'angle de frottement obtenu à partir d'un essai UU est nul.

b.2. Essai oedométrique :

Les essais oedométriques permettent de définir l'état de consolidation d'un sol ainsi que son degré de gonflement et de compressibilité.

D'après les valeurs des coefficients de compressibilité et de gonflement obtenus à partir des courbes oedométriques, on peut dire que le sol est fortement compressible et en général peu gonflant.

La comparaison de la contrainte de préconsolidation σ'_p , déduite de la courbe oedométrique à différentes profondeurs, avec la contrainte effective du sol à ces mêmes profondeurs nous a permis d'établir l'état de consolidation du sol.

Ainsi, le sol est surconsolidé en surface et normalement ou sous consolidé en profondeur.

Le degré de surconsolidation $OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_v}$
indique que :

1. Les niveaux argileux superficiels sont fortement surconsolidés (OCR = 4 - 8) probablement à cause d'oscillations du niveau de la nappe ;
2. En profondeur, les terrains sont normalement consolidés (OCR = 1).

B.3. ANALYSE CHIMIQUE :

a. Analyse de l'eau :

Dans le génie civil, les problèmes créés par l'eau sont quelquefois ignorés et souvent mal posés. Cela est d'autant plus grave dans les sols argileux dont les caractéristiques varient de façon importante en fonction de l'eau.

En plus des désordres qui peuvent être provoqués par le gonflement ou le tassement des argiles, il est indispensable de vérifier que l'eau ne comporte pas de substances chimiques susceptibles d'attaquer le béton des fondations.

Une analyse minéralogique a été effectuée sur des échantillons d'eau de nappe et d'eau de forage afin de déterminer le potentiel d'agressivité de l'eau vis-à-vis du béton.

Les essais effectués sur des prélèvements à la profondeur de 27,5 m à 29,5 m indiquent que les éléments chimiques sont de minéralisation moyenne à faciès sulfato-chloruro-sodique qui ne présente pas d'agressivité vis à vis du béton.

Les résultats de ces analyses sont regroupés dans le tableau suivant :

Echantillon :

Date de prélèvement : non précisée
Lieu de prélèvement : Béjaïa
Nature du point d'eau : eau de nappe
Profondeur : 27,50 - 29,50 m
But de l'analyse : agressivité vis à vis du béton

Résultats :

Composants	(Mg/l)	(Meq/l)
(ca++)	24,0	1,20
(Mg++)	19,2	1,60
(Na++)	225,0	9,78
(K+)	6,6	0,17
		12,75
(cl-)	369,2	10,40
(So4--)	36,6	0,76
(Hco3-)	78,1	1,28
(Co3--)		
		12,44
TOTAL (mg/L)	758,7	

Echantillon :

Date de prélèvement : non précisée
Lieu de prélèvement : Béjaïa
Nature du point d'eau : eau de forage
Profondeur : 27,50 - 29,50 m
But de l'analyse : agressivité vis à vis du béton

Résultats :

Composants	(Mg/l)	(Meq/l)
(Ca ⁺⁺)	80,0	4,0
(Mg ⁺⁺)	30,7	2,56
(Na ⁺⁺)	150,0	6,52
(K ⁺)	8,0	0,21
		13,29
(Cl ⁻)	355,0	10,00
(SO ₄ ⁻⁻)	133,8	2,79
(HCO ₃ ⁻)	34,2	0,56
(CO ₃ ⁻⁻)		
		13,35
TOTAL (mg/L)	791,6	

b. Composition en matières organiques :

Des analyses ont été également faites pour déterminer la quantité de matières organiques dans le sol. Des échantillons ont été prélevés entre 1,7 et 20 m de profondeur.

Les résultats obtenus sont résumés ci-dessous :

Résultats exprimés en %

Référence de l'échantillon	Profondeur (m)	Matières organiques
Sondage 1	4,25 - 4,50	9,33
Sondage 1	22,0 - 23,60	11,07
Sondage 3	1,70 - 2,00	6,79
Sondage 3	3,9 - 4,1	3,97
Sondage 3	4,25 - 4,53	8,23
Sondage 3	19,25 - 19,40	30,90
Sondage 3	20,2 - 20,45	12,13

Les valeurs trouvées varient entre 6 et 30mg/g, on peut dire que le sol est vaseux en surface (pourcentage en matière organique faible : <10%). Cette concentration augmente en profondeur (>10%), le sol est donc tourbeux.

c. Composition chimique du sol :

L'analyse chimique de plusieurs échantillons de sol a donné des résultats résumés dans le tableau ci-après.

L'interprétation de ces résultats a révélé que le sol n'était pas agressif vis à vis du béton.

Analyse chimique sommaire
(résultats exprimés en % et en poids)

Désignation de l'échantillon			C o m p o s i t i o n						Bilan	Resultats analyses int.	
N°	Référence de l'échantillon	Profondeur (mini - maxi)	Insolubles SiO ₂ +Silic	Oxydestol Fe ₂ O ₃ +Al ₂ O ₃	Carb CaCO ₃	Sulfates CaSO ₄ -2H ₂ O	Chlor NaCl	Eau de constitution	Pond	Perte au feu	Anhyd (CO ₂)
1	R21	8.00 - 8.10	59.32	7.60	30.28	5527	0.12	2.03	99.89	15.35	13.32
2	R13	5.40 - 5.50	57.26	11.40	23.85	7001	0.12	6.53	99.86	18.02	10.50
3	C9	3.20 - 3.30	50.84	9.40	35.78	2579	0.12	3.01	99.40	18.75	15.74

VI - REPRISE EN SOUS OEUVRE

A - INTRODUCTION

A.1. GENERALITES :

Différentes causes peuvent modifier le comportement du sol réduisant ainsi sa capacité à supporter les charges qui lui sont appliquées (ouvrages divers).

Parfois, il s'avère indispensable d'intervenir pour que les désordres décelés dans l'ouvrage n'entraînent pas sa ruine totale.

Les reprises en sous oeuvre constituent pour les constructeurs, des opérations délicates et compliquées auxquelles ils ne sont pas préparés par les enseignements donnés par les diverses écoles.

De nos jours, s'il est encore fréquent de construire sur un terrain vierge, il faut de plus en plus souvent intervenir au milieu des constructions existantes que ce soit pour édifier un nouvel ouvrage ou pour renforcer des bâtiments anciens.

Les travaux de reprise en sous oeuvre sont multiples.

a. Transformation d'existant :

Il s'agit le plus souvent de transformer un ouvrage pour l'adapter à un usage nouveau. Ces transformations entraînent, dans de nombreux cas, une distribution différente des contraintes appliquées sur le sol. Les fondations anciennes peuvent alors devenir localement insuffisantes et des travaux sont à entreprendre pour les améliorer.

b. Renforcement de fondations insuffisantes :

Sans qu'il y ait transformation d'immeuble, les fondations peuvent également devenir insuffisantes (exemple : pieux en bois qui pourrissent).

Ces insuffisances de fondations se produisent progressivement et restent généralement cachées tant que la résistance du sol n'est pas inférieure aux charges appliquées. Dès ce moment là, des mouvements se produisent et les travaux deviennent urgents. Il se peut alors que le terrain d'assise primitif se dégrade à la suite de circulation d'eau et de phénomènes d'érosion, où alors parce que des travaux voisins ont changé le régime des eaux dans le terrain.

c. Fouilles en contrebas des fondations :

Enfin, des travaux en sous oeuvre peuvent encore être la conséquence de travaux sous l'immeuble ou en contrebas.

De ces trois points, c'est le point b. qui concerne notre étude et que nous nous proposons de détailler ci-après.

A.2. RENFORCEMENT DE FONDATIONS INSUFFISANTES :

a. Renforcement des fondations par report des charges sur un terrain plus résistant :

Ce renforcement consiste à reporter les charges de l'ouvrage sur un terrain plus profond et plus résistant. Cette reprise en sous-oeuvre peut être effectuée :

a.1. Par pieux :

La reprise en sous oeuvre d'une semelle par pieux n'est pas réalisable dans des conditions de sécurité normales ; si l'on veut mettre les pieux sous la semelle existante, il faut déchausser la semelle d'une façon trop importante. La méthode la plus facile consiste à disposer les pieux nécessaires autour de la semelle à reprendre, à les relier par des longrines qui seront ensuite liaisonnées avec la semelle existante.

Une autre possibilité de renforcement utilise la technique nouvelle des pieux aiguilles (micropieux) associée à un ceinturage de la semelle.

La liaison des têtes des pieux racines à la structure à reprendre est assurée par des massifs de ceinturage en béton armé.

a.2. Par remplacement de la semelle primitive :

Cette méthode est utilisée lorsque la reprise en sous oeuvre présente trop de difficultés. On procède à la suppression de la semelle de résistance insuffisante.

b. Consolidation des fondations par amélioration des qualités mécaniques de la surface d'appui :

Il est possible d'agir sur les caractéristiques géotechniques des terrains meubles ou

des roches en améliorant in situ leurs propriétés mécaniques ou hydrauliques par des techniques spéciales.

On peut envisager, en effet, une telle solution lorsqu'une surélévation du bâtiment conduit à une augmentation des charges sous les fondations sans que celles-ci présentent elles-mêmes des faiblesses ou lorsque des modifications de la structure ont surchargé certaines parties des fondations existantes.

On peut aussi recourir à cette formule lorsque les fondations ont été établies dès l'origine sur un terrain dont les possibilités ont été surestimées.

B - FONDATIONS SUPERFICIELLES

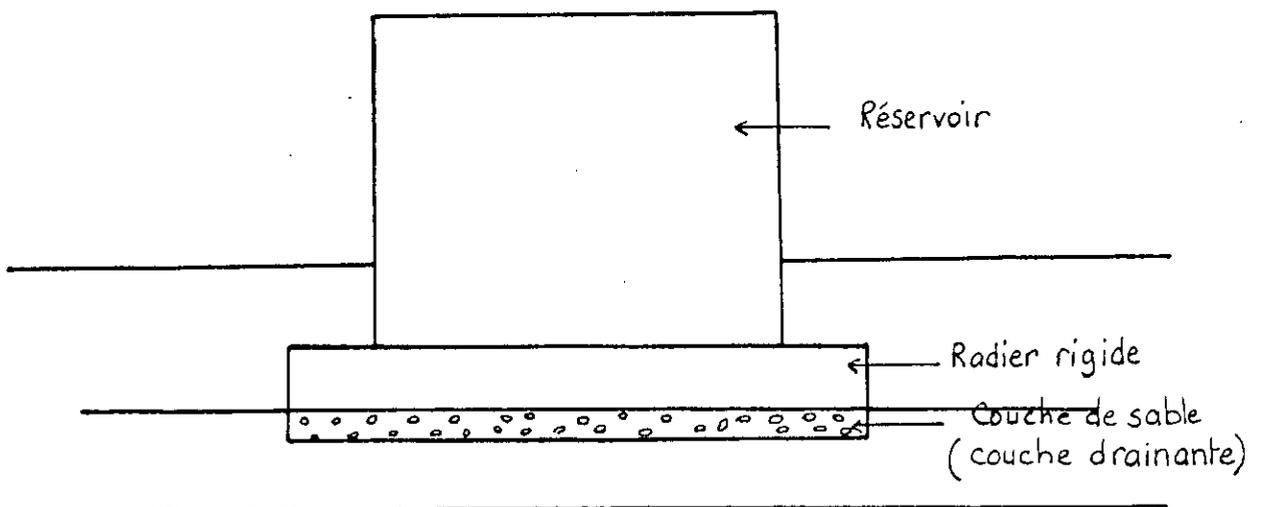
B.1. INTRODUCTION :

Qu'il s'agisse de réaliser un nouvel ouvrage ou de reprendre un ouvrage existant, la logique recommande de commencer à rechercher la solution la plus simple et la plus économique, en l'occurrence ce serait les fondations superficielles.

L'ouvrage à étudier étant un réservoir circulaire, les semelles isolées ne sont pas adaptées.

Les types de fondations envisageables sont soit les fondations par couronne soit les fondations sur radier.

Néanmoins, le sol d'assise présentant des caractéristiques géotechniques médiocres, la meilleure solution semble être l'utilisation d'un radier rigide. L'étude de cette solution est traitée dans la partie suivante :



La couche de sable disposée sous le radier sert à uniformiser les charges transmises par le radier au sol, et à éliminer toute suppression intersticielle sous le radier.

B.2. DESCENTE DE CHARGE :

Bac R21 = R13 :

Diamètre du réservoir : $\emptyset = 67$ m.
Capacité du réservoir : $C = 50\ 000$ m³.
Masse volumique du pétrole : $\gamma = 0,79$ t/m³.
Poids du pétrole : $Q_{pét} = 50\ 000 \times 0,79$.
 $Q_{pét} = 39\ 500$ t.
Poids de la robe par mètre linéaire : $q_{robe} = 3,75$ t/ml.
Poids total de la robe : $Q_{robe} = q_{robe} \times \pi \times D = 3,75 \times \pi \times 67$.
 $Q_{robe} = 790$ t.
Poids du toit : $Q_{toit} = 430$ t.
Poids total du bac vide : $Q_{app} = 1220$ t.
Poids total du bac plein : $Q_{app} = 40720$ t.

Bac C9 :

Diamètre du réservoir : $\emptyset = 56$ m.
Capacité du réservoir : $C = 35\ 000$ m³.
Masse volumique du pétrole : $\gamma = 0,79$ t/m³.
Poids du pétrole : $Q_{pét} = 35\ 000 \times 0,79$.
 $Q_{pét} = 27650$ t.
Poids de la robe par mètre linéaire : $q_{robe} = 3,7$ t/ml.
Poids total de la robe : $Q_{robe} = q_{robe} \times \pi \times D = 651$ t.
Poids du toit : $Q_{toit} = 300$ t.
Poids total du bac vide : $Q_{app} = 951$ t.
Poids total du bac plein : $Q_{app} = 28\ 601$ t.

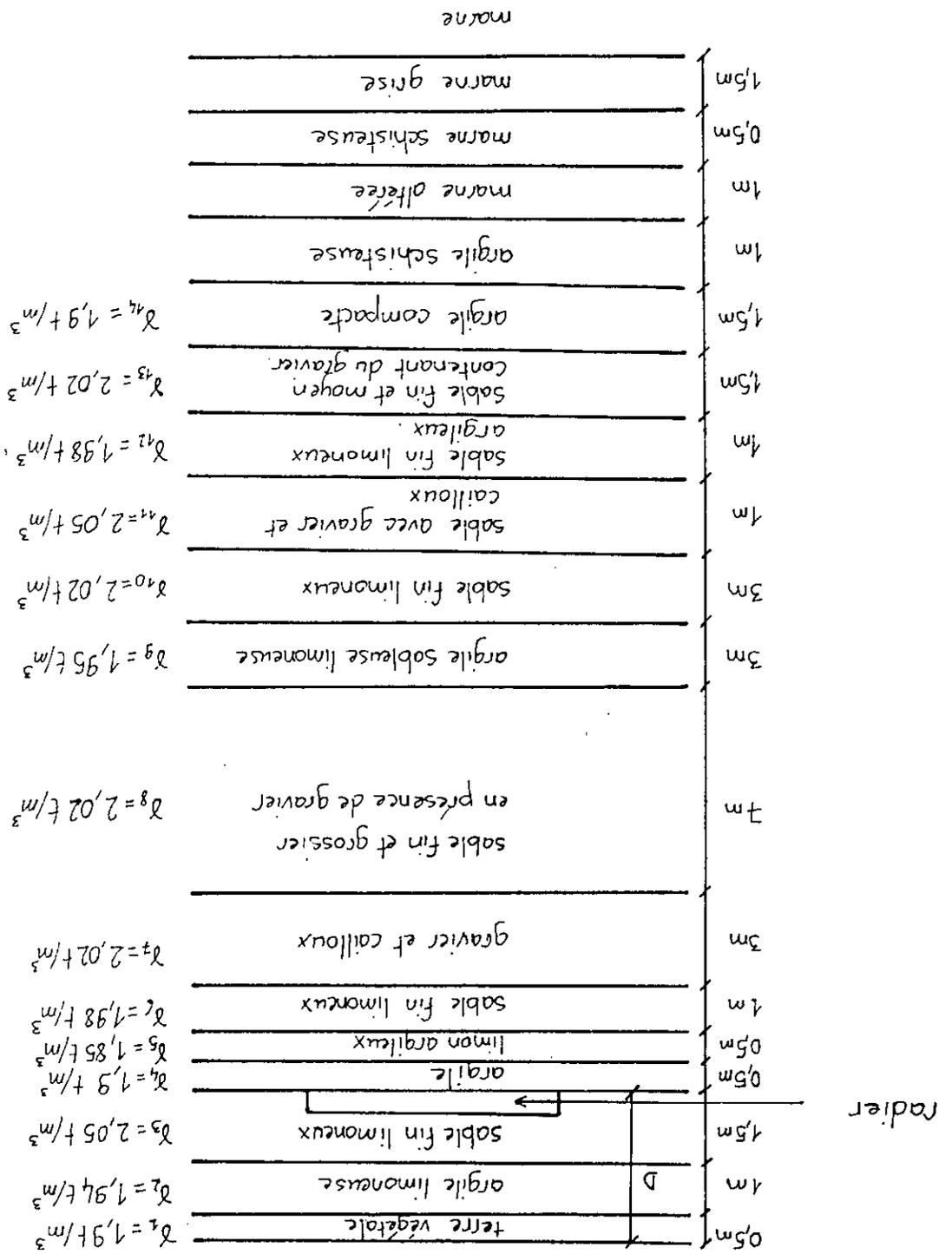
B.3. CALCUL DE LA CAPACITE PORTANTE DES FONDATIONS SUPERFICIELLES A PARTIR DES ESSAIS DE LABORATOIRE :

Le mode de chargement du réservoir ne permettant pas la dissipation de la pression interstitielle dans le sol (chargement et déchargement rapides), le calcul de la force portante du sol se fera dans des conditions non drainées.

Les caractéristiques mécaniques utilisées sont celles obtenues précédemment à partir des essais de laboratoire et du S.P.T.

Nous déterminerons dans cette partie le calcul de la capacité portante d'un radier général :

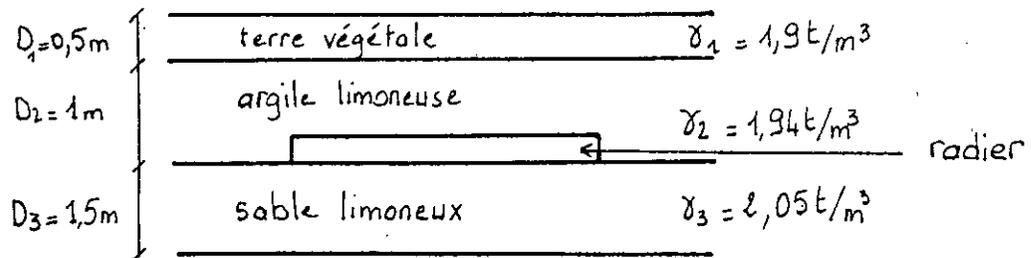
COUPE DU SOL



D: profondeur d'ancrage

Exemple de calcul : [chap.IV.B.4.]

Profondeur d'ancrage $D = 1,5 \text{ m}$.



Le sol d'assise est un sol fin plastique constitué d'argile, de sable et de limon ; c'est donc un sol cohérent. Dans nos calculs, nous considérerons ce sol comme purement cohérent.

N'ayant pas de valeur de C_u à cette profondeur, on l'estimera à partir des mesures effectuées plus profondément :

à 3,2 m de profondeur $C_u = 0,18 \text{ bars}$.

à 4 m de profondeur $C_u = 0,2 \text{ bars}$.

L'expression de la capacité portante pour un radier est celle d'une semelle circulaire de diamètre $B=67 \text{ m}$ pour les bacs R13 et R21 et $B=56 \text{ m}$ pour le bac C9.

$$q_l = 0,3 Y_2 B N_Y + \sum Y_i D_i N_q + 1,3 C N_c.$$

Etant dans un sol cohérent

$$q_l = \sum Y_i D_i + 1,3 C N_c.$$

En effet,

$$\phi_u = 0 \text{ d'où } N_q = 1, N_Y = 0 \text{ et } N_c = \pi + 2.$$

on a donc :

$$q_{adm} = \sum Y_i D_i + \frac{1,3 C N_c}{3}.$$

N.B.

Terzaghi propose pour les sols très compressibles tels que l'argile : $C = 2/3 C_u$.

$$q_{adm} = Y_{11} D_1 + Y_{12} D_2 + \frac{1,3 \cdot 2/3 \cdot C_u \cdot N_c}{3}.$$

$$q_{adm} = (1,9 \cdot 0,5 + 1,94 \cdot 1)10^{-1} + \frac{1,3 \cdot 2/3 \cdot 0,15 \cdot 5,14}{3}$$

$$q_{adm} = 0,51 \text{ bars.}$$

L'ensemble des résultats est regroupé dans le tableau suivant :

Profondeur (m)	1,5	2	3
Cohésion Cu (bars)	0,15	0,15	0,18
Capacité portante q_{adm} (bars)	0,51	0,61	0,86

B.4. CALCUL DE LA CAPACITE PORTANTE DES FONDATIONS SUPERFICIELLES A PARTIR DES ESSAIS PENETROMETRIQUES : [Chap.IV.A.3]

Nous utiliserons pour le calcul de la capacité portante les formules suivantes :

- Sol pulvérulent :

$$q_{adm} = R_p/10. \quad (\text{L'herminier})$$

- Sol purement cohérent :

$$\frac{R_p - P' \cdot \sigma}{15} \leq q_{adm} \leq \frac{R_p - P' \cdot \sigma}{12} \quad (\text{Cassan pour une pointe hollandaise})$$

N.B.

Nous n'utiliserons pas la formule proposée par Meyerhoff étant donné que cette dernière nous donne une valeur de la charge admissible (q_{adm}) beaucoup plus petite que celle qu'on obtient par les deux autres méthodes. L'utilisation de la méthode de Meyerhoff conduirait à une trop grande sous estimation de la portance du sol.

En nous basant sur les résultats des différents essais pénétrométriques (CPT), calculons les capacités portantes des fondations superficielles pour chaque bac :

Bac R21 :

Profondeur	Capacité portante (bars)			
	CPT1	CPT2	CPT3	Capacité portante moyenne/bars
1,5 m	1 ÷ 1,25	0,67 ÷ 0,83	0,93 ÷ 1,17	0,97
2 m	1,2 ÷ 1,5	0,67 ÷ 0,83	0,67 ÷ 0,83	0,95
2,5 m	0,66 ÷ 0,83	1,07 ÷ 1,33	0,53 ÷ 0,67	0,85
3 m	0,27 ÷ 0,33	0,39 ÷ 0,48	0,4 ÷ 0,5	0,40

Bac R13 :

Profondeur	Capacité portante (bars)			
	CPT7	CPT8	CPT9	Capacité portante moyenne/bars
1,5 m	0,93 ÷ 1,17	1,8 ÷ 2,25	0,67 ÷ 0,83	1,27
2 m	0,8 ÷ 1	1,33 ÷ 1,67	0,67 ÷ 0,83	1,05
2,5 m	0,87 ÷ 1,08	1,73 ÷ 2,17	1,13 ÷ 1,42	1,40
3 m	0,8 ÷ 1	4,4 ÷ 5,5	0,93 ÷ 1,17	2,30

Bac C9 :

Profondeur	Capacité portante (bars)			
	CPT4	CPT5	CPT6	Capacité portante moyenne/bars
1,5 m	1,87÷2,33	0,93÷1,17	1,53÷1,92	1,625
2 m	2,53÷3,17	1,73÷2,17	1,2 ÷1,5	2,05
2,5 m	2 ÷2,5	3,87÷4,83	2,8 ÷3,5	3,25
3 m	2,67÷3,33	3,73÷4,67	3,73÷4,67	3,8

B.5. CALCUL DE LA CAPACITE PORTANTE DES FONDATIONS SUPERFICIELLES A PARTIR DES ESSAIS PRESSIOMETRIQUES : [chapitre IV.A.2]

Le calcul du taux de travail sera réalisé selon la méthode de Louis Ménard.

Formule fondamentale : $q_1 - q_0 = K (p_1 - p_0)$.

Le radier est ancré à une profondeur $D=3m$.

Bacs R21,R13 :

Les deux bacs étant identiques, le calcul sera mené une seule fois en considérant les caractéristiques les plus défavorables.

à $z=1m$ P_1 retenue = $P_1(\text{bac R21}) = 4,4$ bars.
Eretenu = $E_p(\text{bac R21}) = 20,5$ bars.

à $z=2m$ $P_1 = 3,8$ bars.
 $E_p = 10,4$ bars.

à $z=3m$ $P_1 = 2,3$ bars.
 $E_p = 11,1$ bars.

Calcul de la pression limite équivalente P_{le} :

Le radier étant une fondation très superficielle,

$$P_{le} = (P_1 \times P_3)^{\frac{1}{2}}$$

Le sol à 3 m de profondeur est un sable limoneux contenant de l'argile, donc d'après le tableau (*) [chap.IV.A.3.b] le sol est de catégorie I.

$$P_{12} = (4,4 \times 2,3 \times 2,3)^{1/3} = 2,8 \text{ bars.}$$

$$P_{13} = (2,3 \times 2,3 \times 2,3)^{1/3} = 2,3 \text{ bars.}$$

d'où $P_{1e} = 2,56 \text{ bars.}$

Calcul de la profondeur d'encastrement équivalent: D_e :

$$D_e = \frac{1}{P_{1e}} \sum_{i=0}^D P_{1i} \cdot z_i.$$

$$D_e = \frac{1}{2,56} (4,4 \times 100 + 3,8 \times 200 + 2,3 \times 300) = 410 \text{ cm.}$$

Détermination du coefficient K : (facteur de portance)

Nous avons déterminé la valeur de K en fonction de l'encastrement relatif D/B du type de semelle utilisé et de la catégorie du sol. La valeur lue sur l'abaque joint en annexe (annexe 5 fig.5) est :

$$K = 0,92.$$

$$p_o = K_o (q_o - U) + U.$$

Le coefficient de pression des terres au repos K_o est de l'ordre de 0,8 pour une argile molle. [8]

$$K_o = 0,8.$$

$$q_o = \sum_0^{3 \text{ m}} \gamma_i h_i = 1,9 \times 0,5 + 1,94 \cdot 1 + 2,05 \cdot 1,5 = 5,96 \text{ t/m}^2.$$

$$q_o = 0,596 \text{ bars.}$$

$$U = \gamma_w D = 1 \times 3 = 3 \text{ t/m}^2 = 0,3 \text{ bars.}$$

d'où $p_o = 0,62 \text{ bars.}$

$$\text{et } q_1 = q_o + K(P_1 - P_o).$$

$$q_1 = 2,38 \text{ bars.}$$

$$q_{adm} = q_0 + \frac{K}{3} (P_1 - P_0).$$

donc $q_{adm} = 1,2 \text{ bars.}$

Bac C9 :

à	z=1m	P1 = 5,1 bars.
à	z=2m	P1 = 2,2 bars.
à	z=3m	P1 = 2,3 bars.

P12 = 3 bars.
P13 = 2,3 bars.

d'où $P_{1e} = 2,63 \text{ bars.}$

$D_e = 3,65 \text{ m.}$
 $K = 0,96.$
 $P_0 = K_0(q_0 - U) + U.$

$K_0 = 0,6$ (sable argileux).
 $q_0 = 0,583 \text{ bars.}$
 $U = 0,3 \text{ bars.}$

d'où $P_0 = 0,47 \text{ bars.}$

et $q_1 = 2,66 \text{ bars.}$

et $q_{adm} = 1,27 \text{ bars.}$

B.6. DIMENSIONNEMENT DU RADIER :

Etant donné le nombre réduit de sondages carottés et par conséquent l'insuffisance des données (caractéristiques physiques et mécaniques du sol), nous n'utiliserons pas les résultats des essais de laboratoire pour le dimensionnement du radier. Celui-ci sera effectué à partir des essais in situ plus représentatifs du comportement réel de la masse de sol.

Cependant, les valeurs de la charge admissible obtenues à partir des essais pénétrométriques varient selon une fourchette plus ou moins large et sont obtenues à partir de formules purement empiriques.

De plus, le pénétromètre étant un pieu réduit, il est particulièrement approprié aux fondations profondes.

Nous utiliserons, par conséquent, les résultats pressiométriques [chap.VI.B.5]

La contrainte admissible du sol à 3 m de profondeur obtenue à partir de l'essai pressiométrique est :

- * Pour les bacs R13 et R21 : $q_{adm}=1,2\text{bars}$ [chap.VI.B.5.]
- * Pour le bac C9 : $q_{adm}=1,27\text{bars}$ [chap.VI.B.5]

Nous calculerons le radier sous le poids du liquide et du couvercle (charges surfaciques) et nous vérifierons la résistance du sol en tenant compte de la robe (charge linéairement répartie sur la périphérie).

a. Calcul du radier : [chap.VI.B.1.]

- * Bacs R21, R13 :

$$Q_{app} = Q_{pétrole} + Q_{toit} = 39930 \text{ t.}$$

Soit un radier de diamètre $\phi = 67 \text{ m}$,

$$q_{app} = \frac{Q_{app}}{\frac{\pi D^2}{4}} = 11,32 \text{ t/m}^2 = 1,13 \text{ bars.}$$

or $q_{adm} = 1,2 \text{ bars}$,

d'où $q_{app} < q_{adm}$.

Le radier de 67 m de diamètre ancré à 3 m de profondeur est envisageable pour reprendre le liquide.

Nous prendrons un radier rigide pour éviter tout risque de tassement différentiel.

- * Bac C9 :

$$Q_{app} = Q_{pétrole} + Q_{toit} = 27950 \text{ t.}$$

Soit un radier de 56 m diamètre,

$$q_{app} = \frac{Q_{app}}{\frac{\pi D^2}{4}} = 11,35 \text{ t/m}^2 = 1,135 \text{ bars.}$$

or $q_{adm} = 1,27 \text{ bars}$,

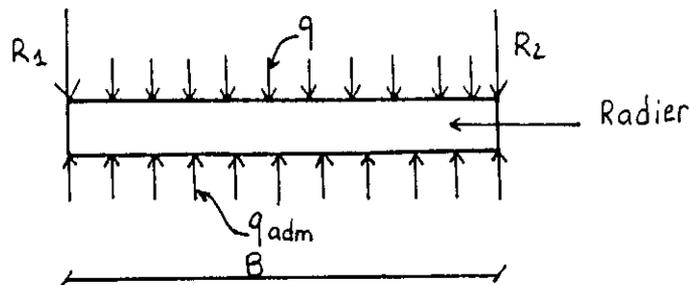
d'où $q_{app} < q_{adm}$.

Le radier suffit donc à reprendre le poids du pétrole.

b. Vérification du radier :

Le radier proposé étant rigide, il n'est pas nécessaire de faire une vérification des déformations dues aux charges concentrées (périphériques) du bac vide.

Par contre, il est nécessaire de vérifier que le sol suffit à reprendre la totalité des charges (bac + liquide).



$R_1 + R_2$: poids total de la robe,

q : charge répartie sur la surface du bac (liquide + toit),

q_{adm} : résistance du sol sous le radier,

B : diamètre du radier.

Nous allons étudier l'équilibre du radier sous les résultantes des différentes charges, par conséquent vérifier que la résultante R_{sol} des réactions du sol (supposée centrée) est supérieure à la résultante des charges appliquées.

N.B. Pour étudier l'équilibre, le problème est supposé plan.

1. Bac R13, R21 :

$$R_1 + R_2 = 3,75 \pi B = 790 \text{ t,}$$

$$R(\text{pétrole+toit}) = 0,79 \times 50000 + 430 = 39930 \text{ t,}$$

$$R_1 + R_2 + R(\text{pétrole+toit}) = 40720 \text{ t.}$$

$$R_{sol} = q_{adm} \frac{\pi B^2}{4} = 42308 \text{ t.}$$

On a bien $R_{sol} > R_{appliquée}$.

2. Bac C9 :

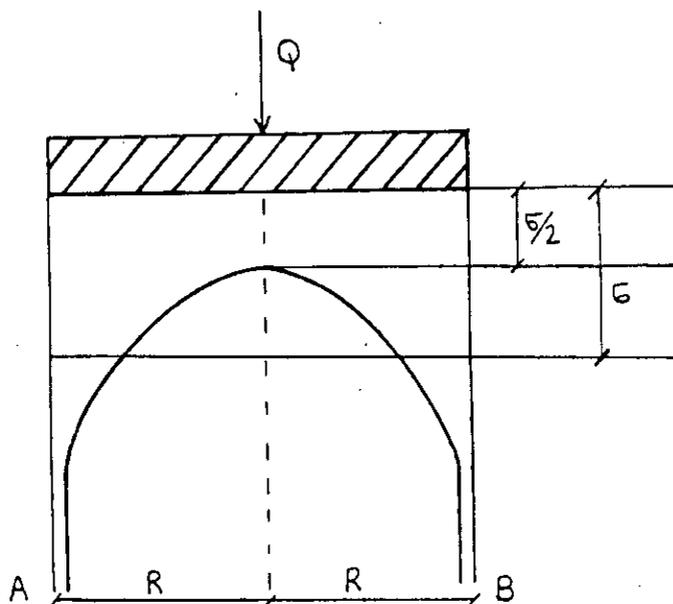
$$\begin{aligned}R_1 + R_2 &= 3,7 \pi B = 651 \text{ t}, \\R(\text{pétrole+toit}) &= 0,79 \times 35000 + 300 = 27950 \text{ t}, \\R_1 + R_2 + R(\text{pétrole+toit}) &= 28601 \text{ t}, \\q_{adm} &= 1,27 \text{ bars.}\end{aligned}$$

$$R_{sol} = q_{adm} \frac{\pi B^2}{4} = 31280,21 \text{ t.}$$

On a bien $R_{sol} > R_{appliquée}$.

Remarque : [4]

Lorsqu'on exerce sur une plaque circulaire infiniment rigide une pression uniforme, le tassement l'est aussi mais il n'en est pas de même pour la pression de contact. Dans le cas d'un sol idéal parfaitement élastique, Boussinesq a déterminé la répartition théorique de cette pression schématisée ci-dessous :



avec
$$\delta = \frac{Q}{\pi R^2} .$$

et la contrainte en A et B tendant vers l'infini.

Dans le cas d'un sol cohérent (réel), la répartition des pressions est très voisine de la répartition théorique à la différence que la contrainte maximale sur les bords, théoriquement infinie, est pratiquement limitée par la résistance locale du sol.

Dans la réalité, la fondation est plus ou moins flexible et bien que non uniforme, la répartition de la pression de contact n'a pas une allure aussi marquée que dans le cas d'une fondation très rigide. Cette pression est très difficile à étudier à cause de l'interaction du sol et de la fondation, c'est pourquoi nous avons supposé une répartition uniforme de la pression sous le radier.

$$\delta_{\text{unif}} = \frac{Q}{\pi R^2} .$$

B.7. Tassement des fondations superficielles :

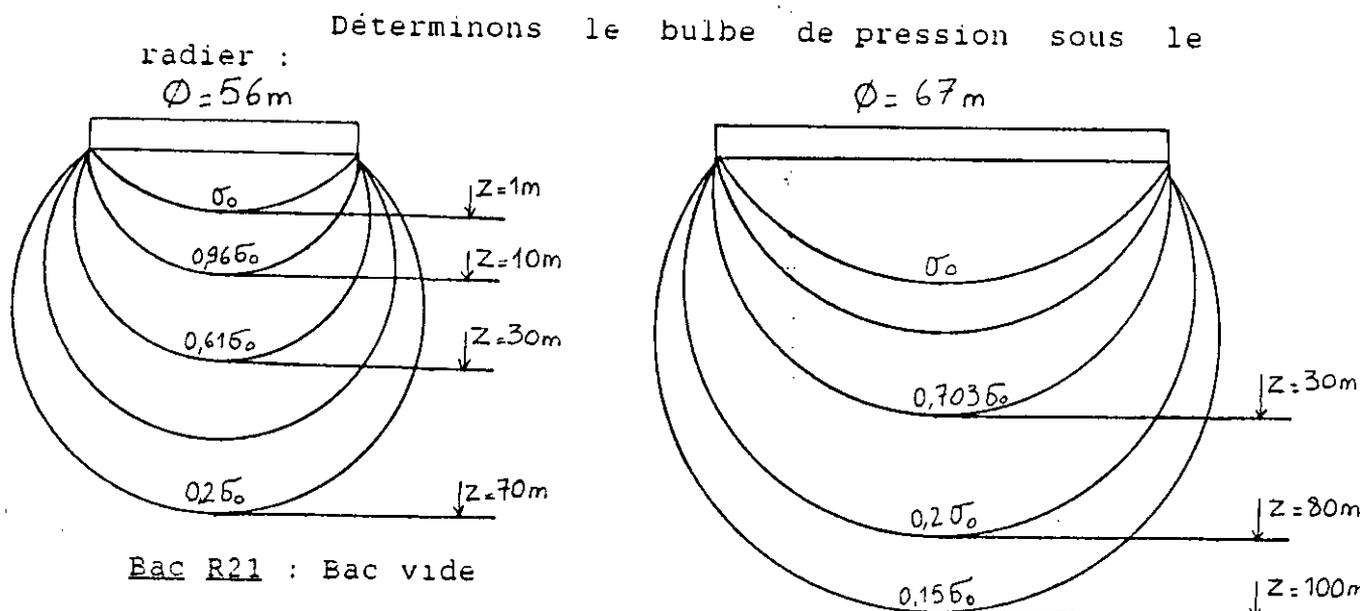
Les accidents dus aux tassements des fondations sont fréquents et affectent un grand nombre d'ouvrages. Il convient donc de vérifier, en plus de la capacité portante de la fondation, son tassement sous les charges appliquées et de le comparer au tassement admissible. En effet, dans la plupart des cas, ce sont des tassements excessifs qui limitent les possibilités de fondation sur semelles superficielles.

Selon l'origine des données (essai de laboratoire, essai de pénétration statique, essai pressiométrique), il existe plusieurs méthodes d'évaluation des tassements.

B.7.1. Calcul du tassement de consolidation sous le radier (bac vide) : [chap.IV.B.6.1]

Nous évaluerons dans cette partie le tassement du radier sous le poids propre du bac qui est un tassement de consolidation étant donné que le poids du bac vide est une charge permanente.

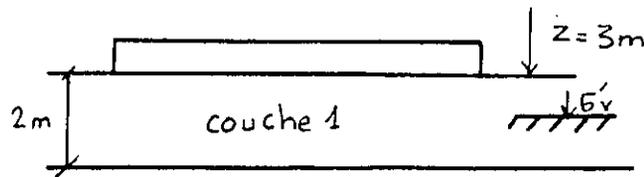
Exemple de calcul :



Bac R21 : Bac vide

1ère couche :

Calcul de la contrainte effective
à mi-couche :



$$\delta'v = \gamma'1 h1 + \gamma'2 h2 + \gamma'3 h3 + \gamma'4 \frac{h4}{2}$$

$$\delta'v = 0,386 \text{ bars.}$$

Calculons la charge appliquée Q :

Q = poids de la robe + poids du toit flottant

$$Q = 790 + 430 = 1220 \text{ t,}$$

d'où la contrainte appliquée q_{app} :

$$q_{app} = \frac{Q \times 4}{\pi D^2} = 0,034 \text{ bars.}$$

L'accroissement de charge dû au bac vide est :

$$\Delta\delta = K \cdot q_{app}.$$

Calculons K en nous basant sur la théorie de Boussinesq

$$K = 1 - \left(\frac{1}{1 + (r/z)^2} \right)^{3/2}$$

avec $r = 67/2 = 33,5 \text{ m.}$

$$z = 1 \text{ m.}$$

d'où $K = 1.$

et $\Delta\delta = K \cdot q_{app} = 0,034 \text{ bars.}$

D'après l'essai oedométrique nous avons :

$$e_0 = 0,845, \quad \delta'p = 2,1 \text{ bars,} \quad C_c = 0,23, \quad C_r = 0,0465.$$

le tassement de consolidation est donné par :

$$\frac{\Delta h}{h} = \frac{C_c}{1 + e_0} \log \frac{\delta'v + \Delta\delta}{\delta'p} + \frac{C_r}{1 + e_0} \log \frac{\delta'p}{\delta'v}$$

$$\delta'v = 0,386 b < \delta'p.$$

$$\delta'v + \Delta\delta = 0,421 b < \delta'p.$$

donc seul le terme en Cr intervient.

$$\frac{\Delta h}{h} = \frac{Cr}{1 + e_0} \log \frac{\delta'v + \Delta\delta}{\delta'v} \quad \text{avec } h = 2 \text{ m.}$$

d'où $\Delta h = 0,185 \text{ cm.}$

Les valeurs obtenues pour les autres couches et les autres bacs sont récapitulées dans le tableau suivant :

	Couche	(mi-couche) z(m)	h (m)	$\sigma'v(b)$	K	$\Delta\sigma(b)$	$\sigma'p(b)$	Cr	Cc	eo	$\Delta h(\text{cm})$
Bac R21 Bac R13	1	1	2	0,386	1	0,034	2,1	0,0465	0,23	0,845	0,185
	2	14,75	5,5	1,765	0,935	0,032	0,88	0,027	0,355	1,22	0,75
	3	19,75	1,5	2,275	0,869	0,03	2,1	0	0,094	1,75	0,03
	4	23,5	3	2,64	0,81	0,028	2,3	0	0,084	0,605	0,072
$\Delta H_{\text{total}} = \sum \Delta H_i = 1,037 \text{ cm}$											
Bac C9	1	1	2	0,386	1	0,043	2,1	0,0465	0,23	0,845	0,23
	2	14,75	5,5	1,765	0,9	0,039	0,88	0,027	0,355	1,22	0,84
	3	19,75	1,5	2,275	0,81	0,035	2,1	0	0,094	1,75	0,034
	4	23,5	3	2,64	0,734	0,032	2,3	0	0,084	0,605	0,082
$\Delta H_{\text{total}} = \sum \Delta H_i = 1,186 \text{ cm}$											

Les tassements calculés sous chaque bac sont des tassements admissibles.

N.B. Le tassement des couches sableuses-graveleuses a été omis étant donné que celui-ci est instantané et qu'il s'est déjà produit.

B.7.2. Tassement sous le radier : (bac plein)
[chap.IV.B.6.2.]

Le tassement que nous allons évaluer sous le radier dans le cas du bac plein est un tassement non drainé.

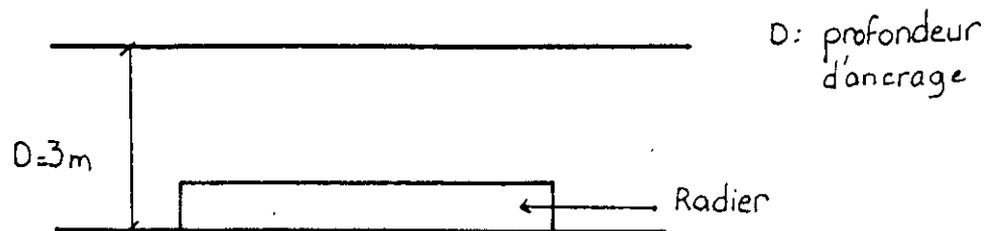
La fréquence de charge et de décharge du bac étant rapide, le sol n'a pas eu le temps de se consolider.

Nous effectuerons ce calcul à partir des essais de laboratoire et non à partir des essais in situ. En effet, les essais pressiométriques ne descendent pas à une profondeur suffisante pour calculer le tassement et il est dangereux de calculer un tassement de fondations superficielles à partir des essais de pénétration car l'évaluation de la déformation à partir de la résistance de pointe du pénétromètre est une évaluation très grossière.

Exemple de calcul :

Bac R21 :

Le tassement sera évalué à mi-couche. On se basera sur les résultats du sondage 1.



Nous prendrons comme charge appliquée, la contrainte admissible du sol sous le radier c'est-à-dire :

$$\sigma_{app} = q_{adm} = 1,2 \text{ bars.}$$

1ère couche : de 3 m à 4 m à mi-couche $z = 0,5 \text{ m.}$

$$\sigma_{app} = 1,2 \text{ bars.}$$

Evaluons l'influence de cette charge au milieu de la couche considérée.

$$\Delta \sigma = k \sigma_{app.}$$

$$K = 1 \left(\frac{1}{1 + (r/z)^2} \right)^{3/2}$$

$$\text{avec } r = \frac{67}{2} = 33,5 \text{ m (rayon du radier).}$$

$$z = 0,5 \text{ m d'où } K = 1.$$

$$\sigma_{app} = 1,2 \text{ bars.}$$

$$\frac{\Delta h}{h} = \frac{\Delta \sigma}{Eu} \text{ avec } h = 1 \text{ m.}$$

$$Eu = 150,056 \text{ bars.}$$

$$\text{d'où } h = 0,796 \text{ cm :}$$

2ème couche : de 4 m à 5 m.

$$z = 1,5 \text{ m.}$$

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

$$h = 1 \text{ m.}$$

$$Eu = 75,03 \text{ bars.}$$

Calculons K :

$$K = 0,999 \text{ d'où } \Delta \sigma = \sigma_{app} = 1,2 \text{ bars.}$$

$$\frac{\Delta h}{h} = \frac{\Delta \sigma}{Eu} \quad \Delta h = \frac{\Delta \sigma}{Eu} h = 1,59 \text{ cm.}$$

3ème couche : de 15 m à 18 m.

$$z = 13,5 \text{ m} \quad r = 33,5 \text{ m.}$$

$$h = 3 \text{ m} \quad \text{et} \quad Eu = 88,867 \text{ bars.}$$

Calculons $\Delta \sigma$ et Δh :

$$\Delta \sigma = K \sigma_{app.}$$

$$K = 0,95 \text{ d'où } \Delta \sigma = 1,14 \text{ bars.}$$

$$\text{et } \Delta h = 3,85 \text{ cm.}$$

4ème couche : de 22 m et 23,5 m.

$$z = 19,75 \text{ m} \quad r = 33,5 \text{ m.}$$

$$\text{d'où } K = 0,869.$$

$$\Delta \sigma = K \sigma_{\text{app}} = 1,04 \text{ bars.}$$

$$E_u = 44,5 \text{ bars} \quad h = 1,5 \text{ m.}$$

d'où

$$\Delta h = 3,5 \text{ cm.}$$

5ème couche : de 26 m à 28 m.

$$z = 24 \text{ m} \quad r = 33,5 \text{ m.}$$

$$\text{d'où } K = 0,8.$$

$$\Delta \sigma = K \sigma_{\text{app}} = 0,96 \text{ bars.}$$

$$E_u = 228,44 \text{ bars} \quad h = 2 \text{ m.}$$

d'où

$$\Delta h = 0,843 \text{ cm.}$$

Le tassement total Δh_{total} est :

$$\Delta h_{\text{total}} = \sum_{i=1}^5 \Delta H_i = 10,58 \text{ cm.}$$

N.B. Ne cherchant qu'une estimation du tassement, nous ne l'avons évalué que sous le bac R21.

Les tassements admissibles sous la robe et sous le fond sont respectivement 8 cm et 30 cm. Cependant, le tassement de 10,58 cm calculé sous la charge de la robe est un tassement uniforme sous le radier et nous pouvons, par conséquent, tolérer un affaissement un peu plus grand pour celle-ci.

En effet, un tassement uniforme de l'ensemble (robe + fond) n'est pas préjudiciable pour l'exploitation du bac à l'inverse d'un tassement différentiel.

B.8. Conclusion :

Nous ne retiendrons pas la solution du radier comme une éventuelle méthode de reprise en sous oeuvre car elle présente un certain nombre d'inconvénients.

1. L'exécution du radier nécessite le retrait de la fondation initiale (galette) et par conséquent des moyens importants pour le déblai.
2. Sa mise en place exige, non seulement le soulèvement du bac mais aussi son déplacement, lesquels nécessitent des moyens extrêmement importants et coûteux étant donnée l'ampleur des ouvrages à manipuler.
3. La réalisation du radier ne permet pas la surélévation du fond du bac par rapport au terrain naturel : surélévation nécessaire pour isoler le fond des eaux circulant dans le sol et pour maintenir tous les bacs au même niveau (condition indispensable pour l'exploitation).
4. L'importance des charges appliquées et la nécessité d'une grande rigidité pour le radier impliquent que celui-ci aura un poids propre important. Ce poids propre, dont on n'a pas tenu compte dans les calculs, peut entraîner des tassements supplémentaires qui feront que le tassement obtenu sous le radier ne sera plus admissible.

C - FONDATIONS PROFONDES

C.1. INTRODUCTION :

Etant donnés les différents inconvénients de la solution précédente, la suite chronologique dans la recherche d'une fondation appropriée consiste à recourir à un autre type de fondation, la solution "fondations profondes" paraissant la plus simple.

En effet, lorsque les couches superficielles sont trop compressibles, il est conseillé d'aller chercher le bon sol dans les couches profondes et d'asseoir l'ouvrage sur celui-ci par l'intermédiaire d'éléments porteurs appelés pieux.

Selon la nature et le type d'ouvrage à fonder, la longueur de ces éléments varie de quelques mètres à quelques dizaines de mètres.

Dans la solution qui va suivre, nous conserverons la fondation initiale mais nous ne tiendrons pas compte de sa résistance en tant qu'élément porteur, elle servira simplement de soubassement pour surélever le bac par rapport au terrain naturel et le maintenir au même niveau que les autres réservoirs.

C.2. DESCENTE DE CHARGES :

Bacs R21 - R13 :

Diamètre du réservoir : $\emptyset = 67 \text{ m.}$
Capacité du bac : $C = 50000 \text{ m}^3.$
Masse volumique du pétrole : $\gamma = 0,79 \text{ t/m}^3.$
Poids du pétrole : $Q_{\text{pét}} = 50000 \times 0,79.$
 $Q_{\text{pét}} = 39500 \text{ t.}$
Poids de la robe par mètre linéaire :
 $q_{\text{robe}} = 3,75 \text{ t/ml.}$
Poids total de la robe : $Q_{\text{robe}} = 3,75 \cdot 67.$
 $Q_{\text{robe}} = 790 \text{ t.}$
Poids total du toit : $Q_{\text{toit}} = 430 \text{ t.}$
Poids total du bac vide : $Q_{\text{app}} = 1220 \text{ t.}$
Poids total du bac plein : $Q_{\text{app}} = 40720 \text{ t.}$

Bac C9 :

Diamètre du réservoir : $\emptyset = 56 \text{ m.}$
Capacité du bac : $C = 35000 \text{ m}^3.$
Masse volumique du pétrole : $\gamma = 0,79 \text{ t/m}^3.$
Poids du pétrole : $Q_{\text{pét}} = 35000 \cdot 0,79.$
 $Q_{\text{pét}} = 27650 \text{ t.}$

Poids de la robe par mètre linéaire : $q_{robe} = 3,7 \text{ t/ml.}$
Poids total de la robe : $Q_{robe} = 3,7 \cdot \pi \cdot 56.$
 $Q_{robe} = 651 \text{ t.}$
Poids total du toit : $Q_{toit} = 300 \text{ t.}$
Poids total du bac vide : $Q_{app} = 951 \text{ t.}$
Poids total du bac plein : $Q_{app} = 28601 \text{ t.}$

C.3. CALCUL DE LA CAPACITE PORTANTE DES FONDATIONS PROFONDES A PARTIR DES ESSAIS DE LABORATOIRE :
[chap.IV.B.5.]

Les différentes formules empiriques proposées (par Caquot, Kérisel, Meyerhoff) [8] sont basées sur l'étude d'un sol homogène.

On se basera ainsi sur la coupe lithologique [Annexe 4A] qui permet de délimiter trois couches principales :

- une couche cohérente, la cohésion variant en profondeur (de 0 à 5 m),
- une couche pulvérulente : l'angle de frottement varie en profondeur (de 5 à 25 m),
- une couche marneuse (à partir de 25 m).

Il est à remarquer que ces différentes couches présentent des alternances argileuses ou limoneuses de faible épaisseur.

La charge admissible vis à vis de la résistance du sol a pour formule générale :

$$Q_{adm} = A \cdot \frac{q_p}{F_{s1}} + \frac{Q_f}{F_{s2}}$$

$$F_{s1} = 3 , F_{s2} = 2.$$

Exemple de calcul de Q_{adm} :

* Calcul de la profondeur critique :

Le pieu est ancré dans la couche non cohérente à 10 m de profondeur.

Calculons la profondeur d'ancrage critique D_c pour les différents diamètres de pieux envisagés.

$$D_c = \frac{B}{4} N_q^{2/3} \quad (\text{proposée par Caquot et Kérisel}).$$

D'après les résultats du SPT, pour une profondeur $D = 10$ m, $\phi = 33^\circ$.

$$N_q = N_{qmax} = 10 \cdot 3,04 \cdot \text{tg } \phi = 94.$$

- $B = \phi = 0,6$ m (diamètre du pieu).

$D/B = \frac{10}{0,6} = 16,67 > 10$, nous sommes bien dans le cas des fondations profondes.

$$D_c = \frac{0,6}{4} \cdot 94^{2/3} = 3,1 \text{ m.}$$

L'ancrage dans la couche pulvérulente est de 5 m, on a bien $D > D_c$, les lignes de glissement (spirale logarithmique) se retournent sur le fût.

- $B = \phi = 1$ m, $D_c = 5$ m, on a bien $D > D_c$.

* Calcul du terme de pointe :

Nous adoptons, pour le calcul du pieu isolé, une méthode de calcul pratique donnant la capacité portante à partir des caractéristiques mécaniques. (Il est à noter que de meilleurs résultats sont obtenus à partir du pénétromètre).

$$q_l = 1,3 C_u N_{cmax} + 50 N_{qmax}.$$

A 10 m de profondeur, la couche de sol présente est une couche pulvérulente donc $C_u = 0$.

et $q_l = 50 \cdot N_{qmax} \text{ (kN/m}^2\text{)}.$

or $N_{qmax} = 94$, d'où $q_l = 4700 \text{ kN/m}^2.$

soit $q_l = 47 \text{ bars}$ et $Q_p = q_l \frac{\pi B^2}{4}$.

* Calcul du frottement latéral :

$$Q_f = p \sum f_{ui} h_i,$$

où Q_f est le frottement latéral global.

Couche 1 : $h_1=3\text{m}$ $Cu_1=0,15\text{kg/cm}^2$ $f_u=\beta \cdot Cu$, $\beta=0,7$.
 $f_{u1}=0,105$ bars.

Couche 2 : $h_2=1\text{m}$ $Cu_2=0,18$ bars $\beta=0,7$ $f_{u2}=0,126$ bars.

Couche 3 : $h_3=1\text{m}$ $Cu_3=0,2$ bars $\beta=0,7$ $f_{u3}=0,14$ bars.

Couche 4 : sol pulvérulent $h_4=3\text{m}$ $\phi_4=30^\circ$ $\delta=3/4$. $\phi_4=22,5^\circ$.

$$f_u(z) = K \text{tg } \delta \int_0^z Y^* dz.$$

$$Y^* = Y' = 2,02 - 1 = 1,02 \text{ t/m}^3.$$

$$K = 0,5.$$

$$f_{u4} = 0,5 \text{ tg } 22,5 \times 1,02 \times 3 = 0,63 \text{ t/m}^2.$$

$$f_{u4} = 0,063 \text{ bars.}$$

Couche 5 : $h_5=2\text{m}$ $\phi_5 = 33^\circ$.

$$Y' = 1,02 \text{ t/m}^3.$$

$$\delta = 3/4 \text{ . } \phi_5 = 24,75^\circ \text{ et } K = 0,5.$$

$$\text{d'où } f_{u5} = 0,047 \text{ bars.}$$

N.B.

Le tracé du frottement latéral unitaire en fonction de la profondeur est joint. [annexe 4C. fig.4].

1er cas $\phi = B = 0,6 \text{ m.}$

$$Q_p = q_l \cdot \frac{\pi \phi^2}{4} = 132,9 \text{ t.}$$

$$\text{et } Q_f = \pi \phi \times (\sum f_{ui} h_i) = 16,286 \text{ t.}$$

$$\text{D'où } Q_{adm} = \frac{Q_p}{3} + \frac{Q_f}{2} .$$

$$Q_{adm} = 52,44 \text{ t.}$$

Les résultats concernant les différentes profondeurs d'ancrage ainsi que les différents diamètres figurent sur le tableau ci-dessous.

Profondeur (m)	ϕ (m)	Dc (m)	Qp (t)	Qf (t)	Qadm (t)
10	0,6	3,1	132,9	16,286	52,44
	1	5	369,14	27,14	136,62
14	0,6	2,6	103,2	30,46	59,54
	1	4,4	286,67	50,77	148,43
	1,2	5,3	412,8	60,92	207,66
18	0,6	3	132,9	62,01	75,3
	1	5	369,14	103,35	174,7
	1,2	6,2	531,6	124,02	239,02

C.4. CALCUL DE LA CAPACITE PORTANTE DES FONDATIONS PROFONDES A PARTIR DE L'ESSAI PENETROMETRIQUE [chap.IV.A.3.] :

Nous calculerons la valeur de la capacité portante des fondations profondes pour différentes valeurs de D (profondeur d'ancrage) et de ϕ (diamètre du pieu) en utilisant la méthode de Begemann pour les sables et la méthode de Van Der Veen pour les argiles.

* Valeurs de la profondeur d'ancrage :

D = 10 m.

D = 14 m.

D = 18 m.

* Valeurs du diamètre du pieu :

ϕ = 0,6 m.

ϕ = 1 m.

ϕ = 1,2 m.

Etablissons un exemple de calcul de la capacité portante. Les autres résultats seront représentés sur des tableaux récapitulatifs.

Exemple de calcul :

Bac R21 : on se basera sur le sondage 1 et sur les résultats donnés par le CPT1. [chap.V.A.2]

$$D = 10 \text{ m.}$$

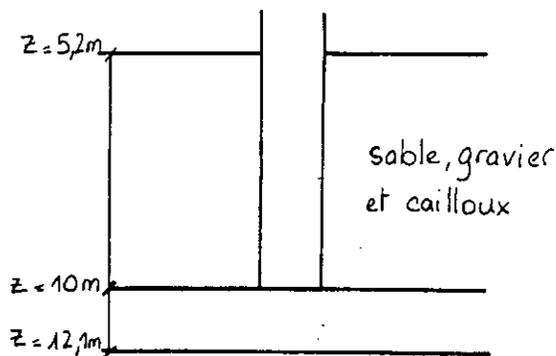
$$\phi = 0,6 \text{ m.}$$

à D=10 m on se trouve dans une couche de sable compact. On utilisera donc la méthode de Begemann.

$$h_1 = 8 \phi = 4,8 \text{ m.}$$

$$h_2 = 3,5 \phi = 2,1 \text{ m.}$$

$$D_c = 8 \phi = 4,8 \text{ m.}$$



1. Terme de pointe :

$$R_{p1} = \frac{36 + 48 + 32 + 66 + 72 + 32 + 14 + 26 + 48}{9}$$

$$R_{p1} = 41,56 \text{ bars.}$$

$$R_{p2} = \frac{52 + 12 + 4 + 4}{4} = 18 \text{ bars.}$$

d'où

$$\bar{R}_p = 1/2 (R_{p1} + R_{p2}) = 29,78 \text{ bars.}$$

Le cas le plus défavorable étant de considérer la nappe à la surface, on prendra $Y = Y'$.

$$q_p - Y'.D = K (\bar{R}_p - Y'.D).$$

où q_p : charge limite de pointe.

$$Y'.D = \sum Y'.D_i = 9,9 \text{ t/m}^2 = 0,99 \text{ bars.}$$

d'où $q_p = Y'.D + K (\bar{R}_p - Y'.D).$

$$q_p = 0,99 + 0,75 (29,78 - 0,99) = 22,58 \text{ bars.}$$

On remarque que $\sum Y'.D_i$ est faible par

rapport à R_p , ce terme peut donc être négligé.

On a donc : $q_p = K \bar{R}_p = 0,75 \cdot 29,78 = 22,355$ bars.

2. Frottement latéral :

Couche 1 : $h_1 = 1$ m.

$$f_1 = \frac{\bar{R}_p}{60}, \quad \bar{R}_p = \frac{22 + 19 + 15}{3} = 28,7 \text{ bars.}$$

$$\text{d'où } f_1 = 0,31 \text{ bars.}$$

Couche 2 : $h_2 = 1,5$ m.

$$f_2 = \frac{\bar{R}_p}{60} \text{ avec } \bar{R}_p = \frac{15 + 18 + 10 + 4}{4} = 11,75 \text{ bars.}$$

$$f_2 = 0,196 \text{ bars.}$$

Couche 3 : $h_3 = 0,5$ m.

$$f_3 = \frac{\bar{R}_p}{50} \text{ avec } \bar{R}_p = \frac{4 + 3 + 8}{3} = 5 \text{ bars.}$$

$$f_3 = 0,1 \text{ bars.}$$

Couche 4 : $h_4 = 0,5$ m.

$$f_4 = \frac{\bar{R}_p}{60} \text{ et } \bar{R}_p = \frac{8 + 3}{2} = 5,5 \text{ bars.}$$

$$f_4 = 0,092 \text{ bars.}$$

Couche 5 : $h_5 = 1$ m.

$$f_5 = \frac{\bar{R}_p}{60} \quad \bar{R}_p = \frac{8 + 9 + 26}{3} = 14,33 \text{ bars.}$$

$$f_5 = 0,24 \text{ bars.}$$

Couche 6 : $h_6 = 3$ m.

$$f_6 = \frac{\bar{R}_p}{150} \quad \bar{R}_p = \frac{26+36+48+32+66+72+32}{7}$$

$$\bar{R}_p = 44,57 \text{ bars.}$$

$$f_6 = 0,297 \text{ bars.}$$

Couche 7 : $h_7 = 2 \text{ m.}$

$$f_7 = \frac{\bar{R}_p}{150} \quad \bar{R}_p = \frac{32+14+26+48+94}{5} = 42,8 \text{ bars.}$$

$$f_7 = 0,285 \text{ bars.}$$

N.B. La variation du frottement latéral en fonction de la profondeur est représentée en annexe. [annexe 4C. Fig.5]

Or
$$Q_f = \pi \phi \sum f_i h_i.$$

d'où
$$Q_f = 45,26 \text{ t.}$$

et
$$Q_p = q \cdot \frac{\pi \phi^2}{4}.$$

d'où
$$Q_p = 63,15 \text{ t.}$$

De plus
$$Q_{adm} = \frac{Q_p}{3} + \frac{Q_f}{2}.$$

On a donc
$$Q_{adm} = 43,68 \text{ t.}$$

Les résultats pour les différents CPT sous chaque bac sont représentés sur les tableaux ci-joints.

BAC R21

Profondeur d'ancrage (m)	Profondeur critique Dc (m)	∅ (m)	CPT1			CPT2			CPT3		
			Qp (t)	Qf (t)	Qa (t)	Qp (t)	Qf (t)	Qa (t)	Qp (t)	Qf (t)	Qa (t)
10 m	4,8	0,6	63,15	45,26	43,68	102,15	54,81	61,46	59,67	24,55	32,16
14 m	4,8	0,6	131,48	57,02	72,34	86,72	70,88	64,35	66,60	42,38	43,39
	8	1,0	342,91	95,03	161,82	324,51	118,14	167,24	223,25	70,64	109,74
	9,6	1,2	468,50	142,55	227,44	439,93	117,20	235,24	292,85	105,96	150,60
18 m	4,8	0,6	94,13	140,62	101,70	79,60	135,62	94,34	97,73	91,54	78,35
	8	1,0	203,90	234,36	185,15	196,27	226,04	178,44	248,24	152,57	159,03
	9,6	1,2	275,50	351,55	209,02	264,35	339,05	257,64	344,68	228,85	229,32

BAC R13

Profondeur d'ancrage (m)	Profondeur critique Dc (m)	Ø (m)	CPT7			CPT8			CPT9		
			Qp (t)	Qf (t)	Qa (t)	Qp (t)	Qf (t)	Qa (t)	Qp (t)	Qf (t)	Qa (t)
10 m	4,8	0,6	89,63	59,18	59,47	82,17	77,62	66,2	67,24	37,96	41,39
14 m	4,8	0,6	100,03	81,05	73,87	97,16	96,6	80,7	21,97	44,37	29,51
	8	1	261,95	135,09	154,86	286,98	161,0	176,16	184,57	73,94	98,49
	9,6	1,2	379,50	162,106	207,55	430,70	193,2	240,17	282,18	88,73	138,425
18 m	4,8	0,6	136,03	180,20	135,44	143,97	166,06	131,02	84,61	86,72	71,56
	8	1	383,35	300,34	277,95	467,00	276,78	294,06	212,4	144,54	143,07
	9,6	1,2	549,27	360,40	363,29	560,72	332,13	352,97	313,7	173,44	191,3

Bac C9

Sous le C9, ont été réalisés les CPT 4,5,6 et le sondage 2, mais étant donné que ce sondage fournit des données très insuffisantes, le sol sous le C9 et le R21 se rapprochant, on considèrera le sondage 1.

Profondeur d'ancrage (m)	Profondeur critique Dc (m)	Ø (m)	CPT7			CPT8			CPT9		
			Qp (t)	Qf (t)	Qa (t)	Qp (t)	Qf (t)	Qa (t)	Qp (t)	Qf (t)	Qa (t)
10 m	4,8	0,6	175,25	82,98	86,1	160,22	72,33	39,57	41,38	75,25	51,42
14 m	4,8	0,6	181,31	153,86	137,37	158,19	140,94	123,20	109,15	115,96	94,36
	8	1	311,01	256,43	231,90	284,06	234,9	212,14	189,92	193,27	159,94
	9,6	1,2	445,52	307,72	302,37	382,26	281,88	268,36	273,75	231,92	207,21
18 m	4,8	0,6	20,46	176,29	94,96	15,25	164,88	87,52	16,00	136,17	73,42
	8	1	166,79	293,82	202,51	168,65	274,79	193,61	109,75	226,95	150,10
	9,6	1,2	314,74	352,58	281,20	363,10	329,75	285,91	302,83	272,34	237,11

Récapitulation des résultats :

Calculons la capacité portante moyenne pour les fondations profondes à partir des essais pénétrométriques.

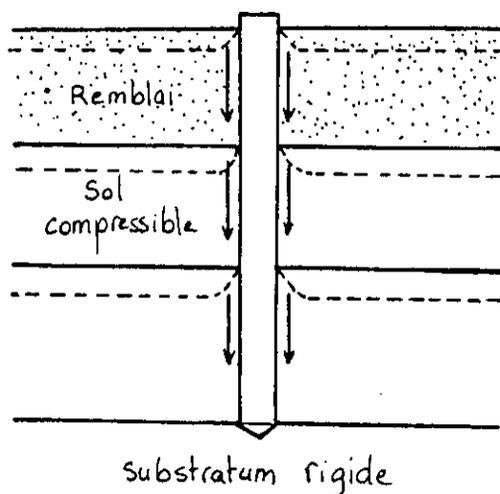
Profondeur d'ancrage (m)	Profondeur critique Dc (m)	Ø (m)	Capacité portante Qa (t)		
			R21	C9	R13
10 m	4,8	0,6	45,77	59,03	55,70
14 m	4,8	0,6	60,02	118,31	77,28
	8	1	146,27	201,33	155,62
	9,6	1,2	204,43	259,31	200,37
18 m	4,8	0,6	91,46	85,3	133,23
	8	1	174,20	182,07	286,00
	9,6	1,2	232,00	268,07	358,13

Remarque : [8]

- Frottement négatif :

Le frottement négatif est par définition la surcharge que supporte le pieu lorsqu'une ou plusieurs des couches molles qu'il traverse, tassent par rapport au fût du pieu. C'est donc un phénomène qui réduit la capacité portante du pieu. Ce phénomène, lent, ne peut se développer qu'au fur et à mesure de la consolidation des couches compressibles. Les caractéristiques mécaniques à prendre en compte sont donc C' et ϕ' .

Il intervient, par exemple, lorsqu'un remblai surcharge une couche molle, celle-ci se met à tasser sous le poids de la surcharge : c'est le sol qui s'enfonce par rapport au pieu et non le contraire.



Nous n'avons pas tenu compte du frottement négatif dans nos calculs car :

- le remblai présent a été mis en place au moment de la construction des bacs,
- le calcul effectué est un calcul à court terme.

C.5. DIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS PROFONDES (CALCUL DU NOMBRE DE PIEUX) :

Pour calculer le nombre de pieux nécessaire pour reprendre le bac, nous ferons l'étude de deux cas :

- Réservoir plein.
- Réservoir vide.

Nous opterons par la suite pour la solution donnée par le cas le plus défavorable.

1. Réservoir plein :

Nous tiendrons compte de la capacité portante du sol à la surface. Nous supposerons ainsi que le sol est résistant. Néanmoins, au vu des tassements des bacs, cette résistance sera évaluée en considérant une section réduite de sol.

- Détermination de la surface réduite susceptible de reprendre le fond :

Le sol situé sous la construction est doué d'une résistance dont il faut tenir compte lors du dimensionnement des fondations. Cependant les tassements constatés sur la périphérie indiquent que la surface du sol qui résiste est réduite. Les pieux

disposés sur la périphérie empêchent en partie le tassement et permettent d'estimer la section du sol résistant à 80 % de la surface totale du sol sous le bac, ce qui revient à prendre comme diamètre de la section réduite $D = 60$ m.

- Calcul de la capacité portante du sol en surface :

Pour ce calcul, nous utiliserons les formules classiques de calcul de capacité portante. [chap.IV.B.4].

$$q_{ult} = C_u N_c \xi_c + \gamma D N_q \xi_q + 1/2 \gamma B N_{\gamma} \xi_{\gamma}$$

$$q_{ult} = C_u N_c \xi_c = 5,14 \xi_c C_u$$

or $\xi_c = 1,3$ donc $q_{ult} = 1,3 C_u N_c$.

Nous prendrons comme valeur moyenne de la cohésion non drainée C_u pour le sol $C_u = 0,15$ bars. d'où

$$q_{ult} = 1 \text{ bar} \text{ d'où } q_{adm} = C_u N_c = 5,14 C_u = 0,77 \text{ bars.}$$

(on omet le coefficient de forme).

d'où

$$Q_{adm} = \frac{\pi D^2}{4} \times q_{adm}$$

$$Q_{adm} = \frac{\pi \times 60^2}{4} \times 0,77 = 21771,24 \text{ t.}$$

- Calculons le nombre de pieux nécessaire pour reprendre la charge non reprise par le sol :

Pour calculer le nombre de pieux nécessaire, nous nous baserons sur les capacités portantes des pieux fournies par les essais pénétrométriques (les essais pressiométriques n'allant pas à une profondeur suffisante). Nous avons préféré utiliser les résultats obtenus par les essais in situ à ceux obtenus par les essais de laboratoire car les premiers sont plus représentatifs du comportement réel du sol.

De plus, en utilisant les résultats du pénétromètre nous allons dans le sens de la sécurité car cet essai donne des résultats plutôt pessimistes.[3].

a. Bac R21 : d'après la descente de charge [chap.VI.C.2],
 $Q_{app} = Q$ (robe + toit + liquide) = 40720 t.
 d'où la charge restante (non reprise par le sol) :

$Q_{rest} = 40720 - 21771,24 = 18949 \text{ t.}$
 Vu l'importance de Q_{rest} nous opterons pour des pieux de 1,2 m de diamètre et ancrés à 18 m.
 D'après les résultats pénétrométriques [chap.VI.C.4]
 $Q_{pieu} = Q_{adm} = Q_p = 232 \text{ t}$ pour $\phi = 1,2 \text{ m}$ et $D = 18 \text{ m.}$
 d'où

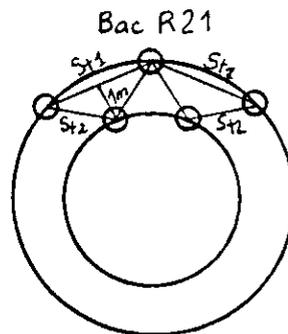
$$N_{pieux} = \frac{Q_{rest}}{Q_p} = \frac{18949}{232} = 82 \text{ pieux.}$$

82 pieux à répartir sur la périphérie. Les pieux étant de diamètres importants, les disposer en une seule rangée conduirait à un espacement réduit :

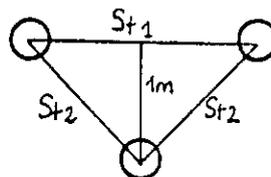
$$St = \frac{\pi D - N_p \times \phi_p}{N_p} = \frac{\pi \times 67 - 82 \times 1,2}{82} = 1,37 \text{ m.}$$

on a $St < 1,5 \phi_p = 1,8 \text{ m.}$

Nous préférons, par conséquent une disposition en deux rangées concentriques de 41 pieux espacés de 1 m, les pieux étant en quinconce.



- Calculons l'espacement des pieux conformément à la disposition schématisée sur la figure 1



$$St1 = \frac{\pi D - 41 \times 1,2}{41} = 3,93 \text{ m.}$$

$$St2 = \left((St1/2)^2 + 1 \right)^{\frac{1}{2}} = 2,43 \text{ m.}$$

$$1,5 \phi = 1,5 \times 1,2 = 1,8 \text{ m.}$$

On a :

$$St1 > 1,5 \phi,$$

et

$$St2 > 1,5 \phi.$$

Il n'y a donc pas lieu de tenir compte d'un effet de groupe.

Nous suivrons le même raisonnement pour le bac R13 et le bac C9.

b. Bac R13 :

$$Q_{app} = 40720 \text{ t.}$$

$$Q_{rest} = 18949 \text{ t.}$$

Au vu du tableau donnant les capacités portantes des pieux à partir des essais pénétrométriques, nous opterons pour des pieux de 1 m de diamètre et ancrés à 18 m.

$$\phi_p = 1 \text{ m.}$$

$$Q_p = 286 \text{ t.}$$

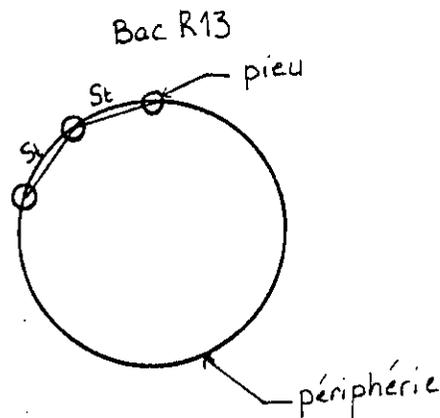
$$N_p = \frac{Q_{rest}}{Q_p} = \frac{18949}{286} = 67 \text{ pieux.}$$

$N_p = 67$ pieux à répartir sur la périphérie.

Calculons l'espacement entre les pieux :

$$St = 2,11 \text{ m}$$

L'effet de groupe est donc négligeable.



$$S_t = 2,11 \text{ m}$$

c. Bac C9 :

$$Q_{app} = 28601 \text{ t.}$$

$$Q_{rest} = 6830 \text{ t.}$$

Vu que la charge restante n'est pas très importante, nous opterons pour des pieux de 60 cm de diamètre ancrés à 18 m.

$$\phi_p = 0,6 \text{ m.}$$

$$Q_p = 85,3 \text{ t.}$$

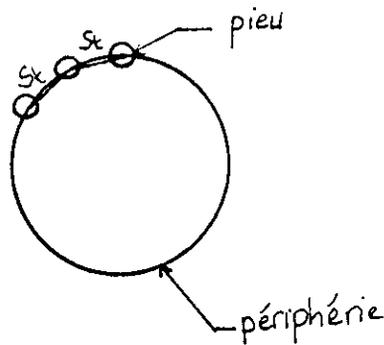
$$N_p = \frac{Q_{\text{rest}}}{Q_p} = 81 \text{ pieux.}$$

81 pieux à répartir sur la périphérie.

Calculons l'espacement entre les pieux :
 $S_t = 1,55 \text{ m.}$

L'effet de groupe est négligeable.

Bac C9



$$S_t = 1,57 \text{ m}$$

2. Réservoir vide :

Etant donné que la charge appliquée est faible, considérons un ancrage du pieu D égal à 10 m et un diamètre de pieu $\phi_p = 0,6 \text{ m.}$
 Nous nous baserons sur les résultats donnés par les essais pénétrométriques.

- Bac R21 :

$$D = 10 \text{ m.}$$

$$\text{donc } Q_{\text{adm}} = 45,77 \text{ t.}$$

$$\phi_p = 0,6 \text{ m.}$$

D'après la descente de charge, la charge transmise par le bac vide est :

$$Q_{\text{app}} = 1220 \text{ t.}$$

d'où

$$N_p = \frac{1220}{45,77} = 27 \text{ pieux.}$$

Calculons l'espacement entre les pieux :

$$\text{Périmètre du bac } P_1 = 210,49 \text{ m.}$$

$$\text{Longueur occupée par les pieux } P_2 = 27 \times 0,6 = 16,2 \text{ m.}$$

d'où

$$St = \frac{P1 - P2}{28} = \frac{210,49 - 16,2}{28} = 7 \text{ m.}$$

Les pieux sont très espacés, ils sont donc isolés. Il n'y a pas à considérer un effet de groupe.

- Bac R13 :

$$D = 10 \text{ m.}$$

$$Q_{adm} = 55,7 \text{ t.}$$

$$\varnothing_p = 0,6 \text{ m.}$$

$$Q_{app} = 1220 \text{ t.}$$

d'où

$$N_p = \frac{1220}{55,7} = 22 \text{ pieux.}$$

Calculons l'espacement entre les pieux :

$$St = 8,6 \text{ m.}$$

De même que pour le bac R21, l'effet de groupe est négligeable.

- Bac C9 :

$$D = 10 \text{ m.}$$

$$Q_{adm} = 59,03 \text{ t.}$$

$$\varnothing_p = 0,6 \text{ m.}$$

d'après la descente de charges :

$$Q_{app} = 950 \text{ t.}$$

d'où

$$N_p = \frac{950}{59,03} = 17 \text{ pieux.}$$

$$P_1 = 176 \text{ m (périmètre du bac).}$$

$$P_2 = 0,6 \times 17 = 10,2 \text{ m (longueur occupée par les pieux).}$$

d'où l'espacement entre les pieux :

$$s_t = 9,2 \text{ m.}$$

Les pieux sont très éloignés les uns des autres et l'effet de groupe n'est pas à considérer.

Conclusion :

La solution supposant le réservoir plein est prépondérante, nous opterons donc pour les résultats obtenus pour ce cas de charge à savoir :

$$\text{Bac R21} \quad N_p = 82 \text{ pieux.}$$

$$\text{Bac R13} \quad N_p = 67 \text{ pieux.}$$

$$\text{Bac C9} \quad N_p = 81 \text{ pieux.}$$

C.6. EVALUATION DU TASSEMENT DES FONDATIONS PROFONDES :

C.6.1. Tassement du sol résistant : [chap.IV.B.62]

Nous allons évaluer le tassement probable du pieu-sol sous le réservoir. Ce calcul se fera dans les conditions non drainées étant donné que la fréquence de charge et de décharge du bac est rapide. En effet, le sol n'a pas le temps de se consolider.

Pour estimer ce tassement, nous nous baserons sur la loi de Hooke (domaine élastique) liant la contrainte à la déformation.

$$\sigma = E u \varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \frac{\Delta h}{h}$$

d'où

$$\Delta h = \frac{\Delta \sigma}{E_u} \cdot h.$$

Nous effectuerons ce calcul à partir des essais de laboratoire (le module de déformation du sol est obtenu à partir du module oedométrique).

calcul du tassement Δh :

Bac R21 :

Calculons la contrainte appliquée par le bac sur la surface réduite de sol :

$$\sigma_{app} = \frac{Q}{\pi D^2} = \frac{21771}{\pi \cdot 60^2} = 7,7 \text{ t/m}^2.$$

$$\sigma_{app} = 0,77 \text{ bars.}$$

1ère couche : de 0,5 m à 1,5 m : $h_1 = 1 \text{ m.}$

$$z = 1 \text{ m} \quad r = \frac{60}{2} = 30 \text{ m.}$$

Calculons $\Delta \sigma$:

$$K = 1 - \left(\frac{1}{1 + (r/z)^2} \right)^{3/2}.$$

soit $K = 1$ d'où $\Delta \sigma = \sigma_{app} = 0,77 \text{ bars.}$

$$E_u = 117 \text{ bars.}$$

d'où

$$\Delta h_1 = \frac{\Delta \sigma}{E_u} \times h = 0,66 \text{ cm.}$$

2ème couche : de 1,5 m à 4 m

$$h_2 = 2,5 \text{ m.}$$

$$z = 2,75 \text{ m}$$

$$r = 30 \text{ m}$$

$$E_u = 150,1 \text{ bars.}$$

d'où

$$K = 0,999 \text{ et } \Delta \sigma = 0,769 \text{ bars.}$$

et

$$\Delta h_2 = \frac{\Delta \sigma}{E_u} \times h_2 = 1,28 \text{ cm.}$$

3ème couche : de 4 m à 5 m $h_3 = 1 \text{ m.}$
 $z = 4,5 \text{ m}$ $r = 30 \text{ m}$ $Eu = 75,03 \text{ bars.}$
 $K = 0,997$ $\Delta\sigma = 0,768 \text{ bars.}$

d'où $\Delta h_3 = 1,02 \text{ cm.}$

4ème couche : de 15 m à 18 m $h_4 = 3 \text{ m.}$
 $z = 16,5 \text{ m}$ $r = 30 \text{ m}$ $Eu = 88,87 \text{ bars.}$
 $K = 0,89$ d'où $\Delta\sigma = 0,685 \text{ bars.}$

donc $\Delta h_4 = 2,31 \text{ cm.}$

5ème couche : de 22 m à 23,5 m $h_5 = 1,5 \text{ m.}$
 $z = 22,7 \text{ m}$ $r = 30 \text{ m}$ $Eu = 44,49 \text{ bars.}$
 $K = 0,78$ et $\Delta\sigma = 0,6 \text{ bars.}$

soit $\Delta h_5 = 2,02 \text{ cm.}$

6ème couche : de 26 m à 28 m $h_6 = 2 \text{ m.}$
 $z = 27 \text{ m}$ $r = 30 \text{ m}$ $Eu = 228,44 \text{ bars.}$
 $K = 0,7$ d'où $\Delta\sigma = 0,54 \text{ bars.}$

et $\Delta h_6 = 0,47 \text{ cm.}$

Calculons le tassement total du sol :

$$\Delta H_{\text{total}} = \sum \Delta h_i = 7,78 \text{ cm.}$$

Remarque :

Ne cherchant qu'une estimation du tassement, nous ne l'avons évalué que sous le bac R21.

C.6.2. Tassement des pieux :

Nous utiliserons, pour calculer ce tassement, la méthode proposée par H. Cambefort [10] [chap.IV.B.6.3].

a. Tassement du pieu sous la charge qui lui est appliquée :

Nous allons détailler, dans cette partie, un exemple de calcul pour le bac R21 à partir des résultats donnés par le CPT1.[chap.V.A.2:].

Les autres résultats seront groupés dans un tableau.

Exemple de calcul : Bac R21 - CPT1.

Le tassement que nous allons calculer est le tassement d'un pieu isolé de diamètre 1,2 m.

Nous nous baserons dans nos calculs sur le sondage 1. Le sol d'assise étant un multicouche, nous évaluerons le module de déformation E_s du sol pour chaque couche et donnerons ensuite une valeur moyenne de ce module : E_{smoy} .

E_{smoy} sera utilisé pour estimer le tassement moyen du pieu.

Couche 1 : de 0,5 m à 1,5 m.
 $R_{pmoy} = 18,67$ bars = 1,867 MPa d'où $E_s = 41,63$ MPa.

Couche 2 : de 1,5 m à 3 m.
 $R_{pmoy} = 11,75$ bars = 1,175 MPa d'où $E_s = 25,12$ MPa.

Couche 3 : de 3 m à 3,5 m.
 $R_{pmoy} = 3,5$ bars = 0,35 MPa d'où $E_s = 6,7$ MPa.

Couche 4 : de 3,5 m à 4 m.
 $R_{pmoy} = 5,5$ bars = 0,55 MPa d'où $E_s = 10,97$ MPa.

Couche 5 : de 4 m à 5 m.
 $R_{pmoy} = 14,33$ bars = 1,433 MPa d'où $E_s = 31,2$ MPa.

Couche 6 : de 5 m à 8 m.
 $R_{pmoy} = 44,57$ bars = 4,457 MPa d'où $E_s = 107,57$ MPa.

Couche 7 : de 8 m à 15 m.
 $R_{pmoy} = 35,33$ bars = 3,533 MPa d'où $E_s = 83,5$ MPa.

Couche 8 : de 15 m à 18 m.
 $R_{pmoy} = 79,71$ bars = 7,971 MPa d'où $E_s = 202,83$ MPa.

Calculons Esmoy :

$$\text{Esmoy} = \frac{41,63 + 25,12 + 31,2 + 10,97}{4} = 28 \text{ MPa.}$$

On prend Esmoy = 30 MPa.

N.B.

Nous n'avons pas pris en compte les grandes valeurs de Es, la plupart des valeurs étant faibles. Il est à noter que cette omission va dans le sens de la sécurité.

Calculons le tassement en tête de pieu Δh :

$$\begin{aligned} \text{Es} &= 30 \text{ MPa} = 30 \cdot 10^3 \text{ kPa} \quad \text{donne les valeurs suivantes :} \\ \text{B} &= 13,5 \cdot 10^3 \text{ kN/m}^3 \text{ [chap.IV.B.6.3].} \\ \text{R} &= 90 \cdot 10^3 \end{aligned}$$

La charge totale reprise par les pieux est

$$Q_{app} = 18949 \text{ t.}$$

et à la périphérie du bac R21 sont disposés 82 pieux de 1,2 m de diamètre ancrés à 18 m de profondeur, d'où la charge appliquée sur un pieu :

$$Q_p = \frac{18949}{82} = 231,1 \text{ t} = 2,31 \cdot 10^3 \text{ kN.}$$

$$\text{d'où } \Delta h = \frac{Q_p}{D(BL + R/4)} \quad \Delta h = \frac{2,31 \cdot 10^3}{1,2(13,5 \cdot 18 + 90/4) \cdot 10^3}$$

$$\text{soit } \Delta h = 0,23 \text{ cm.}$$

Sachant que :

$$\begin{aligned} * \text{ pour le bac R13 : } Q_{app} &= 18949 \text{ t et n pieux} = 67, \\ \text{on a } Q_p &= \frac{18949}{67} = 282,82 \text{ t.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} * \text{ pour le bac C9 : } Q_{app} &= 6830 \text{ t et n pieux} = 81, \\ \text{on a } Q_p &= \frac{6830}{81} = 84,32 \text{ t.} \end{aligned}$$

Les résultats des différents CPT pour les différents bacs sont rassemblés dans le tableau suivant :

Numéro du bac	BAC R21			BAC C9			BAC R13		
	CPT1	CPT2	CPT3	CPT4	CPT5	CPT6	CPT7	CPT8	CPT9
Essai pénétrométrique									
∅ pieu (m)	2,8	2,8	2,8	0,6	0,6	0,6	1,0	1,0	1,0
Longueur d'ancrage L (m)	18	18	18	18	18	18	18	18	18
Esmoy (MPa)	30	46,61	20	89,95	85,15	104,71	72,91	103,11	30
Tassement Δh (cm)	0,23	0,15	0,34	0,056	0,065	0,048	0,14	0,10	0,34

Remarque :

La valeur moyenne du module de déformation considérée Esmoy ne tient pas compte de l'hétérogénéité des couches, d'où la valeur approximative du tassement obtenu.

b. Tassement du pieu sous la charge maximale (totale) :

Après évaluation du tassement du pieu-sol et des pieux disposés à la périphérie, nous avons remarqué que le tassement de ces derniers était négligeable par rapport à celui du sol.

Cela est dû au fait que nous avons pris, lors de l'évaluation de la force portante du pieu pour l'étude à court terme des coefficients de sécurité importants (2 pour le frottement latéral et 3 pour le terme de pointe).

La répartition des charges appliquées entre le sol et les pieux est une répartition purement théorique qui peut varier.

En effet, le sol, en tassant, résiste moins et entraîne un incrément de charge sur les pieux. Pour cela, nous évaluerons le tassement maximal des pieux lorsque ceux-ci ont à supporter à eux seuls la charge totale (bac plein).

Le calcul est mené de la même façon qu'en a., seule la charge appliquée change et vaut :

- pour les bacs R21 et R13 :

$$Q_{app} = 40720 \text{ t.}$$

* Bac R21 : $n_{pieux} = 82.$
soit : 40720

$$Q_p = \frac{40720}{82}$$

$$Q_p = 496,6 \text{ t.}$$

* Bac R13 : $n_{pieux} = 67.$
soit 40720

$$Q_p = \frac{40720}{67} = 607,76 \text{ t.}$$

- Pour le bac C9 : $n_{pieux} = 81.$

$$Q_{app} = 28601 \text{ t.}$$

soit

$$Q_p = 353,1 \text{ t.}$$

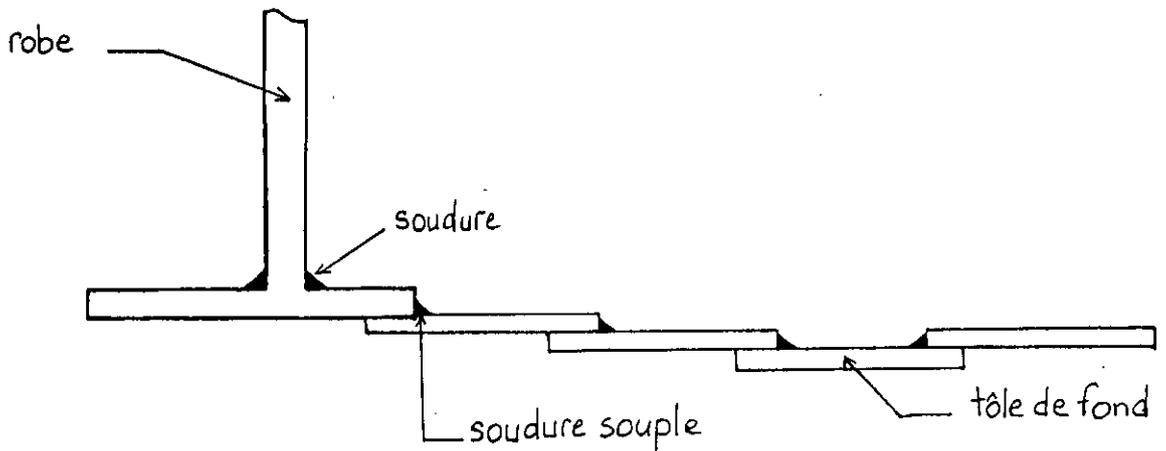
Le diamètre des pieux, la profondeur d'ancrage, le module de déformation moyen du sol étant les mêmes, nous ne reprendrons que les valeurs de tassement obtenues pour ces nouvelles charges.

Numéro du bac	BAC R21			BAC C9			BAC R13		
	CPT1	CPT2	CPT3	CPT4	CPT5	CPT6	CPT7	CPT8	CPT9
Essai pénétrométrique									
Tassement Δh (cm)	0,5	0,33	0,72	0,23	0,27	0,20	0,30	0,21	0,73

On constate que les tassements maximaux du pieu, inférieurs à 1 cm, sont des tassements largement admissibles.

Bien qu'il existe une différence de tassements entre le centre du bac et la périphérie, cela ne porte pas préjudice à la construction.

En effet, les déplacements du fond du bac et de la paroi sont indépendants. (voir schéma)



La surélévation du fond (conicité) compense en partie le tassement qui est plus important au centre ; de plus le tassement admissible du sol sous le fond étant de 30 cm environ, l'affaissement calculé (8 cm) est acceptable.

C.7. CONCLUSION :

L'adoption des pieux comme technique de reprise en sous oeuvre est une solution qui paraît satisfaisante au vu des calculs de portance et de tassements.

Néanmoins, l'importance de l'ouvrage nécessite le recours à un nombre élevé de pieux de diamètre assez important.

La réalisation de ces pieux entraînerait la mise en oeuvre de grandes quantités de béton ainsi que l'utilisation d'un matériel de forage et de coulage important et coûteux.

Bien que les pieux soient à disposer sur la périphérie, l'importance des moyens à mettre en oeuvre pour leur exécution exige, un grand espace de travail.

Par conséquent, il serait nécessaire de soulever considérablement le bac, voire même de le déplacer.

Pour toutes ces raisons, la solution par pieux ne sera envisagée qu'en dernier recours.

**D - AMELIORATION DES CARACTERISTIQUES PHYSIQUES ET
MECANIQUES DU SOL DE FONDATION**

D.1. INTRODUCTION :

Il existe des procédés permettant d'améliorer les qualités du sol. Ils agissent presque toujours sur plusieurs caractéristiques à la fois (augmentation de la cohésion, du frottement interne, réduction de la compressibilité).

Cette amélioration est obtenue en effet :

- par augmentation de la compacité du sol,
- par modification de ses caractéristiques physico-chimiques.

Ces deux transformations influencent diverses propriétés du sol : résistance, perméabilité.

Nous définirons brièvement dans cette partie les différents procédés permettant d'agir sur les caractéristiques géotechniques d'un mauvais sol :

- traitement par injection,
- procédés mécaniques,
- procédé hydraulique : drainage.

D.2. TRAITEMENT PAR INJECTION :

Le but d'un renforcement de fondations par amélioration du terrain en place est, d'une part, d'obtenir une résistance du terrain injecté compatible avec les contraintes transmises par les fondations, d'autre part, d'injecter un volume de terrain suffisant pour qu'au dessous du sol injecté, les contraintes soient inférieures à la résistance du terrain naturel.

L'injection consiste à faire pénétrer dans les vides du milieu à traiter (fissures d'une roche, vides intergranulaires) un produit liquide susceptible de durcir dans le temps. Ce produit appelé couramment "coulis" sera mis en place, dans la majorité des cas, dans des forages traversant les vides à remplir.

La pénétration de ce produit exige presque toujours une certaine pression d'injection.

Les coulis et les techniques d'injection dépendent en premier lieu de la forme des vides à injecter, et par là de la nature des terrains à traiter.

Il est à noter que dans l'application de cette technique, la difficulté vient souvent du fait qu'il est difficile d'augmenter la pression sans faire courir à l'ouvrage certains risques.

En effet, si au lieu de s'infiltrer d'une façon à peu près homogène autour du forage d'injection, le coulis se répand dans un claquage horizontal du terrain sous la semelle, il s'ensuivra un soulèvement de la masse de terre située au dessus, ce qui pourrait entraîner des désordres dans les ouvrages concernés.

L'étude des différents coulis utilisés nous a permis de déterminer ceux qui pouvaient être injectés dans le sol sous les bacs à l'étude. Ce sol, étant un sol fin, est difficilement injectable. Néanmoins, plusieurs types de coulis peuvent être utilisés.

a. Gels de silice durs :

Apparus en 1957, ce sont des gels résistants utilisables pour les traitements de consolidation de terrains à faible perméabilité.

Ces gels proviennent de la transformation du mélange silicate de soude - réactif organique gélifiant, ces réactifs libèrent des produits qui provoquent cette transformation.

Les gels durs conviennent particulièrement à la consolidation des formations pulvérulentes fines.

Les qualités de ce produit sont définies à partir de la viscosité liée au temps de prise, de la résistance mécanique et de la perméabilité.

* Viscosité - temps de prise :

Lors de la formation de ce gel, on constate une évolution lente de la viscosité qui s'accélère brutalement au bout d'un temps réglé.

Ce temps correspond au temps de gélification ou temps de prise. Il est à noter que c'est la viscosité de départ qui fixe la vitesse de pénétration du coulis dans un terrain de perméabilité donnée.

Le temps d'injectabilité se situe pour ce type de gel entre 75 et 90 % du temps de prise.

b. Résine organique :

Les résines utilisées en injection sont des produits organiques de faible viscosité. Au bout d'un certain temps, elles forment un solide par une réaction de polymérisation.

La classe utilisée pour l'injection des sols est celle des monomères en solution aqueuse.

Ces monomères se transforment en une masse homogène par polymérisation.

Leur basse viscosité et leur temps d'injectabilité jusqu'à la prise permettent le traitement de terrains très fins (de faible perméabilité $K < 10^{-5}$ m/s).

Il est à noter que leur coût est assez élevé. Comme monomère en phase aqueuse, le type de résine le plus approprié pour des travaux de consolidation de sols fins (faible perméabilité) sont les résines phénoliques ou phénoplastes.

En effet, ces résines conduisent à une assez bonne résistance mécanique du terrain injecté.

Technique d'injection :

On utilise en général, la technique d'injection par tranches successives de 2 à 5 mètres de longueur selon le milieu.

Cette méthode est conseillée pour éviter les phénomènes de décantation ou d'essorage du coulis qui conduisent à une obturation du forage sur toute sa hauteur.

Néanmoins, il existe plusieurs modes d'exécution de cette méthode en fonction de la nature du terrain à injecter.

D.3. PROCEDES MECANIQUES :

Les procédés mécaniques ont pour but l'amélioration des caractéristiques intrinsèques des sols médiocres autorisant ainsi l'emploi de fondations superficielles.

Ces techniques de traitement sont essentiellement basées sur l'utilisation des effets d'ondes de chocs ou de vibrations.

Ces vibrations rompent les contacts intergranulaires et permettent l'obtention d'un meilleur réarrangement des grains ayant pour conséquence une meilleure compacité.

Les procédés mécaniques paraissant les plus adaptés à notre site sont les suivants :

- Vibration profonde :

Cette technique d'amélioration des qualités du sol est très ancienne. Elle consiste à introduire dans le sol, à la profondeur voulue, un générateur de vibrations entretenues.

La vibration provoque un réarrangement des grains sous l'effet de la pesanteur, qui améliore la compacité du sol.

Il résulte de ce traitement une amélioration du taux de travail et une diminution des tassements.

- Colonnes ballastées :

Ce procédé consiste à effectuer dans le sol à traiter un trou vertical cylindrique à l'aide d'un vibreur et d'un fluide de lançage (eau ou air).

On introduit dans ce forage des graviers propres qui, sous l'effet des vibrations, descendent jusqu'à la pointe du vibreur et se trouvent compactés.

Ces cailloux agissent en vibrateurs secondaires et peuvent pénétrer dans les zones plus limoneuses.

On réalise ainsi un pillier de pierres empilées, les vides étant comblés par le terrain.

Les charges à fonder sont transmises aux colonnes ballastées, une faible proportion de ces charges est transmise au sol par l'intermédiaire d'une couche superficielle de répartition compactée en tout-venant de bonne qualité ou en grave ciment.

D.4. DRAINAGE :

Le drainage consiste à abaisser la pression de la nappe à l'intérieur d'un volume de terrain déterminé.

Ce processus est basé sur l'écoulement gravitaire et ne fait pas appel à un pompage mécanique.

Les organes de drainage peuvent être placés de différentes manières (verticaux, horizontaux, subhorizontaux ou tout autre inclinaison, ...).

Ce procédé est particulièrement adapté à des terrains à

-6 -8

la limite de l'imperméabilité ($10^{-6} < K < 10^{-8}$ m/s) tels que les silts, les limons, les tourbes, les vases, etc...

Nous distinguons plusieurs techniques de drainage. Nous détaillerons dans ce qui suit celle qui nous intéresse à savoir : le drainage vertical des terrains compressibles.

Drainage vertical des terrains compressibles :

Cette technique est spécialement utilisée sur les sols identiques au sol en présence sur le site de Béjaïa (sol argileux, vaseux, tourbeux).

En effet, ce type de sol présente une résistance mécanique très faible et toute application de charges supérieures à cette résistance engendre des désordres graves.

De plus, même sollicité en dessous de sa capacité, la teneur en eau très élevée de ce terrain entraîne un processus de consolidation accompagné de tassements très importants de l'ordre de 10 à 50 % de son épaisseur.

Ainsi, afin de pouvoir construire sur de tels terrains, il est nécessaire de procéder à une consolidation préalable accélérée.

Cette consolidation peut être assurée par un chargement progressif en fonction de la résistance (remblai par exemple) et par la mise en place d'un réseau dense de drains verticaux.

Le maillage des drains est fonction de la perméabilité du terrain, du délai de consolidation souhaité et des caractéristiques propres des drains (diamètre efficace, cote de drainage).

On distingue plusieurs types de drains :

1. Les drains de sable :

Ces drains sont constitués par des forages verticaux remplis de sable.

Le sable à mettre en place présente plusieurs spécifications :

- assurer la filtration de l'eau exprimée par le terrain à consolider compte tenu de sa cohésion,
- assurer l'évacuation verticale de l'eau captée : tout sable propre, non serré de $D_{10} > 0,2$ mm remplit cette condition puisqu'il suffit habituellement d'une perméabilité verticale de 10 m/s environ.

Il est nécessaire que le sable utilisé soit mis en place à cadence régulière pour que la granulométrie soit reconstituée en place.

L'eau captée par les drains doit être évacuée, cette évacuation peut être assurée de deux façons :

- par l'intermédiaire du substratum perméable lorsque ce dernier se situe à un niveau statique inférieur à celui de la plateforme. On doit donc y amener la base des drains de sable,
- dans le cas où l'évacuation par le biais du substratum n'est pas possible, on dispose en tête des drains une couche drainante (en sable) d'épaisseur au moins égale à 1 m, cette couche permettant l'évacuation de l'eau à la périphérie du massif à consolider.

2. Drains préfabriqués :

Le principe d'action du drain préfabriqué est le même que celui du drain de sable. Néanmoins une différence est à signaler. Cette technique de drainage consiste à remplacer le drain de sable par un organe fabriqué en usine ayant des fonctions comparables aux drains de sable.

Le drain Kjellman (ancêtre des drains préfabriqués) comporte une surface poreuse en carton ondulé destinée à déterminer des canalicules verticaux servant à l'évacuation de l'eau captée.

Ce drain présente quelques inconvénients mais continue néanmoins à être utilisé car il est bon marché.

Ces drains sont mis en place dans le terrain à l'aide d'un mandrin creux de longueur supérieure ou égale à celle des drains à réaliser et dont la section intérieure est adaptée à celle du type de drain utilisé.

Des machines puissantes enfoncent le mandrin dans le sol par pression et lorsque la machine remonte le mandrin, le drain reste dans le sol maintenu par une pièce d'arrêt.

Ces drains ont le même emploi que les drains de sable, mais ils pénètrent difficilement dans du sable et leur profondeur ne dépasse pas 30 m.

Néanmoins, ils assurent, par rapport aux drains de sable, une meilleure garantie vis à vis des coupures liées aux mouvements de terrain.

D.5. CONCLUSION :

Les procédés de stabilisation sont des techniques qui restent jusqu'à présent un art purement empirique dans lequel l'expérience a une importance primordiale.

En effet, le comportement du terrain reste imprévisible.

Chaque cas qui se présente, du fait de sa complexité et de ses conditions particulières, doit faire l'objet d'une étude originale permettant d'opter pour la solution techniquement et économiquement la plus convenable.

Ces techniques, utilisées pour l'amélioration du sol (résistance, compacité, ...), ne permettent cependant pas la remise à niveau du bac et ne constituent pas une fondation sous la robe. En effet, selon l'API 650 (normes américaines pour la construction de réservoirs pétroliers), des fondations sous la robe sont obligatoires pour uniformiser l'effet des charges concentrées transmises par cette dernière.

Dans ce cas, le sol est consolidé :

- par injection, au niveau atteint après l'affaissement,
- par drainage ou procédé mécanique, après un tassement supplémentaire.

Ces techniques expérimentales, nécessitant des essais et vérifications pendant leur réalisation, ne sont proposées qu'à titre d'information et ne seront pas exploitées, seules, dans le cadre de notre étude.

E - MICROPIEUX

E.1. INTRODUCTION :

La solution "reprise par micropieux" va être étudiée dans le cadre du contrat liant la SONATRACH à la Société BENTINI qui stipule uniquement la remise à niveau de la robe et la réalisation de nouveaux supports le long du périmètre des bacs. Le tassement du fond ne gênant pas l'exploitation, la SONATRACH n'a pas jugé utile d'en inclure la reprise dans l'ensemble des travaux. Par conséquent, la galette, supposée résister, sera maintenue.

Nous étudierons ainsi dans cette partie, les détails de calcul et de réalisation des micropieux.

E.2. GENERALITES SUR LES MICROPIEUX : [12],[8.2]

Les micropieux appelés aussi pieux aiguilles ou pieux racines sont des pieux de petit diamètre (généralement inférieur à 250 mm), armés et travaillant uniquement au frottement latéral. Le processus d'exécution est le suivant : forage tubé, mise en place d'une armature (câble ou tube d'acier), remplissage et injection au ciment de la cavité sur toute sa longueur. La fragilité du matériau conduit à ne tenir compte que de l'acier pour apprécier la résistance interne du micropieu.

Il faut observer que le frottement latéral d'un micropieu est fortement augmenté par l'injection de ciment qui est pratiquée.

Le micropieu peut être sollicité en compression ou en traction.

Il existe deux types de micropieux [12] :

- Les micropieux de type 1 :

Ils ne permettent que la transmission d'efforts faibles suivant leur axe (quelques dizaines de tonnes), leur résistance à la flexion est faible. La mise en oeuvre du coulis ou mortier de scellement se fait par gravité ou sous de très faibles pressions. Lorsque le tubage n'est pas complètement récupéré, on peut en tenir compte dans le calcul de résistance des micropieux.

- Les micropieux de type 2 :

Un micropieu de ce type permet la transmission d'efforts importants.

La limite élastique des aciers employés (armatures) peut être très importante (jusqu'à 500 MPa pour les tubes et 1100 MPa pour les barres).

La mise en oeuvre du coulis de mortier est faite entièrement par injections répétitives et sélectives sous haute pression.

Ce type de micropieux se caractérise par une injection réalisée par l'intermédiaire d'un tube à manchettes et d'un double obturateur par passes successives et phases répétées.

Vu les charges importantes dues au poids du liquide (pétrole) et au poids du réservoir (robe + toit flottant), les micropieux utilisés pour la reprise en sous oeuvre des bacs du terminal marin de Béjaïa sont des micropieux de type 2.

E.3. APERCU SUR LE PROJET DE REALISATION :

On procède à la réalisation d'une série de semelles sur lesquelles est posée une couronne de poutres métalliques. Cette couronne de base sert à soutenir la structure du bac sur son périmètre.

Chaque semelle est soutenue par les micropieux de fondation.

Les semelles sont espacées de 4 m tandis que les poutres ont une longueur de 3,9 m chacune.

L'entre-axe des semelles a été choisi de manière à permettre à la polygonale formée par les poutres de se trouver toujours sur le développement de la circonférence des bacs.

Des cales (plaques métalliques) sont prévues sous les poutres pour remettre au même niveau les différents points de la périphérie du bac.

N.B. Le nombre de semelles est :

N = 53	pour le bac R13,
N = 53	pour le bac R21,
N = 44	pour le bac C9.

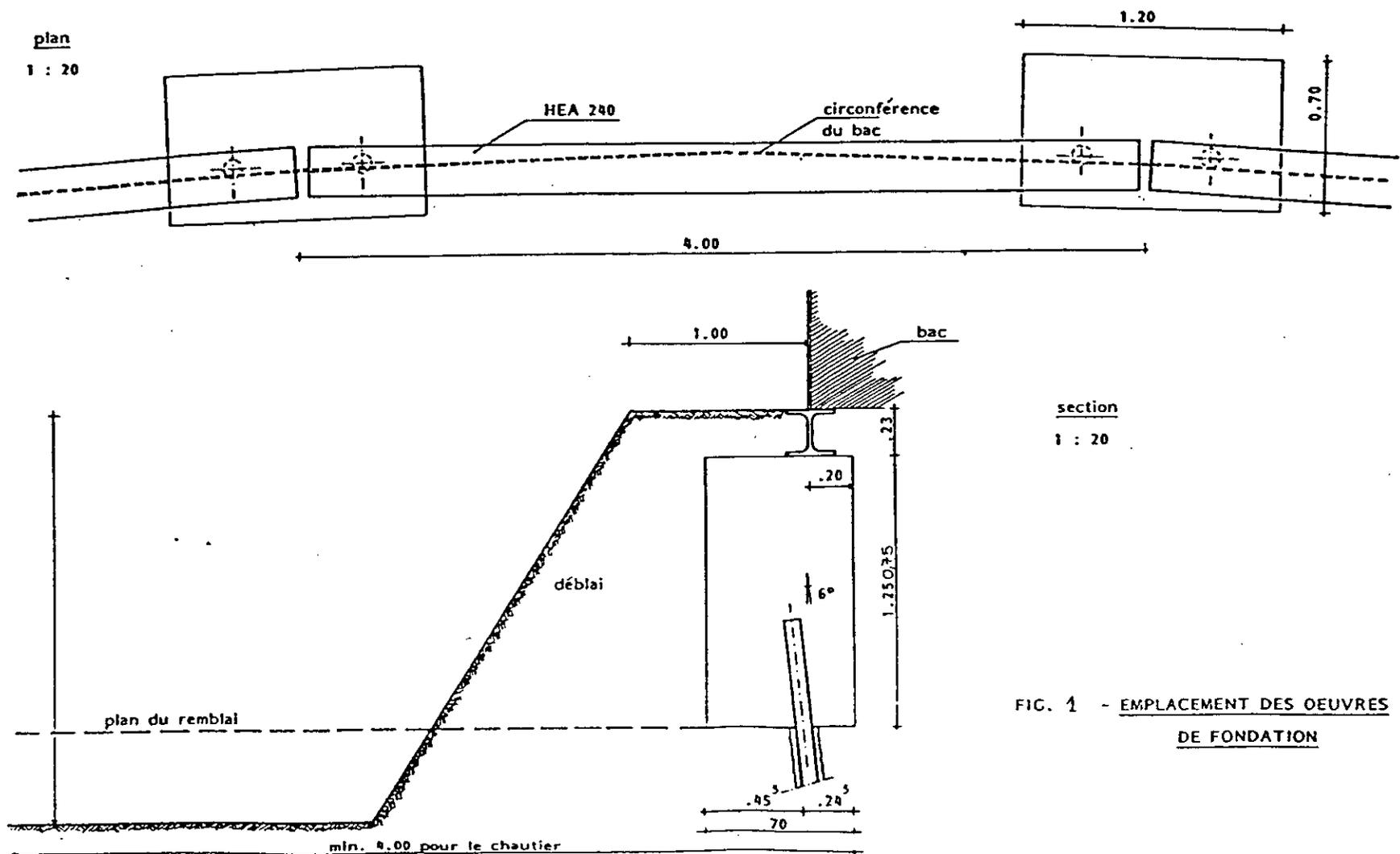


FIG. 1 - EMPLACEMENT DES OUVRES
DE FONDATION

E.4. DESCENTE DE CHARGES :

Nous allons évaluer les charges transmises aux fondations (micropieu, semelle, poutre) de chaque bac.

Bac R21 :

Évaluons les charges dues à ce bac et à une colonne de liquide de 14 m de haut et de 12,5 cm de large par mètre linéaire de robe.

Poids de la robe : 2037,4 kg/ml,
Cornière de base : 12,2 kg/ml,
Cornière de tête : 9,66 kg/ml,
Fond : 94,80 kg/ml,
Dalle en béton
disposée sous le fond : 125 kg/ml,
Colonne de liquide de 14 m de haut
(Charge appliquée sur une demi-largeur) : 1680 kg/ml.
de poutre

On en déduit les charges par 4 ml de robe :

Poids de la tôle de robe : 8152 kg,
Cornière de tête : 39 kg,
Cornière de base : 49 kg,
Fond : 758 kg,
Dalle en béton du fond : 500 kg,
Accessoires (5 %) : 500 kg,
Colonne de liquide : 6720 kg,
d'où la charge appliquée par 4 ml de robe :

$$Q = 16718 \text{ kg}/4 \text{ ml.}$$

Bac R13 :

De la même façon que pour le bac R21, évaluons les charges dues à ce bac et à une partie du liquide par mètre linéaire de robe.

Tôle de la robe : 2037,41 kg/ml,
Cornière de tête : 9,66 kg/ml,
Fond : 94,80 kg/ml,
Colonne de liquide de 14 m de haut
et de 12,5 cm de large : 1680 kg/ml.

On en déduit les charges par 4 ml de robe :

Tôle de la robe : 8152 kg,
Cornière : 39 kg,
Fond : 379 kg,
Accessoires (5 %) : 428 kg,
Liquide : 6720 kg,

d'où la charge totale :

$$Q = 15718 \text{ kg.}$$

Bac C9 :

Les charges transmises par ce bac par mètre linéaire de poutre sont :

Tôle de la robe : 2096,93 kg/ml,
 Cornière de tête : 9,66 kg/ml,
 Fond : 94,80 kg/ml,
 Colonne de liquide : 1680 kg/ml.

d'où les charges appliquées par 4 ml de robe :

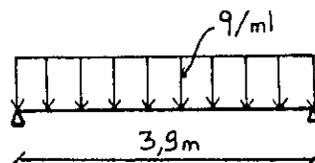
Tôle de la robe : 8388 kg,
 Cornière : 39 kg,
 Fond : 379 kg,
 Accessoires : 440 kg,
 Liquide : 6720 kg,
 donc la charge totale est égale à :

$$Q = 15966 \text{ kg/4 ml.}$$

- Evaluation des charges transmises à chaque élément de la fondation (micropieu, semelle, poutre) :

Bac R21 :

Charges appliquées sur la poutre :



La poutre utilisée est une poutre métallique en I de 3,9 m de long.

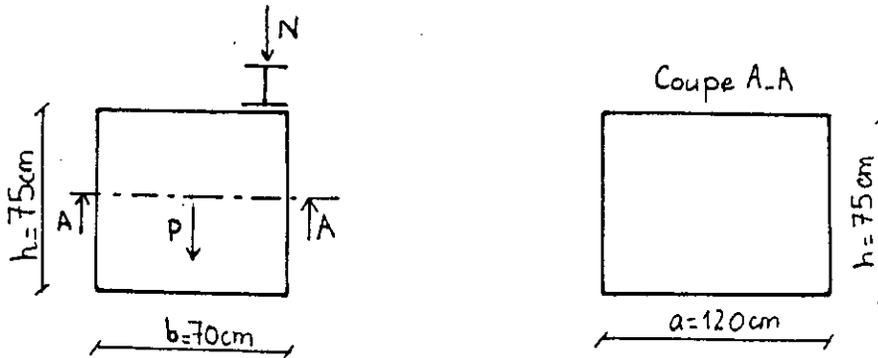
La charge appliquée sur 4 ml de robe

$$Q = 16718 \text{ kg.}$$

d'où la charge par ml appliquée sur la poutre :

$$Q_p = Q \times \frac{1}{3,9} = 4287 \text{ kg/ml.}$$

Charges appliquées sur la semelle



les charges appliquées sur la semelle sont N et P avec :

N : poids du bac et de la poutre appliqué sur la semelle,

P : poids propre de la semelle.

Calculons N et P :

$N = N' + N''$ où N' : poids propre de la poutre,
 N'' : charge due au réservoir et à la colonne de liquide.

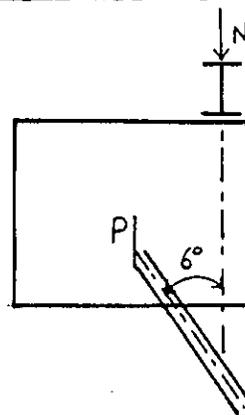
$N'' = 16718 \text{ kg,}$

d'où $N = 16953 \text{ kg.}$

$N' = 235 \text{ kg,}$

$P = 3b \times b \times h \times a = 2500 \times 0,7 \times 0,75 \times 1,2 = 1575 \text{ kg.}$

Charges appliquées sur le micropieu :



Les charges transmises au micropieu sont :

N et P avec

$N = 16953 \text{ kg,}$

$P = 1575 \text{ kg.}$

d'où la charge totale appliquée sur le micropieu :

$$P' = 18528 \text{ kg.}$$

Les résultats obtenus pour les autres bacs sont établis dans le tableau ci-dessous :

BAC	R21	R13	C9
Charge totale appliquée sur la poutre (kg/ml)	4287	4030,25	4100
Charges appliquées sur la semelle			
N(kg)	16953	15953	16201
P(kg)	1575	1575	1575
Charge totale appliquée sur le micropieu (kg)	18528	17528	17776

E.5. DIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS SPECIALES :

a. Calcul de la charge admissible des micropieux [chap.IV.A.6.] :

Le micropieu est considéré comme travaillant seulement par frottement latéral. La charge admissible par frottement latéral des micropieux est calculée sur la base des résultats des essais pénétrométriques (les essais pressiométriques n'ont pas été poussés à de grandes profondeurs).

Selon ces règles, le frottement latéral à la rupture est égal à $R_p/100$ en terrain sableux et à $R_p/50$ en terrain argileux.

Etant donné que ces règles ont été établies pour des pieux de grand diamètre, on a jugé nécessaire d'apporter quelques modifications lors de l'application de ces formules au calcul des micropieux avec injection.

En effet, l'introduction à haute pression du mélange eau-ciment aux terrains sableux entraîne une augmentation de la tension d'adhérence micropieu-terrain, l'utilisation des règles déjà mentionnées serait donc une précaution excessive.

On a donc retenu, pour le calcul du frottement latéral unitaire des micropieux, les

formules suivantes :

$$\text{argile} \quad f_u = R_p/50,$$

$$\text{sable} \quad f_u = R_p/50.$$

A ces critères, on applique un facteur de sécurité $F_s = 2$ pour obtenir le frottement latéral admissible.

Les micropieux sont calculés avec une longueur de 11,5 m et de diamètre 13,5 cm.

A titre explicatif, on détaillera le calcul pour le bac R21 à partir des résultats du CPT1.

* Sondage au pénétromètre statique CPT1 :

Calcul de la capacité portante d'un micropieu sous le réservoir R21 sur la base du sondage pénétrométrique CPT1.

* de 0 à 0,5 m terre végétale.

$$f_u = 0.$$

* de 0,5 m à 1,5 m sol intermédiaire

$$\bar{R}_p = 18,7 \text{ bars} \quad f_u = 0,31 \text{ bars.}$$

* de 1,5 m à 3 m sol intermédiaire

$$\bar{R}_p = 11,75 \text{ bars} \quad f_u = 0,196 \text{ bars.}$$

* de 3 m à 3,5 m argile

$$\bar{R}_p = 3,5 \text{ bars} \quad f_u = 0,07 \text{ bars.}$$

* de 3,5 m à 5 m sol intermédiaire

$$\bar{R}_p = 11,5 \text{ bars} \quad f_u = 0,19 \text{ bars.}$$

* de 5 m à 8 m sable

$$\bar{R}_p = 44,57 \text{ bars} \quad f_u = 0,89 \text{ bars.}$$

* de 8 m à 11,5 m sable

$$\bar{R}_p = 35,25 \text{ bars} \quad f_u = 0,705 \text{ bars.}$$

$$Q_f = \pi D \left(\sum_{i=1}^n f_{ui} h_i \right).$$

$$Q_f = 25708 \text{ kg.}$$

$$Q_{adm} = Q_f/2 , \quad Q_{adm} = 12854 \text{ kg.}$$

Les résultats obtenus pour les autres bacs sont représentés sur le tableau suivant :

BAC R21	Q (kg) adm	BAC C9	Q (kg) adm	BAC R13	Q (kg) adm
CPT1	12854	CPT4	16600	CPT7	13000
CPT2	9500	CPT5	13800	CPT8	13800
CPT3	9300	CPT6	10600	CPT9	9400

L'examen du tableau montre que les valeurs de la capacité portante des micropieux (avec l'adoption d'un facteur de sécurité $F_s=2$) sont toujours supérieures à 9300 kg.

Par conséquent, vu la charge appliquée [chap.VI.E.4.] sur les pieux de fondations, nous opterons pour deux micropieux sous chaque semelle.

b. Dimensionnement statique des travaux de fondations :

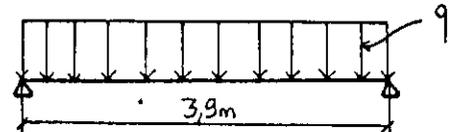
Etablissons un exemple de calcul pour le bac R21.

b.1. Poutre métallique de bord (couronne de base) :

Ces poutres métalliques sont disposées sur le périmètre du bac. Elles sont soutenues par des semelles espacées de 4 m.

Les poutres sont sollicitées par une charge de 15000 kg [chap.VI.E.4] à répartir sur 4 m d'où

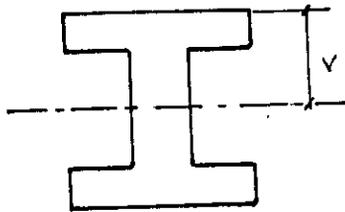
$$q = 4287 \text{ kg/ml.}$$



La poutre est soumise à un moment fléchissant maximum :

$$M_{max} = q \frac{l^2}{8} = \frac{4287 \times 3,9^2}{8} = 8151 \text{ kg.m.}$$

Pour une contrainte admissible de l'acier $\bar{\sigma} = 1600 \text{ kg/cm}^2$, déterminons le profilé le mieux adapté :



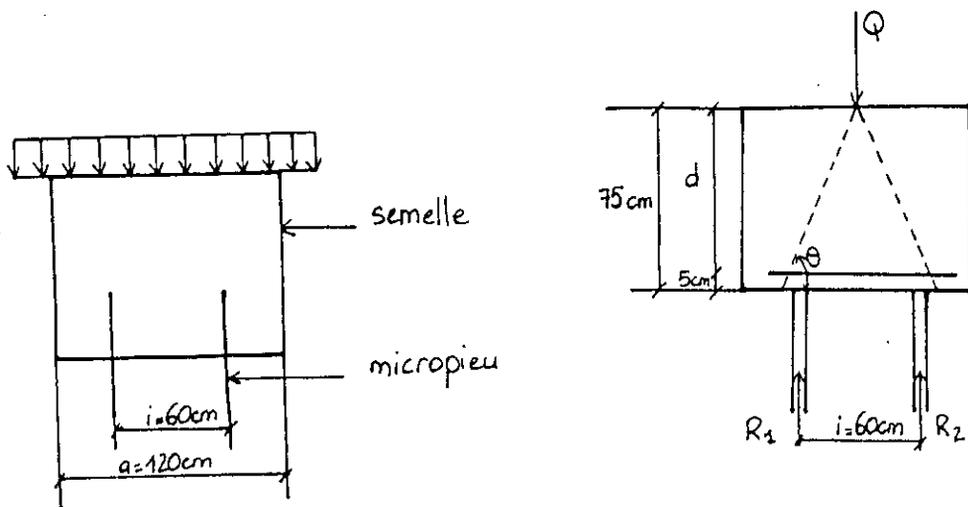
$$\bar{\sigma} = \frac{M_{\max} V}{I}$$

$$\sigma < \bar{\sigma} \Rightarrow w = \frac{I}{v} > \frac{M_{\max}}{\bar{\sigma}} = 50940 \text{ cm}^3.$$

En se référant à la table des profilés on trouve une poutre HEA 240 avec un module d'inertie $w_x = 675 \text{ cm}^3$.

b.2. Calcul du ferrailage de la semelle :

Pour calculer cette semelle, nous utiliserons la méthode des bielles [1].
Pour pouvoir utiliser cette méthode, nous remplaçons la charge répartie par sa résultante concentrée Q .



$$P_1 = P_{\text{poutre}} + P_{\text{bac}} = 16953 \text{ kg [chap.IV.E.4].}$$

$$P_2 = P_{\text{semelle}} = 1575 \text{ kg [chap.IV.E.4].}$$

$$\text{d'où } P_1 + P_2 = 18528 \text{ kg.}$$

$$\operatorname{tg} \Theta = \frac{d}{i/2} = \frac{70}{30} = 2,33 \text{ d'où } \Theta = 66,8^\circ > 45^\circ.$$

La compression étant reprise par le béton, déterminons les armatures de traction.

N'a : effort de traction dans les armatures

$$N'a = \frac{q}{4d} i = \frac{P1+P2}{4d} i.$$

$$N'a = 3970 \text{ kg.}$$

En pratique, il est conseillé de majorer l'effort trouvé par la méthode des bielles de 15 %.

* La section d'armatures est donnée par :

$$A_s = \frac{N'a \times 1,15}{\bar{\sigma}_s} \text{ avec } \bar{\sigma}_s = 2200 \text{ kg/cm}^2.$$

La contrainte de l'acier $\bar{\sigma}_s$ est choisie en fonction des aciers disponibles.

d'où $A_s = 2,1 \text{ cm}^2$, on prendra $A_s = 5 \varnothing 12 = 5,65 \text{ cm}^2$.

La section d'acier est faible car la section de béton est importante et reprend considérablement les efforts.

N.B.

On ferraillera de la même façon la semelle dans l'autre sens.

Le ferrailage adopté est représenté en figure 2.

Pour les armatures supérieures, on prend :

$$A_{sup} = \frac{A_{inf}}{5}$$

Soit $A_{sup} = 1 \text{ cm}^2$.

Nous prendrons $A_{sup} = 5 \varnothing 8 = 2,51 \text{ cm}^2$.

Le schéma de ferrailage est reporté en figure 3.

* Armatures de montage :

Nous disposerons des armatures verticales de montage pour des conditions de mise en oeuvre (relier les nappes supérieure et inférieure).

Nous prendrons comme section des cadres constitués de barres de 8 mm de diamètre espacés de 30 cm dans le sens de la longueur (1,2 m) et de 25 cm dans le sens de la largeur (0,7 m).
Un schéma de ferrailage complet est représenté en figure 4.

Vérification des contraintes de compression dans les bielles :

Cette vérification se fait au niveau de la jonction semelle-micropieu.

$$\sigma'_{b} = \frac{Q}{2B \sin^2 \theta} \quad \text{avec} \quad B : \text{section du micropieu} \\ B = \frac{\pi \phi^2}{4} = 143 \text{ cm}^2.$$

$$\sigma'_{b} = \frac{18528}{2 \times 143 \cdot \sin^2 66,8}$$

$$\sigma'_{b} = 76,7 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\text{or} \quad \bar{\sigma}'_{b} = 0,6 \cdot 6'28 = 150 \text{ bars,}$$

$$\text{On a bien} \quad \sigma'_{b} < \bar{\sigma}'_{b}.$$

b.3. Dimensionnement des micropieux :

L'étude des micropieux comprend deux parties :
- le ferrailage du micropieu,
- la longueur de scellement.

b.3.1. Calcul du ferrailage du micropieu :

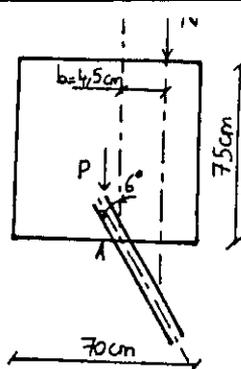
* Charges appliquées sur le micropieu :

2 N = poids du bac + poids de la poutre sur la semelle.

2 P = poids de la semelle.

$$2N = 16953 \text{ kg.} \quad [\text{chap.VI.E.4.}].$$

$$2P = 1575 \text{ kg.}$$



Etant donnée la présence de deux micropieux, les charges appliquées sur chaque micropieu sont :

$$N = 8476 \text{ kg.}$$

$$P = 788 \text{ kg.}$$

a. Vérification vis à vis de la flexion :

Cette vérification se fait à la section d'encastrement c'est-à-dire au point A.

- Calculons le moment de flexion maximum en ce point :

On ne tiendra pas compte du poids propre de la semelle car ce dernier a pour effet la réduction du moment total.

$$M = N \times b \quad \text{avec } b = 4,5 \text{ cm.}$$

$$M = 38142 \text{ kg.cm.}$$

Vérifions la contrainte dans le micropieu :

On ne tiendra pas compte des injections effectuées dans le micropieu.

Caractéristiques du micropieu :

Tube : * diamètre extérieur $D = 88,9 \text{ mm.}$

* épaisseur : $e = 4 \text{ mm.}$

* module de la section $w_1 = 21,67 \text{ cm}^3.$

* module de la section avec les quatre fers:

$\varnothing = 12 \text{ mm} \quad w_2 = 25 \text{ cm}^3.$

La contrainte dans l'acier est donc :

$$\bar{\sigma} = \frac{M}{W_z} = \frac{38142}{25} = 1525 \text{ kg/cm}^2.$$

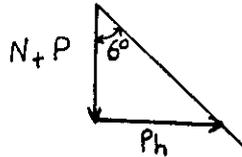
$$\text{or } \bar{\sigma} = 1600 \text{ kg/cm}^2.$$

d'où on a bien $\bar{\sigma} < \bar{\sigma}$ (vérifié).

b. Vérification au cisaillement :

Les quatre pièces de fer citées précédemment de diamètre 12 mm et de 2,5 m de long sont ajoutées pour renforcer la partie supérieure du tuyau (micropieu).

Le micropieu est incliné de 6° , la composante provoquant le cisaillement du micropieu est horizontale et vaut :



$$Ph = Pt \operatorname{tg} 6^\circ.$$

$$\text{avec } Pt = P + N = 9264 \text{ kg.}$$

$$\text{d'où } Ph = 974 \text{ kg.}$$

La contrainte de cisaillement τ est égale à :

$$\tau = \frac{Ph}{\pi R x S} = \frac{974}{\pi x \frac{8,89}{2} x 0,4} = 174 \text{ kg/cm}^2$$

Il faut vérifier que $\tau < \frac{\bar{\sigma}_a}{3}$.

$$\text{soit } \bar{\tau} = 0,577\bar{\sigma}_a = 923 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\text{on a bien } \tau < \bar{\tau}.$$

c. Réalisation du chantier :

A la base de ces vérifications, les micropieux auront les dimensions suivantes :

- profondeur de perforation sous la semelle $h_1 = 11,5 \text{ m.}$
- longueur du tuyau (micropieu) $h_2 = 12 \text{ m.}$

Le micropieu sera donc ancré de $0,5 \text{ m}$ dans la semelle.

- distance entre les soupapes $d = 1 \text{ m.}$

On ne fera pas d'injection pour la première soupape, la deuxième et la troisième soupape seront injectées avec une basse pression pour éviter de

perturber le terrain à la surface.

Les quatre pièces de fer encastrées de 30 cm dans la semelle servent à renforcer la partie supérieure du tuyau. Un détail du micropieu est représenté en figure 5.

Les résultats obtenus pour le bac C9 et R13 sont établis dans le tableau suivant :

Bac R13 :

Poutre métallique	M(kg.cm)	766300
	$\bar{\sigma}$ (kg/cm ²)	1600
	w(cm ³)	480 poutre HEA 240
Semelle	N'a(kg)	3761,4
	Asinf cm ²	5,65
	Assup cm ²	2,51
Micropieu	N+P(kg)	7976,5 + 787,5 = 8764
	$\bar{\tau}$ (kg/cm ²)	165 (vérifié)
	$\bar{\sigma}_a$ kg/cm ²	1436 (vérifié)

Bac C9 :

Poutre métallique	M(kg.cm)	779600
	$\bar{\sigma}$ (kg/cm ²)	1600
	W(cm ³)	488 poutre HEA 240
Semelle	N'a(kg)	4386,79
	Asinf cm ²	5,65
	Assup cm ²	2,51
Micropieu	N+P(kg)	8100,5 + 787,5 = 8888
	τ (kg/cm ²)	167 (vérifié)
	$\bar{\sigma}_a$ kg/cm ²	1458,1 (vérifié)

b.3.2. Longueur de scellement :

Appartiennent au type IRS tous les micropieux scellés au terrain par introduction d'un double obturateur dans le tube à manchettes, ce qui permet de forcer le coulis dans la formation au droit de la manchette choisie (sélectivité) et de répéter l'opération en principe plusieurs fois.

Le scellement d'un micropieu de ce type est effectué en plusieurs phases espacées dans le temps.

Lors d'une même phase, on force dans le terrain, par passes en remontant et au moyen du double obturateur amené successivement au droit de chaque manchette, une quantité prédéterminée de coulis ne constituant qu'une fraction de la quantité totale V_i prévue pour sceller le micropieu.

En ce qui nous concerne, le scellement du micropieu a été effectué sur toute sa longueur pour une meilleure stabilité et une meilleure résistance.

fig 3

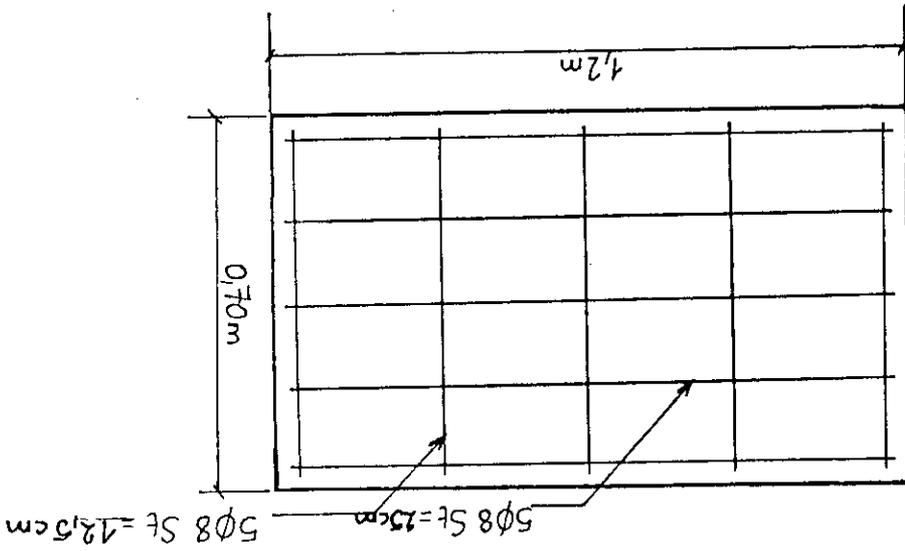
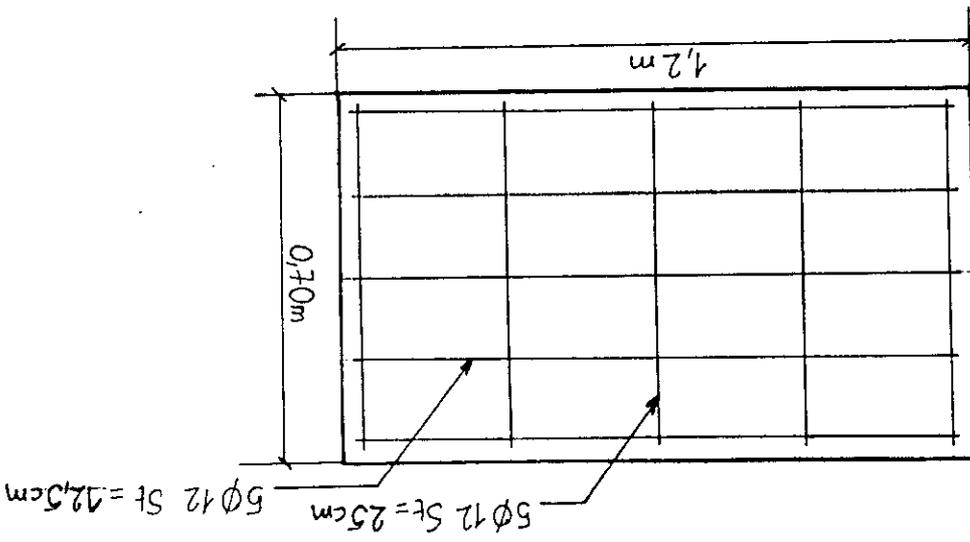


fig 2



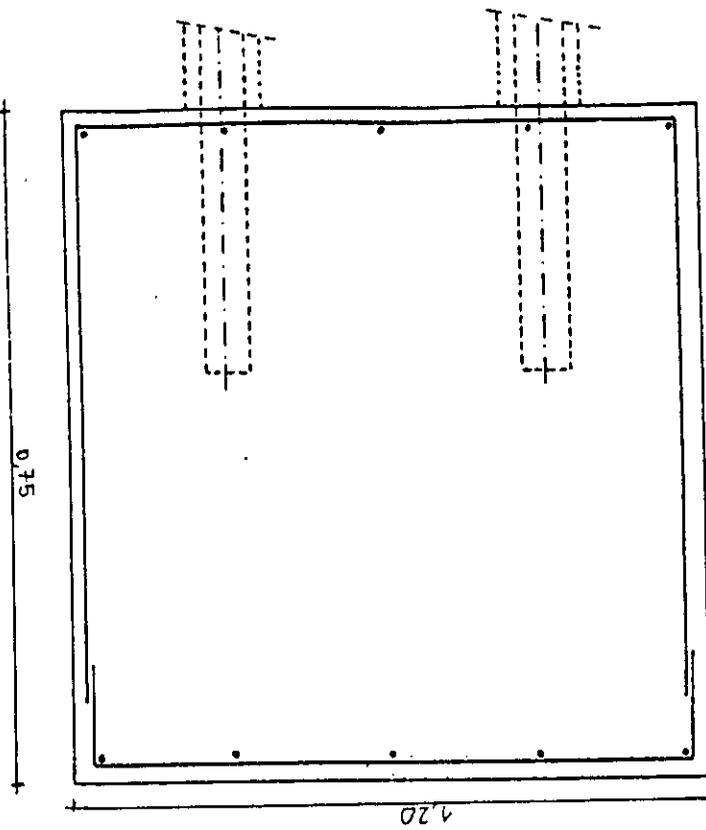
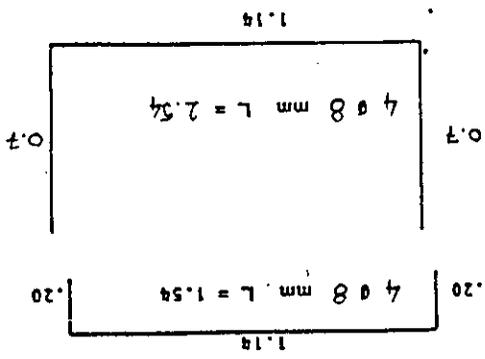
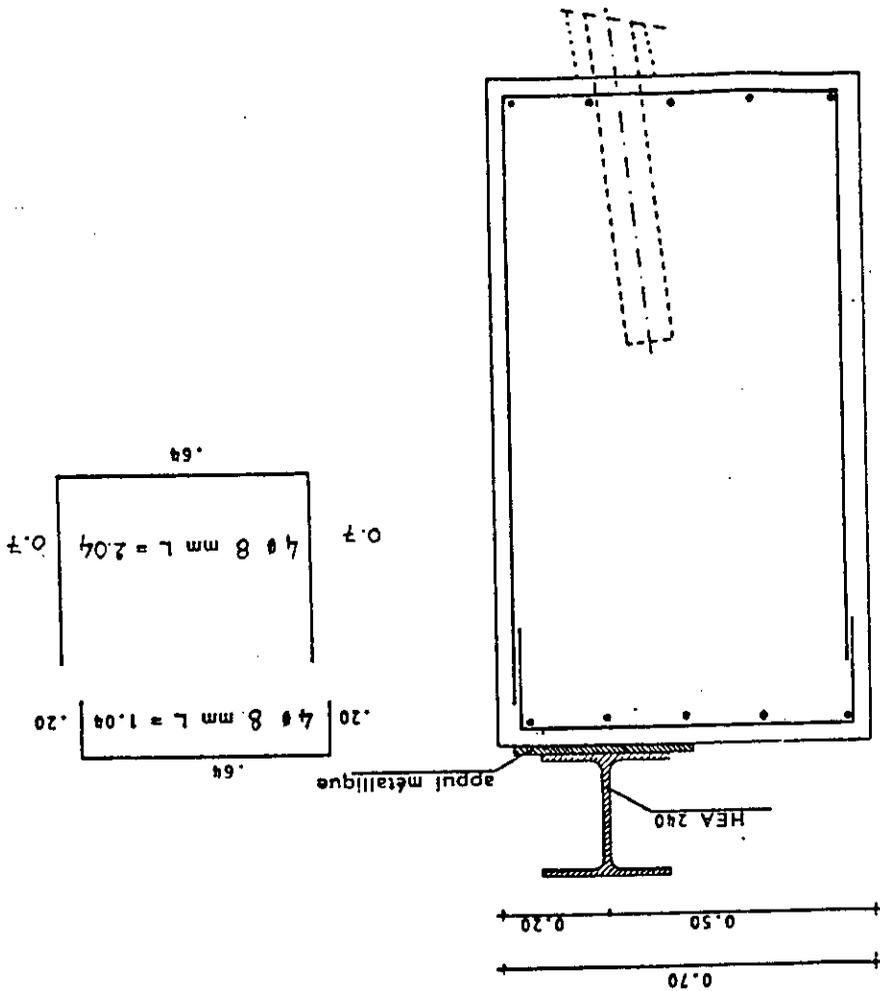


FIG 4



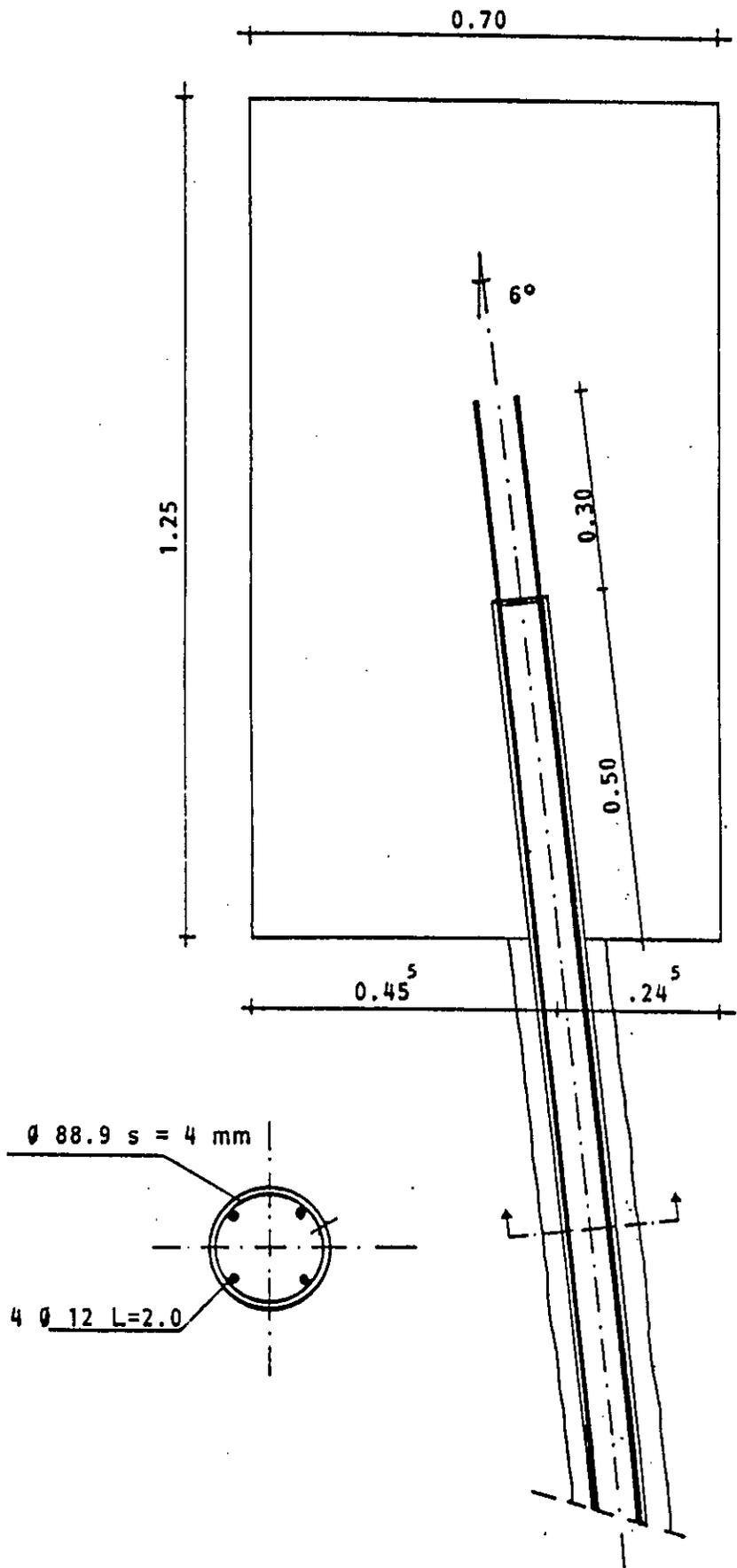


FIG. 5 - DETAIL DU
MICROPIEU

E.6. TASSEMENT DES FONDATIONS SPECIALES :

Des injections secondaires ayant été réalisées pour densifier le sol autour du micropieu, nous supposons le tassement de celui-ci négligeable et la surface susceptible de tasser plus petite que celle considérée au paragraphe [chap.VI.C.51].

Nous pouvons estimer que le tassement de cette surface de sol sera inférieur à celui qui a été calculé ($\Delta h < 7$ cm).

De plus la liaison robe-fond n'étant pas rigide, les déplacements de chacun d'eux sont indépendants, nous pouvons donc tolérer un tassement du fond de 7 cm (inférieur au tassement admissible $\Delta h_a = 30$ cm) sans que la robe n'en soit affectée.

E.7. METHODE D'EXECUTION DES PIEUX DE FONDATION :

L'exécution des micropieux nécessite les phases de travaux suivantes :

- A) Perforation du micropieu.
- B) Formation de la chemise du micropieu.
- C) Injection des soupapes.

Phase A :

La perforation du forage se fait avec une perceuse hydraulique aidée par une pompe eau/boue. Dans cette méthode, la perforation se fait par un mouvement rotatif de l'outil de perforation. Cet outil est en général un ciseau (tricône) vissé à l'extrémité inférieure de la batterie de perforation. La batterie est formée par une série successive de hampes, qui, au fur et à mesure pénètrent avec l'avancement du trou. Le mouvement de rotation de la batterie de perforation lui est donné par une tête hydraulique de la perceuse.

Le ciseau coupe ou brise le terrain au fur et à mesure qu'il avance dans la perforation, tout en laissant derrière lui des débris (cutting). Le fluide de perforation passe par la tête hydraulique. Il est pompé à l'intérieur de la batterie de hampes et sort par les trous du ciseau au fond du trou. Il remonte le long de l'interstice entre la batterie de perforation et les parois du trou. Pendant la phase ascensionnelle, le fluide de perforation soulève du fond du trou les débris de perforation et les transporte à la surface. En présence de sols saturés d'eau et pour les trous de petit diamètre (pas plus grand que 200 mm) la batterie de hampes peut être remplacée par des tuyaux de

revêtement provisoire avec une couronne coupeuse sur le fond à la place du ciseau.

Pour le chantier de Béjaïa, on utilisera seulement les tuyaux de revêtement provisoires. On pourra utiliser, dans les zones particulièrement dures, des hampes avec le ciseau (tricône). Le fluide de perforation utilisé est fondamentalement constitué d'eau. Au cas où cela serait nécessaire, on utilisera de la bentonite pour aider le transport des débris en surface.

Le diamètre du tuyau de perforation est compris entre 127 et 133 mm, pour donner finalement un trou de 135 à 140 mm.

Pour pouvoir placer l'axe du micropieu le plus près possible du profil du bac, il est nécessaire d'exécuter une perforation inclinée de 6° par rapport à la verticale.

Phase B :

Une fois le forage terminé pour le micropieu (individuel ou couple de micropieux), on passe à l'exécution de la chemise ou injection primaire.

Toutes les phases d'injection sont exécutées par le groupe d'injection CLIVIO constitué par un turbo mélangeur, un agitateur et par un injecteur à piston.

Cette opération peut être devancée ou suivie (avant que le mélange de ciment ne fasse prise) de l'installation du micropieu dans l'ouverture (forage).

Selon le schéma d'exécution proposé, le tuyau d'armature du micropieu a les dimensions suivantes :

- diamètre externe du micropieu $D_{ext} = 88,9$ mm.
- épaisseur du micropieu $e = 4$ mm = s.

Chaque armature du micropieu est constituée de deux tubes de 6 m avec les caractéristiques suivantes :

- le tube du fond est fermé par un culot métallique à l'extérieur et manchonné à l'extrémité supérieure,
- le tube de surface est fileté sur la partie inférieure et libre sur la partie supérieure.

Les soupapes d'injection secondaire sont constituées de 2,3 à 4 ouvertures exécutées sur le tuyau métallique du micropieu. Les ouvertures sont orientées extérieurement au tuyau par une gaine de

gomme délimitée aux extrémités inférieures et supérieures par un cordage de fers soudés pour empêcher les mouvements. (voir fig.6).

Avant ou après l'installation du tuyau d'armature, on réalise la chemise du micropieu. Cette opération consiste à introduire à l'aide du groupe d'injection le mélange de ciment en commençant par le fond puis on remonte à la surface. Le mélange de ciment constituant la chemise du micropieu prend place dans l'interstice entre le tuyau d'armature et le tuyau de revêtement provisoire. L'intérieur du tuyau d'armature reste donc libre.

Une fois l'injection terminée, on récupère le tuyau de revêtement provisoire. Dans le cas où cette récupération entrainerait une diminution du mélange dans l'ouverture, on prévoira un remplissage ultérieur de l'interstice.

Le mélange d'injection primaire est constitué d'environ 550-600 kg de ciment par m³, corrigé avec un certain pourcentage de bentonite afin de retarder la prise du mélange de ciment.

Phase C :

La phase d'injection secondaire est celle qui détermine l'effet racine dans le micropieu. Cette phase de travail doit être exécutée quand le ciment du mélange primaire a commencé la prise tout en restant encore plastique, probablement 18 à 24 h après le coulage du ciment de l'injection primaire. Pour effectuer l'injection secondaire on peut se servir d'un petit piston spécial oléodynamique avec double obturateur qui, introduit à l'intérieur du tuyau d'armature du micropieu, permet d'injecter individuellement chaque soupape, ce piston étant relié à la centrale d'injection. Pendant l'injection de chaque soupape on pourra avoir initialement une augmentation de pression (jusqu'à casser la chemise). Cette pression s'établira sur de basses valeurs par la suite. Le quantitatif "eau-ciment" pour l'injection des soupapes est déterminé avec une moyenne de 100-150 l maximum de mélange ou avec des élévations de pressions soudaines (refus).

Dans l'ensemble, on doit utiliser 200 kg de ciment par mètre linéaire de pieu terminé, entre l'injection primaire et l'injection secondaire.

A la fin de l'injection secondaire, on doit installer, à l'intérieur du tuyau métallique, une armature supplémentaire constituée de 4 barres de

12 mm de diamètre et de longueur $l = 2$ m. Les barres sont en fer FeB38K.

Un dessin récapitulatif des différentes phases d'exécution des pieux de fondation est représenté en fig.7.

FIG. 6 - SCHEMA DES TUBES A MANCHETTES

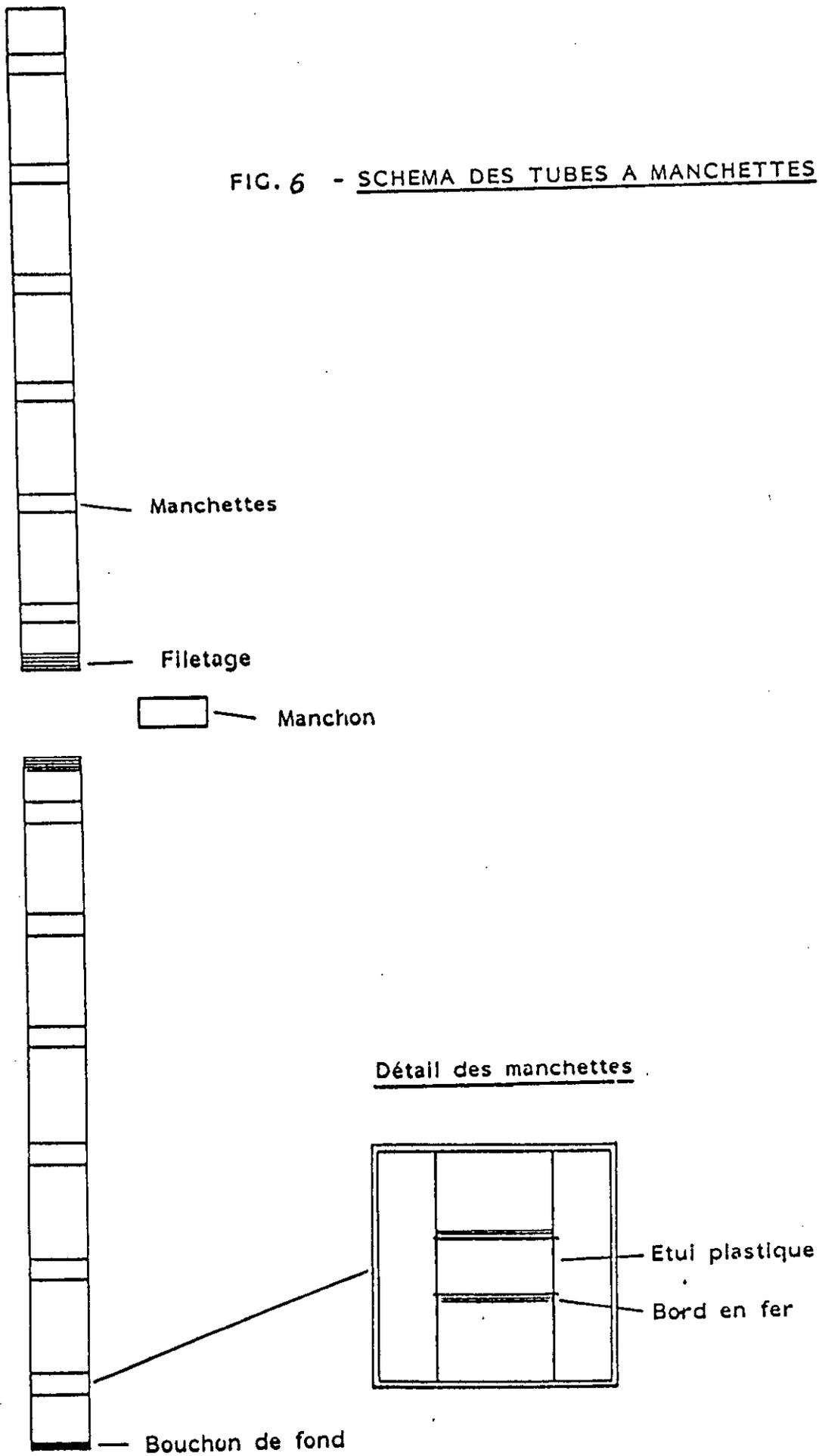
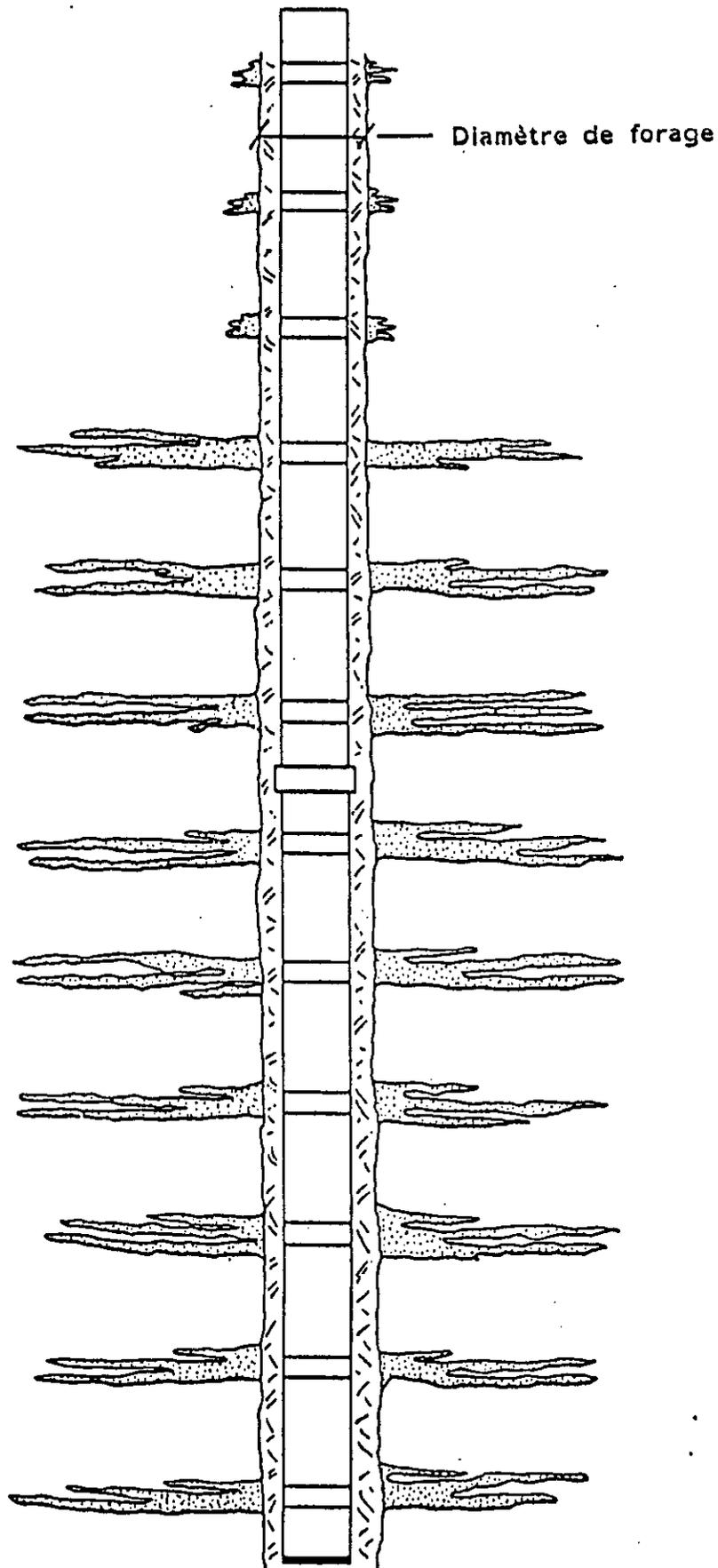


FIG. 7 - SCHEMA DU MICROPIEU AVEC TUBE A MANCHETTES



Injection
Primaire



Injection
Secondaire

E.8. Processus de mise en oeuvre de la fondation par micropieux :

L'exécution des pieux de fondation nécessite la réalisation d'une série de semelles sur lesquelles viendra s'appuyer la couronne de base formée de poutres en I (polygonale d'appui).

Chaque semelle sera soutenue par deux micropieux de fondation.

Le processus de mise en oeuvre est le suivant :

- réalisation d'un déblai à l'emplacement des semelles,
- exécution des forages des micropieux,
- réalisation des micropieux : injection primaire et secondaire,
- ferrailage et coulage de la semelle,
- soulèvement de la robe par partie à l'aide de vérins hydrauliques,
- insertion de la polygonale d'appui (couronne de base) sous la partie soulevée de la robe,
- positionnement de la partie soulevée du bac sur la série de poutres après avoir retiré les vérins.

E.9. CONCLUSION :

Nous avons exposé, dans ce qui précède, différentes techniques de reprise en sous oeuvre.

Après les avoir décrites, nous en avons analysé les inconvénients et avons conclu qu'elles ne pouvaient être retenues.

Reste la technique du micropieu dont nous énumérerons ci-après les avantages :

1. Elle permet de replacer les bacs dans leur position initiale et les micropieux servent de support à la périphérie des bacs, de plus, micropieux et semelles assurent la fondation de la robe.
2. Elle ne nécessite qu'un faible soulèvement du bac au moment de la pose de la poutre polygonale.
3. Les micropieux étant de faible diamètre, il suffit de les incliner de 6° pour qu'ils soient centrés sous les bacs, et qu'ils reprennent les charges.
4. Les injections secondaires réalisées autour du micropieu stabilisent le sol sur un rayon de 5 m. Il est également possible de densifier le sol sous la galette par des injections horizontales.

Certes, le fait que l'on ait dû faire appel, pour la réalisation de cette technique, à une société étrangère peut susciter un doute quant à ses avantages économiques. Mais il est apparu, lors de l'évaluation comparée des différentes solutions et notamment celle qui fait appel aux pieux qu'elle présente l'avantage essentiel de nécessiter des manipulations plus souples et moins importantes. En effet, les pieux de très gros diamètre requièrent pour leur mise en place d'importants moyens représentant des coûts beaucoup plus élevés.

VII - CONCLUSION GENERALE ET RECOMMANDATIONS

CONCLUSION

Nous avons, dans le cadre de notre projet de fin d'études, procédé à la recherche d'une méthode appropriée de reprise en sous oeuvre de réservoirs de stockage situés au terminal marin de Béjaïa.

Avant d'aborder une telle étude, il est nécessaire de connaître les caractéristiques géotechniques du sol d'assise, c'est pourquoi, nous avons eu recours au rapport de sol du site de Béjaïa élaboré par le LTPC. Les résultats des essais (en laboratoire, in situ) réalisés ont été regroupés dans ce rapport.

Au cours des recherches effectuées pour l'étude pathologique de ces réservoirs, il a été très difficile de définir les causes réelles des désordres survenus sur ces bacs ; en effet, les informations disponibles étaient nettement insuffisantes pour mener à bien notre enquête.

Toutefois, la cause principale à retenir reste le caractère très compressible du sol d'assise.

Sur la base de l'interprétation des résultats des différents essais, nous avons proposé plusieurs méthodes de reprise en sous oeuvre.

La solution du radier général parut en premier lieu la plus simple ; cependant, devant l'importance des moyens à mettre en oeuvre pour son exécution ainsi que les risques de tassements excessifs sous le poids de l'ouvrage et du radier, nous fûmes conduites à étudier une solution plus adéquate. Effectivement, lorsque l'on est en présence d'un mauvais sol, il est préférable d'ancrer les fondations en profondeur. C'est pourquoi, nous avons proposé des pieux forés calculés de façon à reprendre l'ensemble des charges appliquées et à servir de fondations sous la robe.

Néanmoins, bien que cette solution paraisse appropriée, elle pose également des problèmes d'économie étant donnés les travaux considérables d'exécution.

Nous avons alors pensé à traiter le sol par différents techniques (injections, procédés mécaniques, hydrauliques) pour en améliorer les caractéristiques mécaniques et physiques.

Ces techniques n'ont pas été détaillées car elles n'assurent pas une fondation sous les parois du

réservoir.

Nous nous sommes alors dirigées vers une autre technique de reprise en sous oeuvre : les micropieux, technique relativement récente encore jamais utilisée en Algérie.

Ces micropieux, disposés à la périphérie et accompagnés d'injections de ciment sous le bac, assurent la stabilité de l'ouvrage.

Parmi les avantages de cette méthode, nous pouvons citer :

- le faible diamètre des pieux (130mm),
- la faible profondeur d'ancrage (12 m),
- la facilité de mise en oeuvre (elle ne nécessite pas le déplacement du bac mais juste un soulèvement de celui-ci à 40 cm du sol à l'aide de vérins hydrauliques),
- la densification du sol autour des micropieux et sous le fond grâce aux différentes injections.

De ce qui précède, nous concluons que cette dernière proposition, bien que réalisée par une société étrangère, s'avère être la solution la plus appropriée et la plus économique de toutes celles qui ont été exposées.

Lors de notre visite à Béjaïa, la Société Bentini nous a accueillies et guidées sur le site, il nous a alors été possible de faire une visite détaillée du chantier et de voir les réservoirs après les opérations de réfection. Nous avons pu également vérifier la conformité de nos résultats en les comparant à ceux de leur bureau d'études

RECOMMANDATIONS

A - Recommandations relatives au projet réalisé :

- Il eût été intéressant d'effectuer une étude à long terme du sol sous la charge appliquée par le bac partiellement rempli.
Pour cela, il aurait fallu disposer de caractéristiques en contraintes effectives (à long terme) du sol.
- Les essais pressiométriques auraient pu être réalisés sur de plus grandes profondeurs si on avait utilisé une méthode de forage plus appropriée ou un pressiomètre plus adapté aux sols fins : le pressiomètre autoforeur.
- Les facteurs de sécurité que nous avons utilisés pour notre calcul à court terme ont été surestimés étant donné le caractère temporaire de la charge due au pétrole.
Il conviendrait de les réduire légèrement.

B - Recommandations d'ordre plus général :

La reprise en sous oeuvre effectuée est la conséquence d'une mauvaise étude du sol et des fondations du réservoir.

Si nous avons à concevoir, dans le cadre d'une construction nouvelle, les fondations d'un réservoir, nous devrions tenir compte des recommandations suivantes :

1. Une étude approfondie du sol de fondation doit être effectuée afin d'en estimer la capacité portante ainsi que l'importance du tassement qui se produira et ses conséquences probables.

Une étude particulière est nécessaire pour certains sols tels que :

- les emplacements où la profondeur du remblai nécessaire est variable,
- les sols marécageux ou remblayés où les couches de végétation en fermentation ou compressibles se trouvent au niveau ou au dessous de la surface,
- les emplacements sous lesquels se trouvent des couches d'argile plastique qui peuvent supporter temporairement de lourdes charges mais qui se tassent de façon excessive à la longue.

2. Si le sol est incapable de supporter la charge du réservoir rempli sans tassements excessifs, une fondation superficielle n'est pas appropriée. Une des méthodes générales suivantes devra être employée :

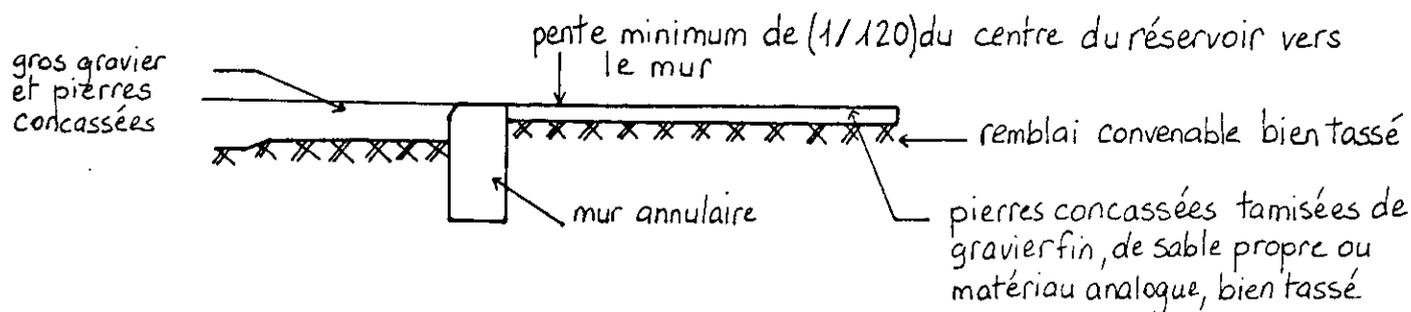
- substitution du matériau douteux par un matériau convenable et compact,
- tassement du matériau compressible par élimination de l'eau par drainage si cela est possible,
- Stabilisation du matériau tendre par des méthodes chimiques ou l'injection de ciment liquide,
- report des charges appliquées sur un matériau plus stable situé sous le sol superficiel par l'intermédiaire de pieux (éléments porteurs).

3. Le matériau de remplissage utilisé pour remplacer le mauvais sol en surface ou pour surélever le niveau du sol jusqu'à la hauteur voulue doit être sain et durable.

Ce remblai doit être soigneusement tassé par les meilleurs moyens disponibles.

4. Pour ces ouvrages, les types de fondation préconisés sont les suivants :

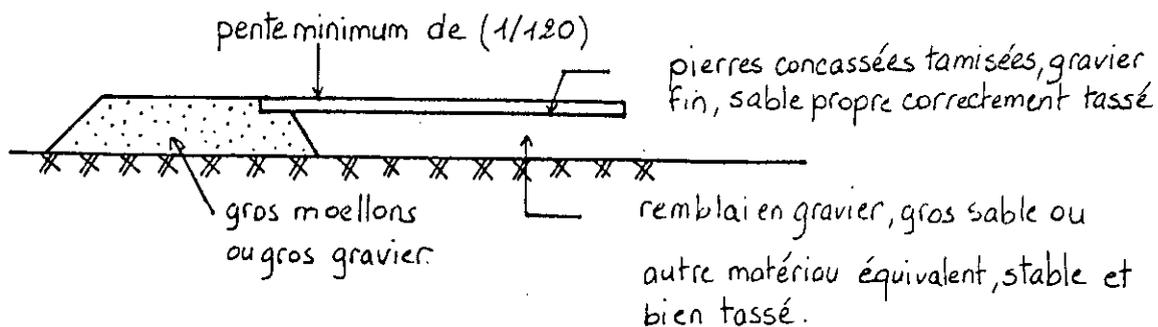
Mur annulaire de fondation en béton :



Exemple de fondation avec mur annulaire en béton

La construction d'un tel mur sous la robe est souhaitable pour obtenir sous le réservoir une charge plus uniforme (répartition de la charge concentrée de la robe et de ses accessoires).

Sols d'appui sans murs annulaires:



Exemple de fondations en terre

Pour des réservoirs situés dans des emplacements où la construction des murs annulaires en béton n'est pas pratique, des fondations en terre adaptées peuvent être satisfaisantes. Le sol d'appui achevé sous le réservoir doit s'étendre hors de la périphérie de celui-ci pour former une banquette d'au moins 90 cm de large tout autour.

Cette banquette doit être protégée contre les intempéries et les eaux d'écoulement.

Le matériau constituant cette assise est de la roche broyée couverte par un quelconque matériau de pavement.

BIBLIOGRAPHIE

Ouvrages

- [1] M. BELAZOUGUI - Calcul des ouvrages en béton armé.
- [2] H. CAMBEFORT - Géotechnique de l'ingénieur.
Reconnaissance des sols.
- [3] M. CASSAN - Les essais in situ en mécanique des
sols T1, T2.
- [4] J. COSTET et G. SANGLERAT - Cours pratiques de
mécanique des sols T1, T2.
- [5] G. FILLIAT - Sols et Fondations.
- [6] M. FORNI - Fondations spéciales et reprise en
sous oeuvre.
- [7] LEONARDS - Fondations.
- [8] G. PHILIPPONNAT - Fondations et ouvrages en terre.

Revue

- [9] Annales de l'ITBTP.
 - 1. Série gros oeuvre n°8 Supplément du n°280 (1971).
Les chroniques du bureau Sécuritas et de la
Socotec : Pathologie des fondations.
 - 2. N°478 Série Sols et Fondations (1980).
Recommandations F.N.T.P., Fondations profondes.
Micropieux.
- [10] Bulletin de liaison du LCPC.
 - 1. N°154 (1988). Dimensionnement des pieux.
Quelques expériences et recherches en Grèce.
 - 2. N°140 (1985).
Une méthode pour le calcul des tirants et des
micropieux d'injection.

- [11] CSTB Magazine
N°11 Pathologie du bâtiment (1988).
N°14 Pathologie des fondations et des ouvrages de
soutènement (1988).
N°19 Pathologie des fondations (1988).
N°27 Accidents de fondation (1989).
- [12] Document technique unifié n°13-2.
Fondations profondes.
- [13] Fond 72 LCPC SETRA.
1. Sondages.
2. Essais de laboratoire.
- [14] Recommandations pour la construction de
réservoirs de stockage (API 650).
- [15] Techniques de l'ingénieur C228.
Forages et sondages.

وزارة الجامعات والبحث العلمي
Ministère aux Universités et de la Recherche Scientifique

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

DEPARTEMENT GENIE-CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

REPRISE EN SOUS OEUVRE
DE RESERVOIRS DE STOCKAGE
ANNEXE

Proposé par : Mr. MESSAFER

Etudié par : REZIG SELMA
SELLALI NABILA

Dirigé par : Mr. MESSAFER

PROMOTION 1991 - 1992

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

ANNEXE I

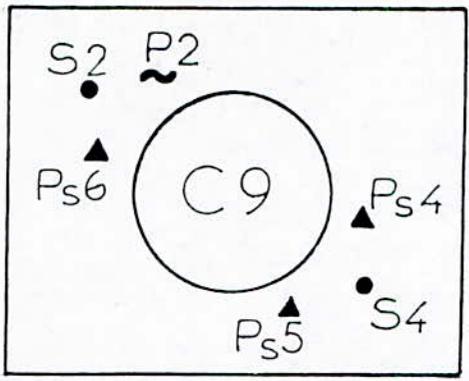
المدرسة الوطنية المتعددة التخصصات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

PLAN D'IMPLANTATION DES ESSAIS

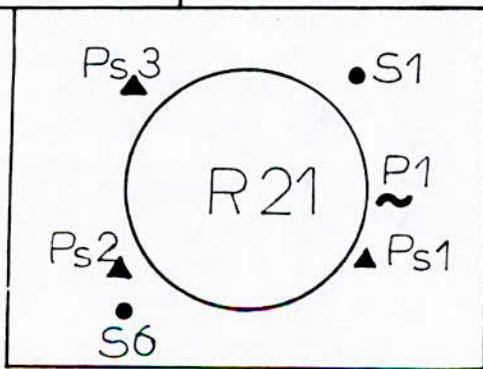
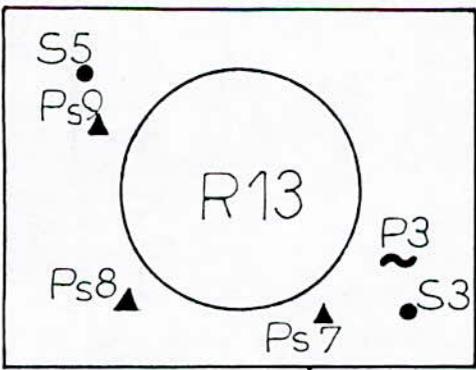
IMPLANTATION DES ESSAIS IN SITU

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE - المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

CHEMIN DE FER



ROUTE ARRIERE PORT



- sondage
- ▲ pénétromètre
- ~ pressiomètre

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

ANNEXE 2

A - SONDAGES

LTPC

CHANTIER:

Sondage N° 1 R21

dossier: 21_91_0010

PRECISION: ± $\frac{10\text{ m}}{100\text{ m}}$
INCL: verticale $\frac{100\text{ m}}{1000\text{ m}}$

X = _____ Z = _____
Y = _____

appareil: Sondeuse 7002

Echelle en m.	φ et type d'outillage		Carottage nature prélèvement (I intact P partiel) %	niveau eau perle	(SPT)	DESCRIPTION	E T A G E	Observation SPT (boue, à sec ci)
	Cote (m)	PROF (m)						
5						Terre végétale		
						argile limoneuse brunâtre contenant du sable fin		
						sable fin limoneux brun		
						argile limon argileux		
						Sable fin limoneux contenant de l'argile et du gros sable.		
						gravier et cailloux et gros sable vaseux		$5,0 \div 5,45$ $3+4+7$
								$7,0 \div 7,45$ $4+7+4$
10						sable fin et grossier en présence de gravier et cailloux vaseux		$9,2 \div 9,65$ $5+8+12$
								$11,5 \div 11,95$ $7+8+9$
15						argile sableuse limoneuse contenant du gravier des cailloux et du gros sable		$14,8 \div 15,25$ $6+8+7$
						sable fin limoneux argileux contenant beaucoup de gros sable		

ETABLI par T. TESSAER

LTPC

CHANTIER:

Sondage N° 1 R21

Date: 10-09-91
 Réf dossier: 21-91-001
 appareil: Sondeuse 7002

PRECISION: \pm

10 m
100 m
1000 m

 X =

--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

 Z =

--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

 m
 INCL: Y =

--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

échelle en m.	Ø et type d'outillage		Carottage nature prélèvement (I intact P paraffiné)		Cote Prof (m)	Type	DESCRIPTION	E T A G E	Observation (boue, ... sec et
	horizontal	vertical	%						
25							sable avec gravier et caillou < 5cm sable fin limoneux argileux avec caillou et gros sable sable fin moyen et compact contenant des graviers et caillou argile compacte très dur avec un passage de cailloux argile schisteuse friable marne altérée fissurée dure marne schisteuse dure compacte marne grise fissurée friable marne		$\frac{22,0}{9+5+12}$
30									
35									
40									

ETABLI par T. NESSAFER

T. P. C.

CHANTIER: Terminal Marin Bejaia. Sondage N° 02 CG

Date: 10/09/91

Réf. dossier: 21-91-0010

Appareil: Sondusee 7002

PRECISION: ± 10m / 100m / 1000m

INCL. verticale

X = [] Y = [] Z = [] m

Prof (m)	Subj. (rotat.)	Ball.	Carottage nature prélèvement (intact / paraffiné)	niveau eau	perte	Coups	DESCRIPTION	ETAGE	Observation SPT (blows, etc)
0							Terre végétale		
1							limon argileux compacte brun		
2							sable moyen brun		2,30 + 2,7
3							sable fin à moyen vaseux		3 + 6 + 6
4							argile brune vaseuse		3,50 + 3,9
5							sable argileux vaseux		5 + 5 + 10
6							sable fin à moyen vaseux		10 12
7							argile brune vaseuse		5,50 + 5,9
8							sable argileux vaseux		5 + 6 + 5
9							sable fin à moyen vaseux		
10							argile brune vaseuse		
11							sable limoneux vaseux		12,55 +
12							argile grise vaseuse		6 + 7 + 9
13							argile grise compacte dur		

ETABLI par T. MESSAGER 10/09/91

T. P. C.

CHANTIER: Terminal marin Béjaïa

Sondage N° 0 2 CG

Date: 10/08/91

PRECISION: 10 m
100 m
1000 m

Réf. dossier: 21.91.0010

INCL: vertical

X: [] Y: [] Z: []

Appareil: conducteur N° 7002

Profondeur en m	D et type d'outillage	Carottage nature prélèvement (intact, parallèle)	niveau eau petite	Coup	DESCRIPTION	ETAGE	Observations
							(boue, à sec etc)
21,50				[Sable]	Sable gris moyen vaseux		
26,50				[Argile]	argile vaseuse grise molle		21,50 + 21,50 5+6+5
28,50				[Sable]	Sable argileux compacte dur assez fin à moyen		
29,60				[Argile]	argile vaseuse grise à brunâtre		25,0 + 25,4 7+8+10
30,00				[Argile]	argile vaseuse avec gravier et caillou (7cm)		
31,00				[Grès]	Grès très dur		
32,00				[Argile]	argile compacte avec passage de caillou et gravier entre 28,50 à 29,60		
35,00				[Marnes]	marnes grises compactes		
40,00							

L. T. P. C.
CHANTIER: Terminal Marin de Béjaïa
dat: 11/09/91
Sondage N°: 03 R 13
Ref. dossier: 21-91-0010
PRECISION: \pm $\begin{matrix} 50\text{m} \\ 100\text{m} \\ 1000\text{m} \end{matrix}$ X = ||||| Z = |||||
Appareil: Sondage 7002
INCL: Vertical Y = |||||

Echelle en m		Ø et type d'outillage		Carottage nature prélèvement (intact, paraffiné)		niveau eau	Cote	DESCRIPTION	ETAGE	Observations SPT (bous, etc)
sol (m)	prof (m)	rotat.	ball.	%	100					
0 5 10 15 20								Terre végétale		
								sable fin limoneux		
								limon sableux argileux mou		
								argile compacte brune dure		
								argile brune molle		
								argile brune dure compacte		
								argile grise molle vaseuse		5,55 + 6,0
								sable argileux avec beaucoup de (< 3mm)		1,5 + 1,5 + 2
								argile grise molle		7,50 + 7,91
										2 + 3 + 9
									9,70 + 10,1	
									8 + 5 + 7	
								Sable moyen et gros brun vaseux avec quelques graviers.		12,0 + 12,1
										2 + 3 + 5
								Sable fin gris compact		

ETABLISSEMENT J. MESSAGER 11/09/91

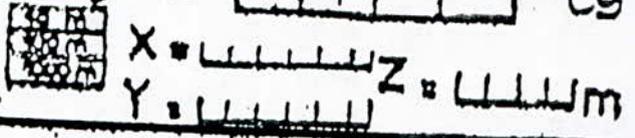
L. T. P. C.
CHANTIER: Terminal Marin, Bejaia **Sondage N°** 03 R13
date: 11/09/91
Réf. dossier: 21-91-0010 **PRECISION:** $\begin{matrix} 10m \\ 100m \\ 1000m \end{matrix}$ X = Z =
Appareil: Sondage 7002 **INCL:** Vertical Y =

Echelle en m.	Ø et type d'outillage	Carottage nature prélèvement (I. intact P. paraffiné)	niveau eau partie	Coup	DESCRIPTION	E T A G E	Observation
							(bous-à see-état)
0	Subs. rotat. (Bolt)	X 21 22 23 24					
25					sable moyen lâche contenant quelque caillou (3cm)		
					sable fin gris vaseux		22.0 + 22.45
					argile sableuse grise compacte		12 + 15 + 2
					argile brune vaseuse		
					grès compacte jaunâtre friable contenant caillou < 6cm		
					marne grise compacte assez dur avec quelques gravieres (2cm)		
30					marne grise		
35							
40							

ETABL. par J. MESSAGER 11/09/91

T. P. C.

HANTIER: Terminal Marin de Bejma Sondage N° 04 CG
 Date: 15/09/91
 Réf. dossier: 21.91.0010
 Appareil:

PRECISION: ± 
 INCLIN. vertical

Profondeur (m) 0 5 10 15 20	Diamètre de l'outilage (mm)	Caractéristiques nature prélèvement (T, H, P, parallèle) X Y	Coupe 	DESCRIPTION	STAGE Observations (boue, etc.)
0				Terre végétale	
0.5				argile brune compacte dur	
1				sable fin jaunâtre compact	
1.5				sable fin et moyen lâche	
2				sable moyen et gros jaune lâche vaseux contenant quelques cailloux (5cm)	
2.5				argile brune vaseuse	
3				sable fin et moyen lâche vaseux contenant quelques cailloux (<3cm)	
3.5				sable argileux compact dur	
4				argile brune vaseuse	

ÉTABLI PAR: M. H. A. F. S. 15/09/91

L.T.P.C.

HANTIERE: Terminal Marin Beyrouth
date: 15/09/91

Sondage N° 014 CG

N° dossier: 21-91.0010
Appareil:

PRECISION: ± 10%
INCL: vertical
X = ██████████ Z = ██████
Y = ██████████

Prof (m)	Ø et type d'outilage	Carottage nature prélèvement (intact, parallèle)	Coupes	DESCRIPTION	ETAGE	Observations (boue, é, etc. etc)
0	Wagner (rotat. Bolt)	X		argile brune vaseuse		
1				argile sableuse grise compacte		
2				Sable fin et moyen jaune lâche		
3				Sable argileux compact, dur		
4				Grès compact très dur		
5						
6						
7						
8						
9						
10						
11						
12						
13						
14						
15						
16						
17						
18						
19						
20						

T. P. C.

CHANTIER: Terminal Marin Bejaya

Sondage N° 015 L R13

é. f. dossier: 21-91-0010

PRECISION: INCL vertical

X = LLLLLLZ = LLLLLL
Y = LLLLLL

Prof (m)	Ø et type d'outillage		Carottage nature prélèvement (intact, piparallina)	niveau sonde	partie	(coups)	DESCRIPTION	ETAGE	Observations (boue, à sea etc)
	Ø	type							
0							blochs et galets. limon argileux		
1							limon argileux avec graviers		
2							sable fin compact		
3							sable fin et moyen lâche		
4							jaune		
5							sable fin et moyen compact		
6									
7							sable gros et moyen lâche		
8									
9							sable fin gris vaseux		
10									
11							sable gros lâche contenant quelques graviers.		
12							sable moyen et gros contenant beaucoup de cailloux et galets		
13							sable moyen et gros lâche		
14									
15							sable moyen et gros vaseux		
16									
17									
18									
19									
20									

ETABLISSEMENT T. MASSACRE 15/01/41

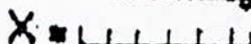
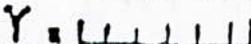
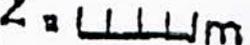
T. P. C.

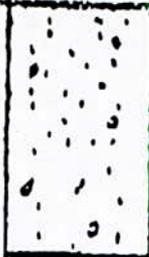
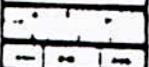
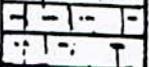
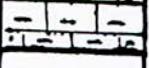
LIANTIER: Terminal Marin Ceylan,
18/09/91

Sondage N° 05 R13

F. dossier: 21-91-0010
appareil:

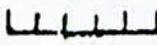
PRESSION: 30 m
400 m
3000 m
INCHI vertical

X = 
Y = 
Z = 

Prof (m)	Ø et type d'outillage	Carotage (intact / paraffiné)	avant / après	CSP	DESCRIPTION	Echelle	Observation
							(boue, à sec etc)
0							
5					sable moy. et gros contenant quelque gravier et caillou < 6cm		
10					sable argileux		
15					grès très dur		
20					marn. grise compact dure		
25							
30							
35							
40							

T.P.C.
 FANTIER: Terminal Marin Bujumbura
 Sondage N° 06 R21
 Prof. dossier: Al-Soudo
 PRECISION: X = Y = Z =
 INCL vertical

Cote (m)	Prof. (m)	Ø et type d'ouillage	Carottage nature prélèvement (Intact, Parallèle) %	Coup	DESCRIPTION	ETAGE	Observations
							(boue, à sauf etc)
0					Gravier, Galets (10cm) Limon argileux brun compacte		
1					Limon fauve contenant beaucoup de graviers.		
2					Limon compacte grisâtre contenant beaucoup de graviers et cailloux. argile brune		
3					argile brune vaseuse		
4					graviers < 2cm argile		
5					graviers et cailloux < 5cm		
6					argile grise		
7					sable moyen, gros et graviers < 2cm		
8					argile brune vaseuse avec beaucoup de graviers et cailloux < 3cm		
9					Graviers, cailloux et galets		
10					argile grise vaseuse devenant brunâtre à partir de 13,50 m.		
11					Sable fin,		
12					Sable fin et gros brun		

T. P. C.
 CHANTIER: Terminal Marit Bzba, Sondage N 06 R21
 Date: 15/09/91
 Réf. dossier: 21-91-0010
 Appareil:
 PRECISION:  X =  Z = 
 INCL vertical Y = 

Chelle en m Prof (m)	Ø et type d'outilage	Carottage nature prélèvement (intact (paraffiné))	niveau eau	Comp	DESCRIPTION	K T A C	Observation (pous, d sec etc)
0							
5							
10							
15							
20					Sable fin brun vaseux.		
25					Sable fin et moyen brun compacte, dur		
30					Grès jaunâtre compacte dur		
35					Argile grise compacte assez dur		
40							

Établi par T. MESSAGER le 15/09/91

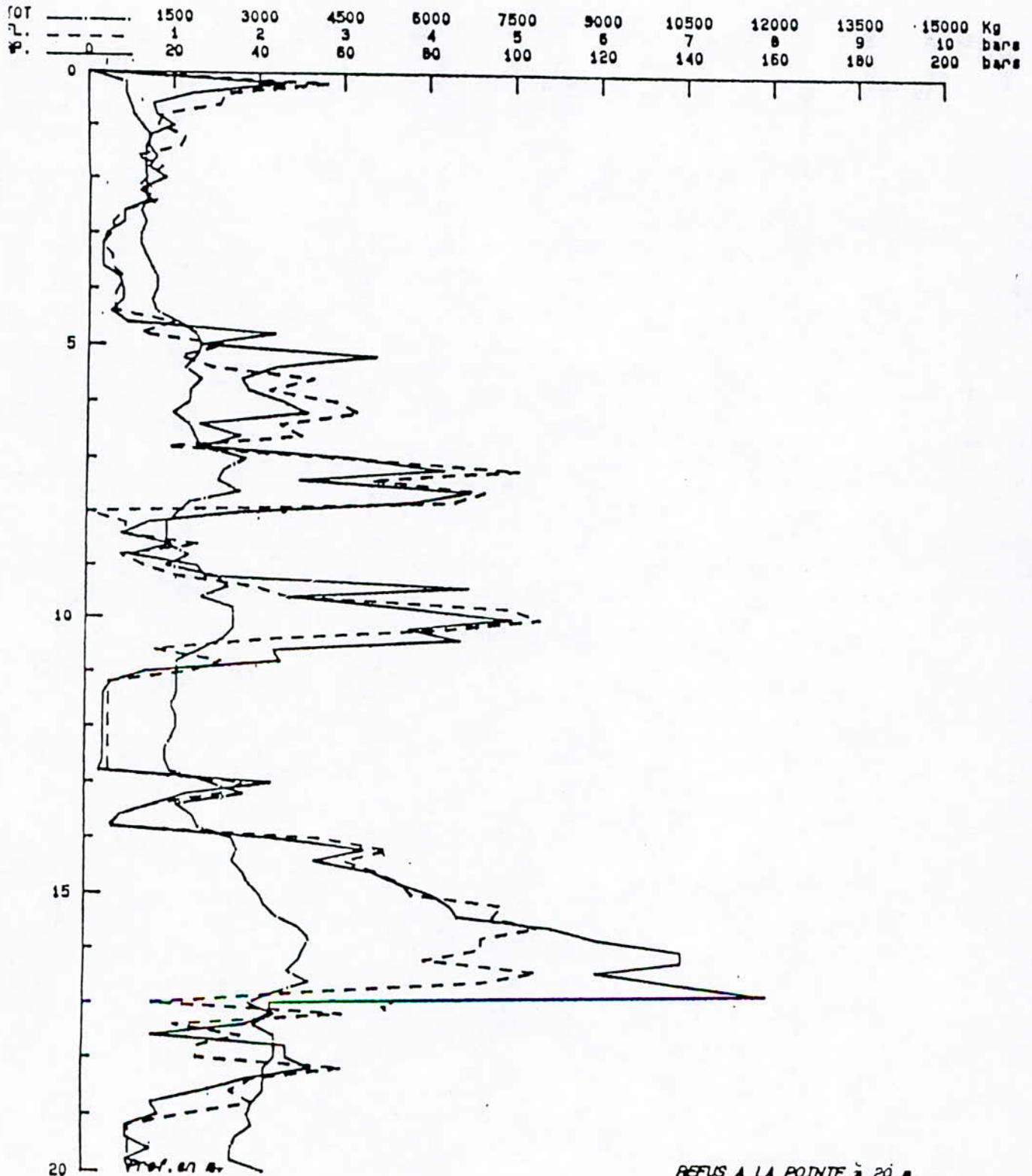
B - PENETROGRAMMES

L.T.P.C

PENETROMETRE STATIQUE GOUDA

Dossier 21.91.0010
Localisation BEJAIA
Etude TERMINAL MARIN BEJAIA
Client SONATRACH
Ouvrage RESERVOIR
Date essai 21.05.91

Numero PE: 01



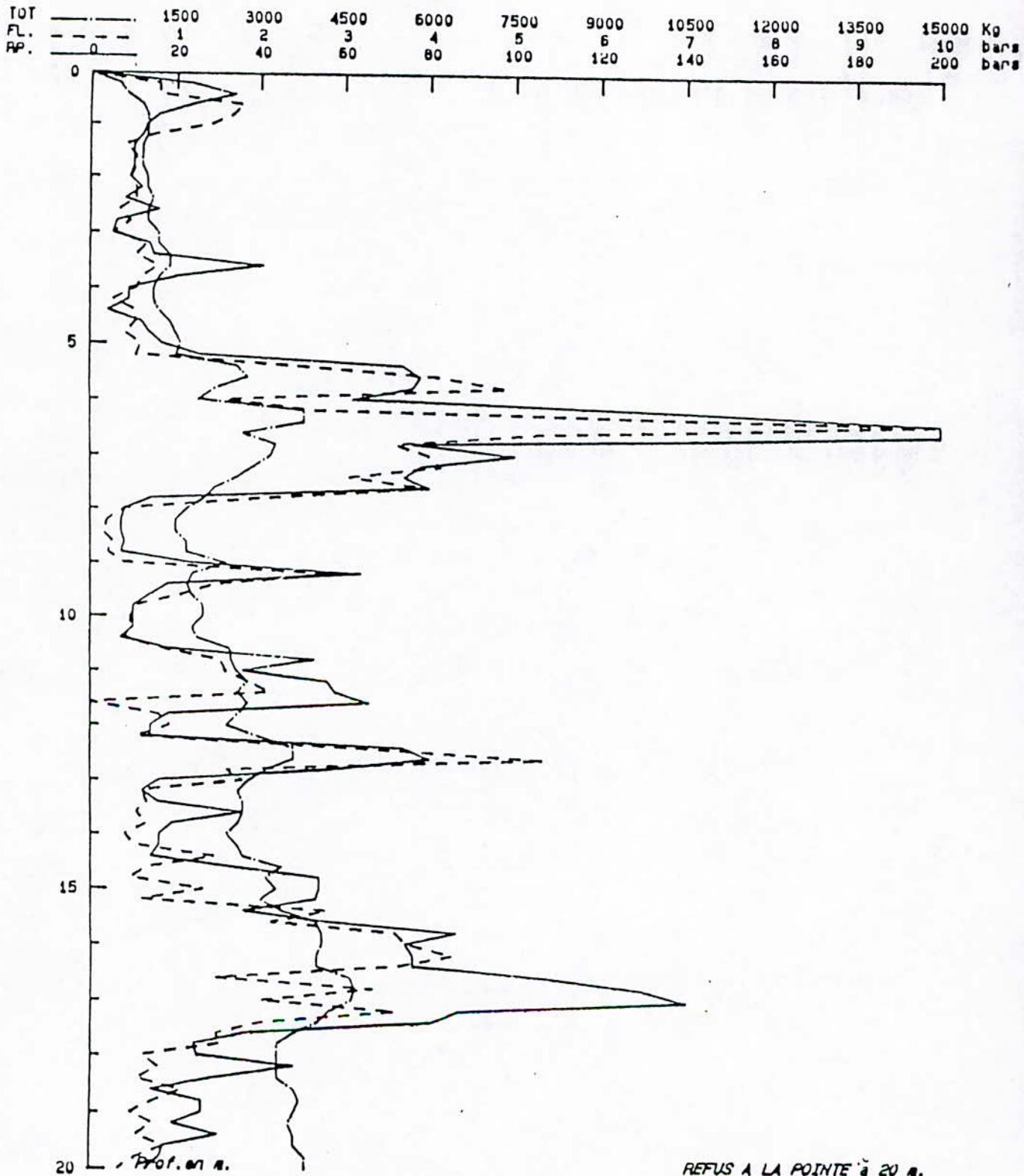
REFUS A LA POINTE à 20 m.

L.T.P.C

PENETROMETRE STATIQUE GOUDA

Dossier 21.91.0010
Localisation BEJAIA
Etude TERMINAL MARIN BEJAIA
Client SONATRACH
Uouvrage RESERVOIR
Date essai 21.05.91

Numero PE: 02



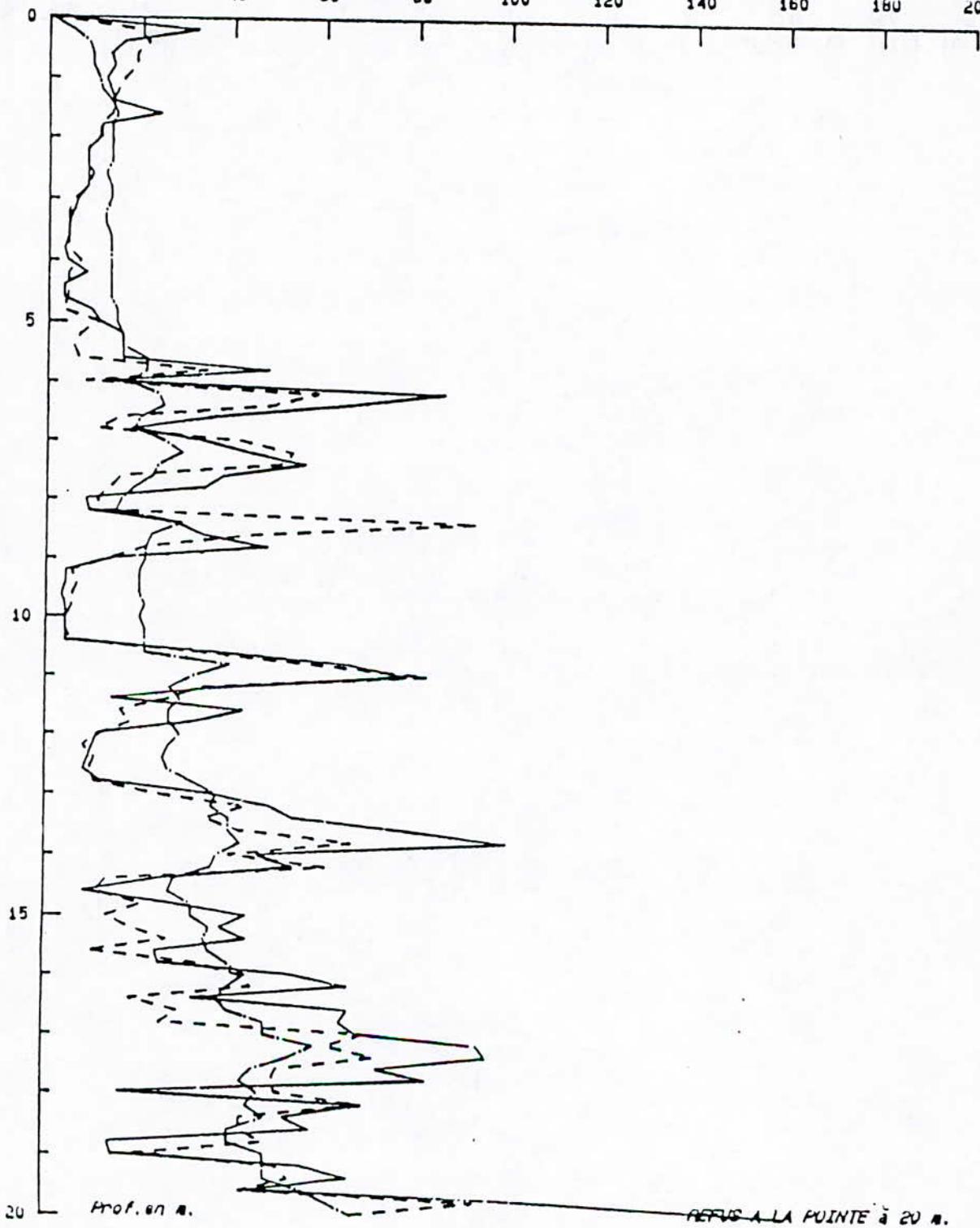
L.T.P.C

PENETROMETRE STATIQUE GOUDA

Dossier 21.91.0010
Localisation BEJAIA
Etude TERMINAL MARIN BEJAIA
Client SONATRACH
Ouvrage RESERVOIR
Date essai 21.05.91

Numero PE: 03

TOT	1500	3000	4500	6000	7500	9000	10500	12000	13500	15000	Kg
FL.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	bars
RP.	0	20	40	60	80	100	120	140	160	200	bars



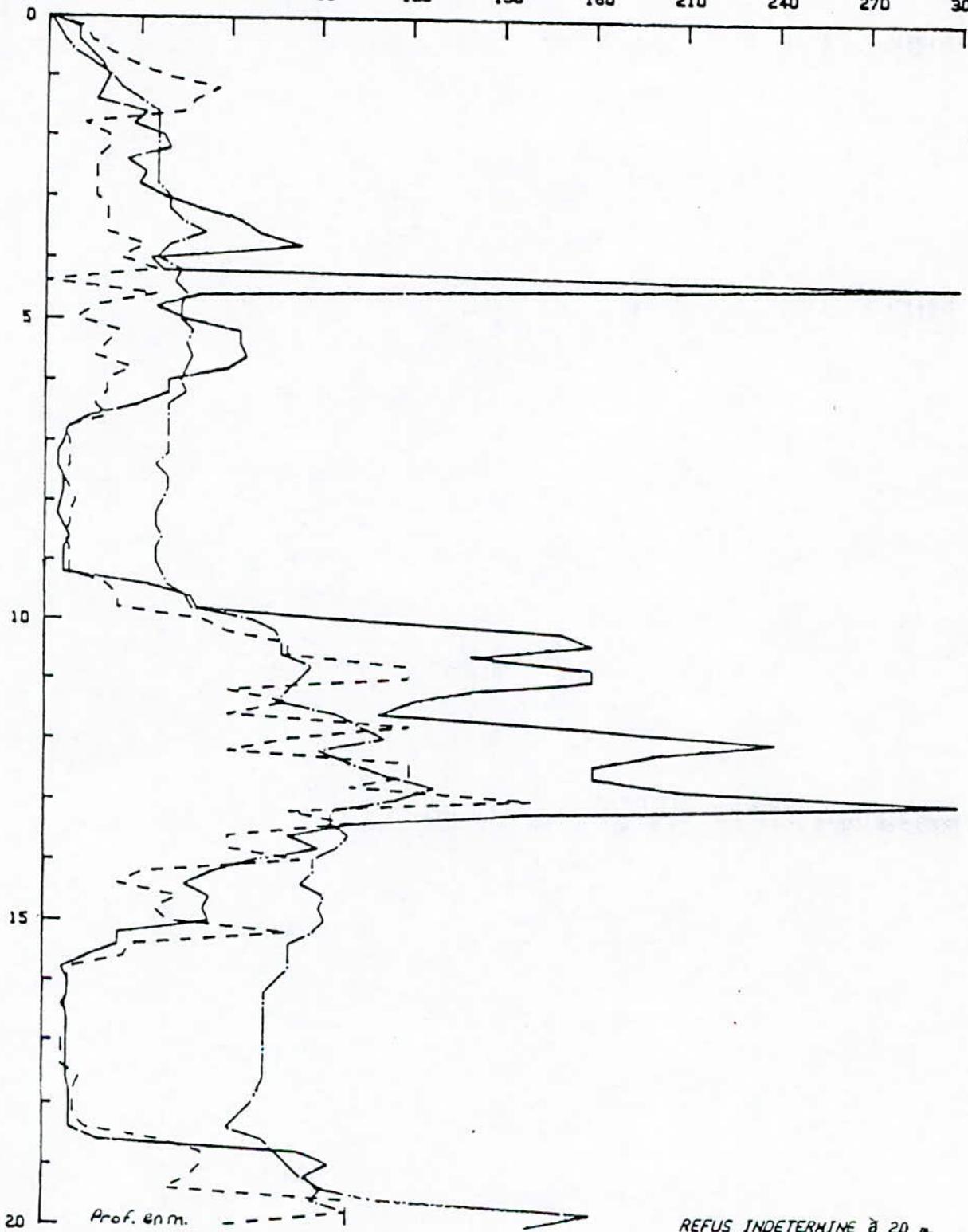
L.T.P.C

PENETROMETRE STATIQUE GOUDA

Dossier 21.91.0010
Localisation BEJAIA
Etude ETUDE GEOTECHNIQUE
Client SONATRACH
Ouvrage /
Date essai 03/09/91

Numero PE: 04

TOT	1500	3000	4500	6000	7500	9000	10500	12000	13500	15000	Kg
FL	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	bare
RP.	30	60	90	120	150	180	210	240	270	300	bare



REFUS INDETERMINE à 20 m.

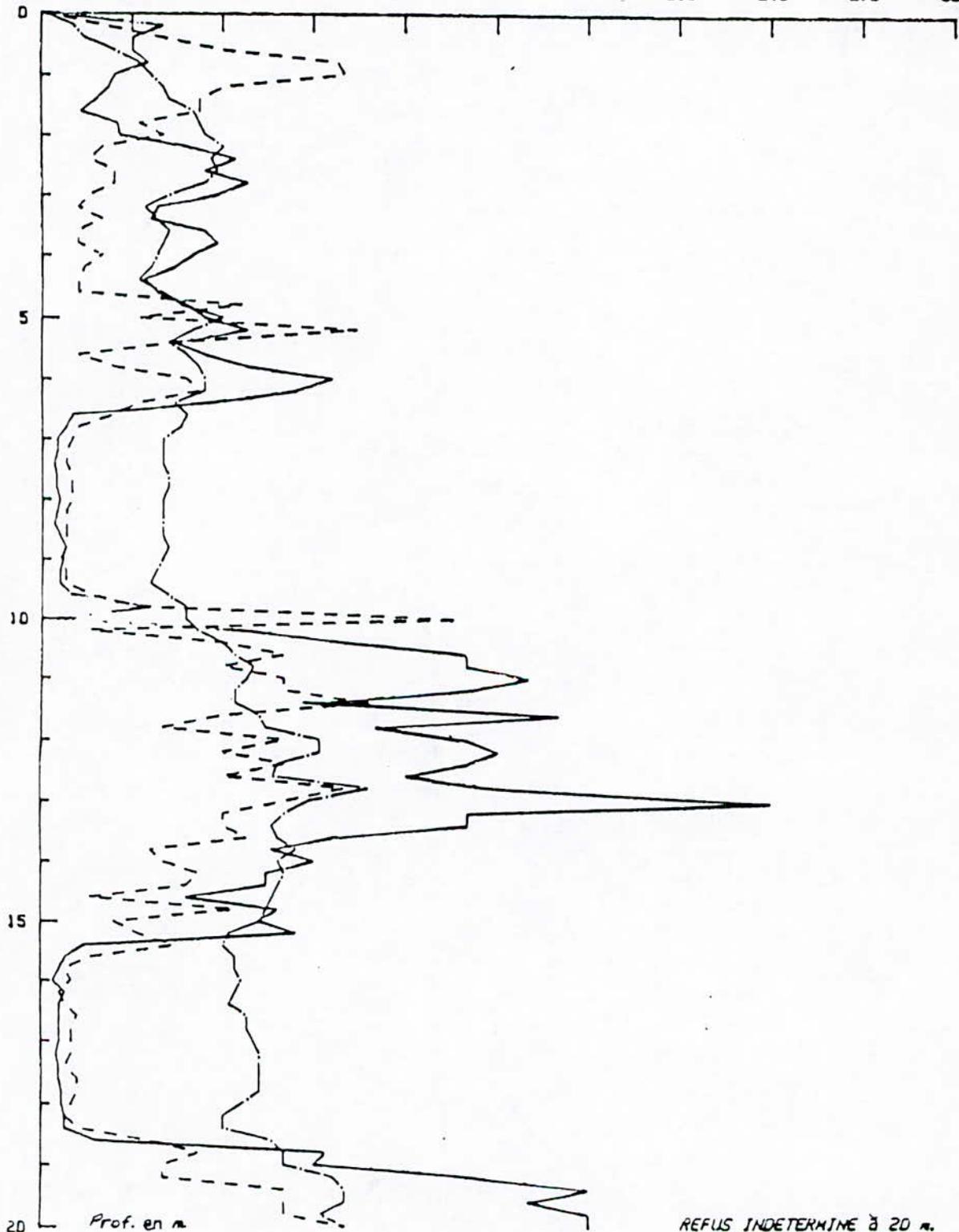
L.T.P.C

PENETROMETRE STATIQUE GOUDA

Dossier 21.91.0010
Localisation BEJAIA
Etude ETUDE GEOTECHNIQUE
Client SONATRACH
Ouvrage /
Date essai 03/09/91

Numero PE: 05

TOT	1500	3000	4500	6000	7500	9000	10500	12000	13500	15000	Kg
FL	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	bars
RP.	30	60	90	120	150	180	210	240	270	300	bars



REFUS INDETERMINE à 20 m.

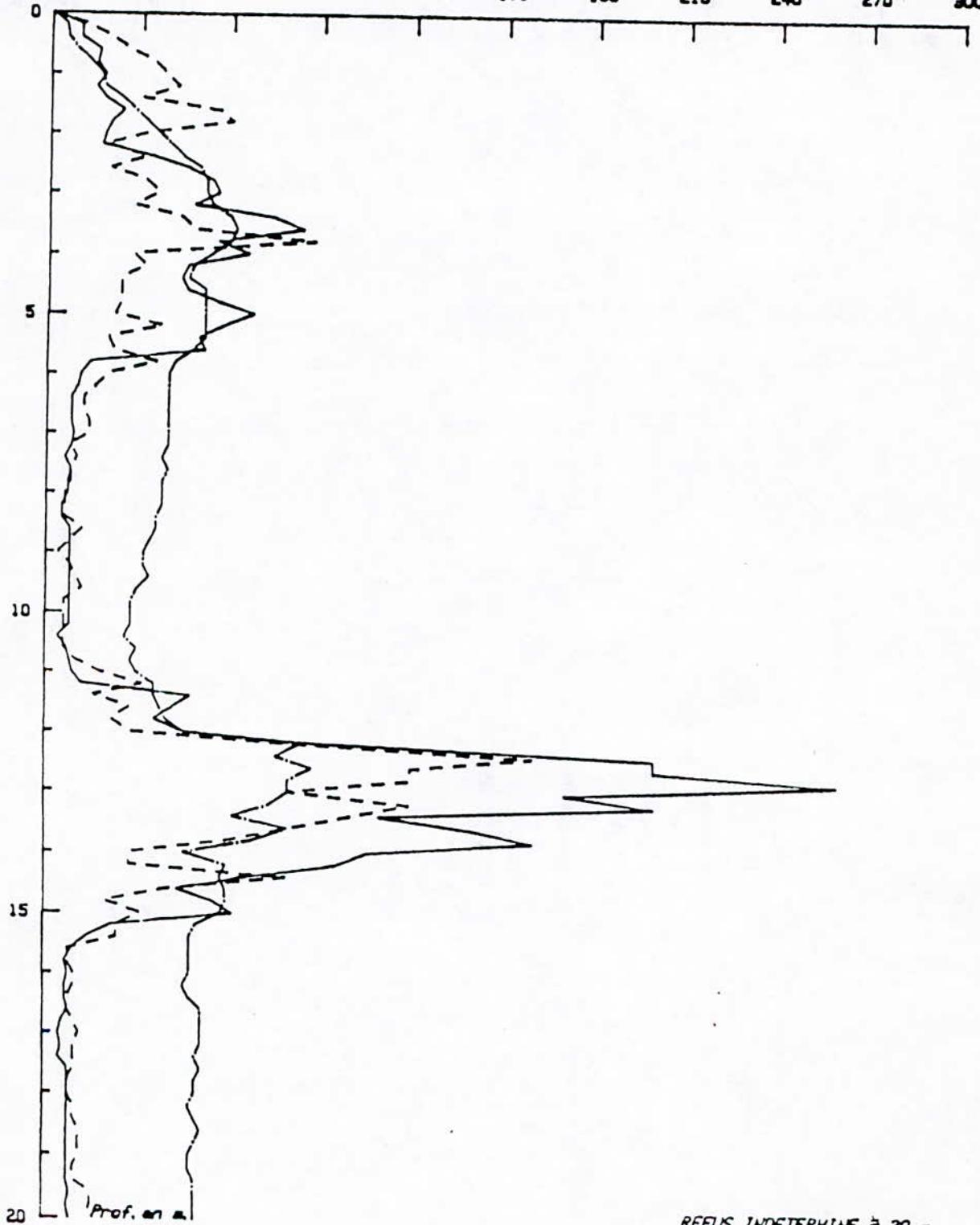
L.T.P.C

PENETROMETRE STATIQUE GOUDA

Dossier 21.91.0010
Localisation BEJAIA
Etude ETUDE GEOTECHNIQUE
Client SONATRACH
Ouvrage /
Date essai 03/09/91

Numero PE: 06

TDT	1500	3000	4500	6000	7500	9000	10500	12000	13500	15000	Kg
FL	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	bars
RP.	30	60	90	120	150	180	210	240	270	300	bars



REFUS INDETERMINE à 20 m.

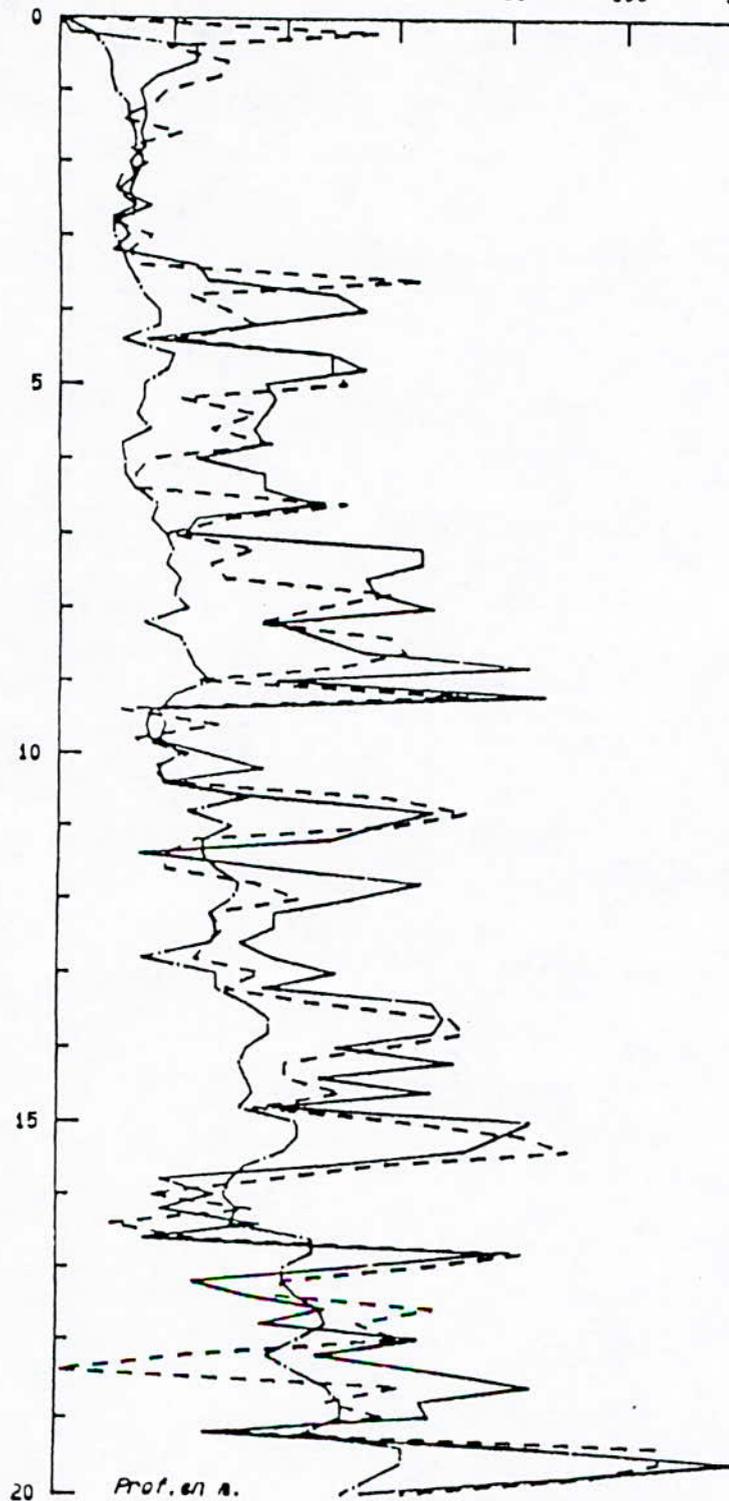
L.T.P.C

PENETROMETRE STATIQUE GOUDA

Dossier 21.91.0010
Localisation BEJAIA
Etude TERMINAL MARIN BEJAIA
Client SONATRACH
Ouvrage RESERVOIR
Date essai 21.05.91

Numero PE: 07

-----	1500	3000	4500	6000	7500	9000	10500	12000	13500	15000	Kg
- - - - -	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	bars
0 - - - -	20	40	60	80	100	120	140	160	180	200	bars



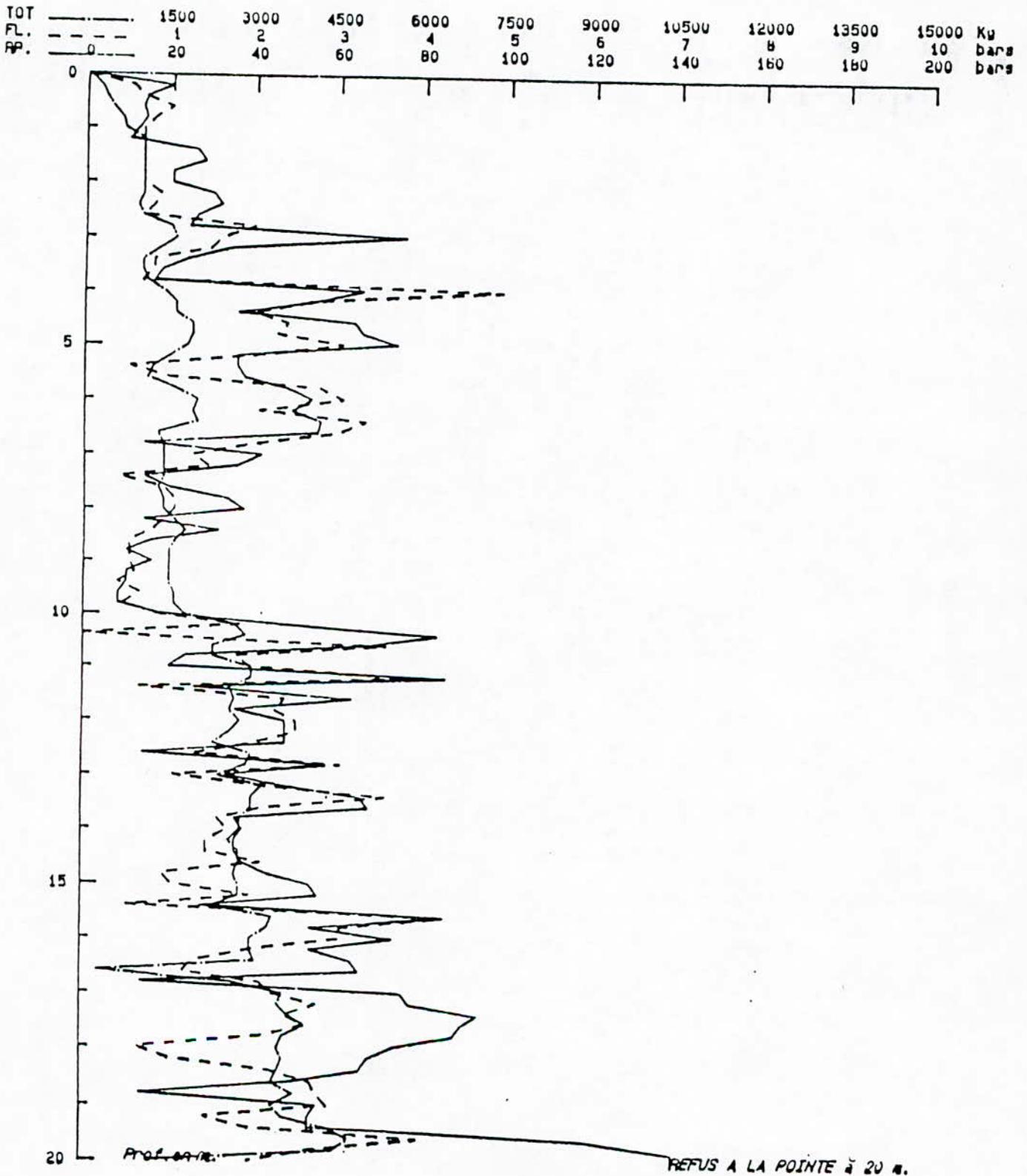
REFUS INDETERMINE à 20 m.

L.T.P.C

PENETROMETRE STATIQUE GOUDA

Dossier 21.91.0010
Localisation BEJAIA
Etude TERMINAL MARIN BEJAIA
Client SONATRACH
Ouvrage RESERVOIR
Date essai 21.05.91

Numero PE: 08

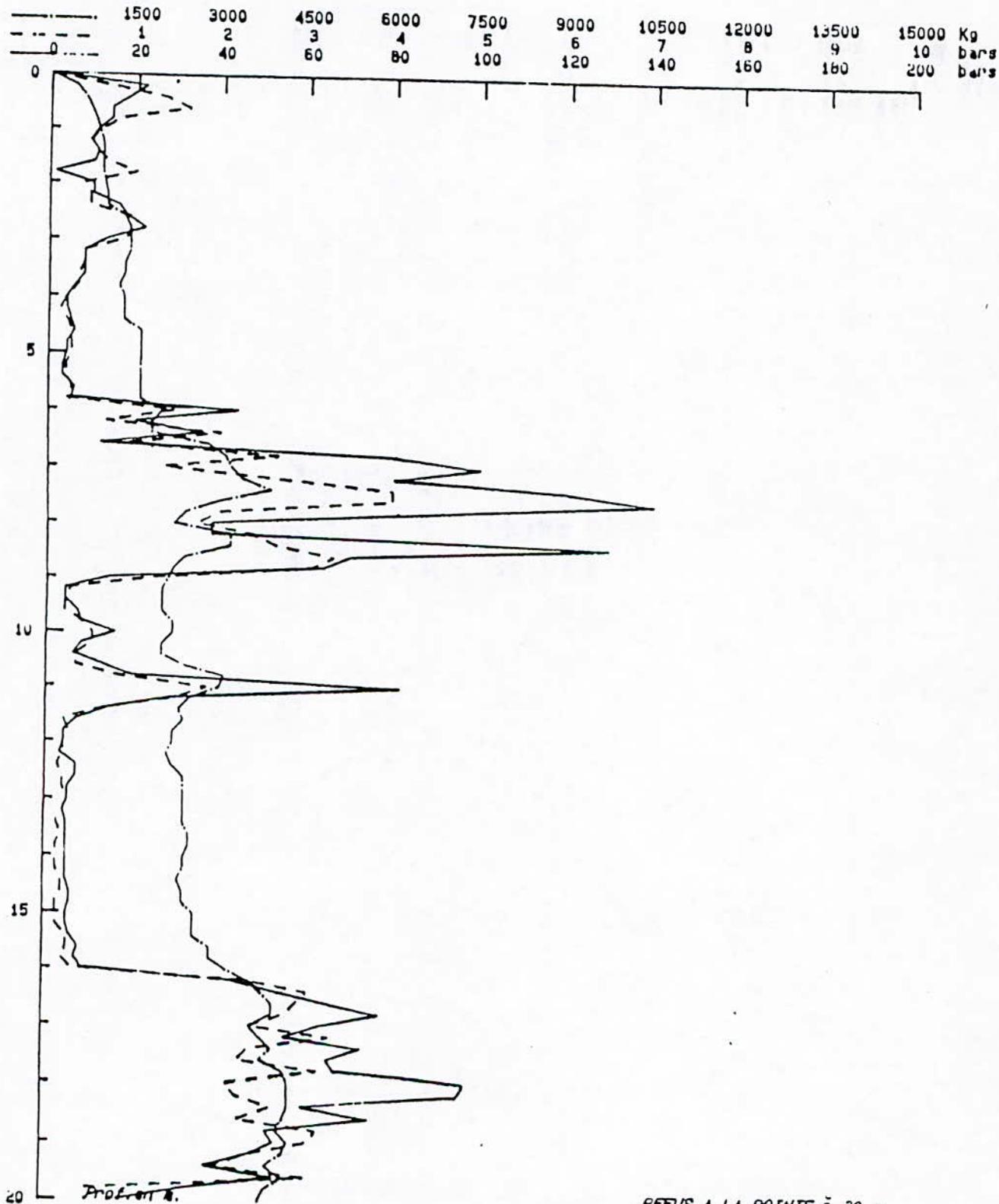


L.T.P.C

PENETROMETRE STATIQUE GOUDA

Dossier 21.91.0010
Localisation BEJAIA
Etude TERMINAL MARIN BEJAIA
Client SONATRACH
Ouvrage RESERVOIR
Date essai 21.05.91

Numero PE: 09



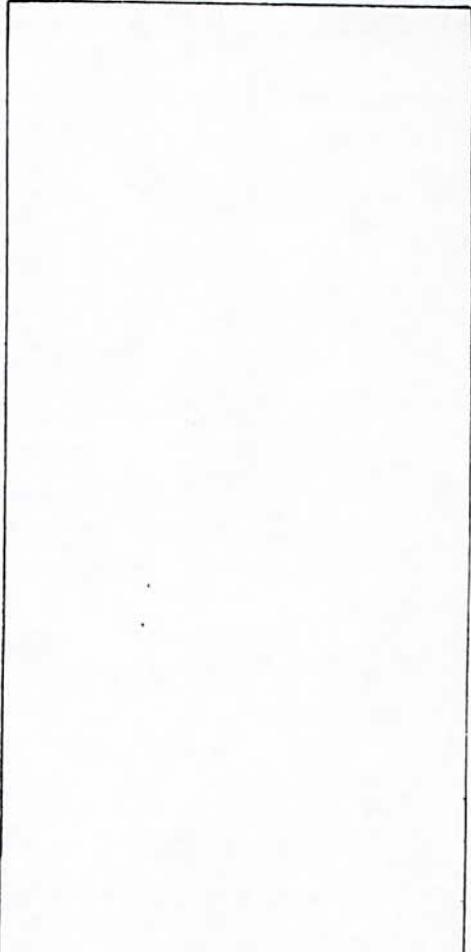
C - COURBES PRESSIOMETRIQUES

ESSAI PRESSIOMETRIQUE

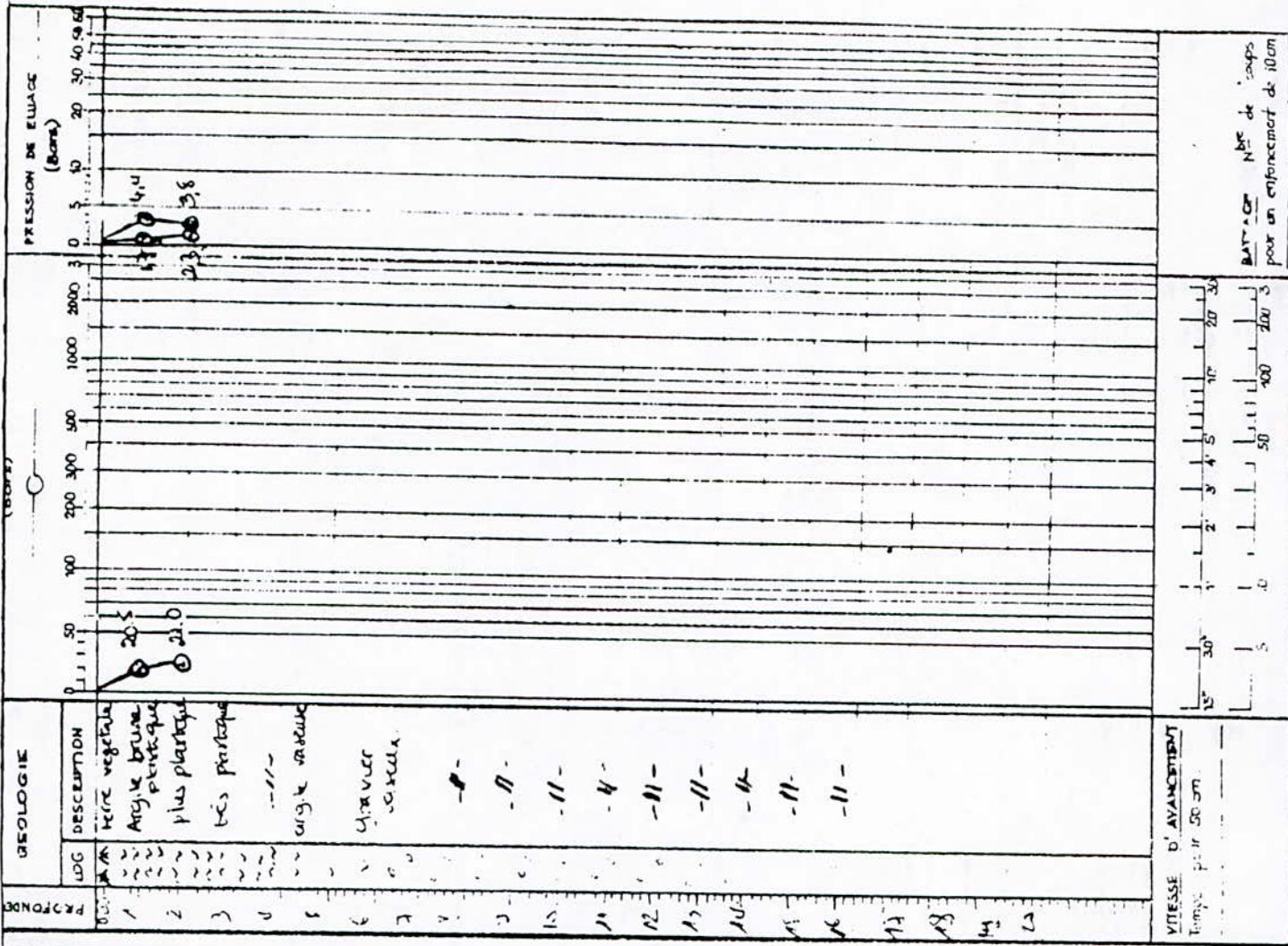
N° DOSSIER: _____
 DESIGNATION DU PROJET: BACS
SONATRACH
 DOURAGE: _____
 DATE: 21.05.91
 N° SONDAGE: PRN° 2 BAC R21
 CHEF SONDEUR: MEJANED
 ENGIN DE FORAGE: D90R
 OUTIL DIAMETRE: Ø63
 NIVEAU PNEUMATIQUE: 550

X _____
 Y _____
 T _____
 COORDONNÉES

PLAN D'IMPLANTATION



CLASSIFICATION



ESSAI
PRESSIOMETRIQUE

SANATINACH (CEDIAIA)

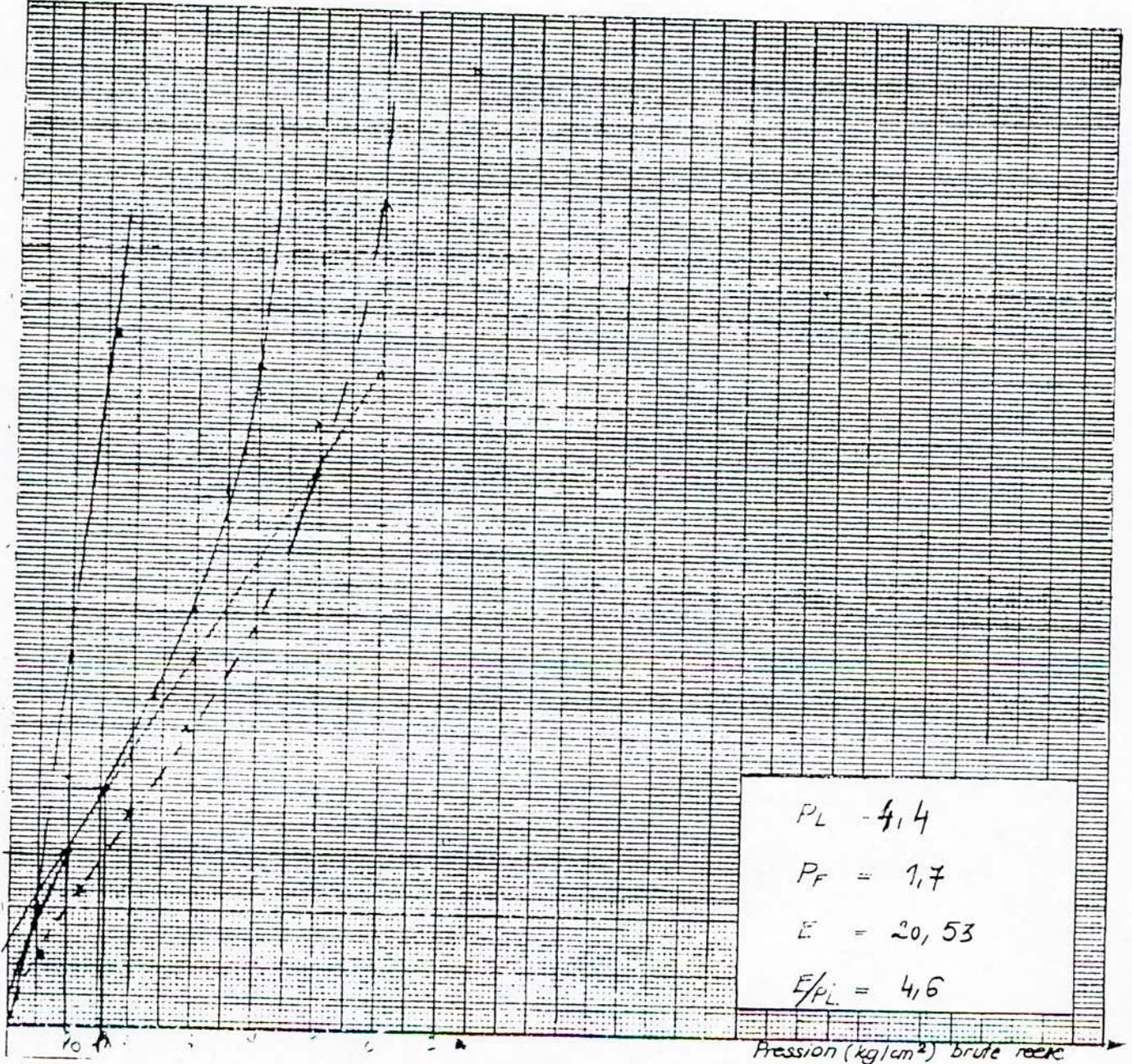
BAC 1/2A

Type: forage TR 2
pressio: 660 SA

Prof: /,00 Dat: 21

Correction de press: 0,1

Volume cm^3



ESSAI
PRESSIOMETRIQUE

PR N° 21

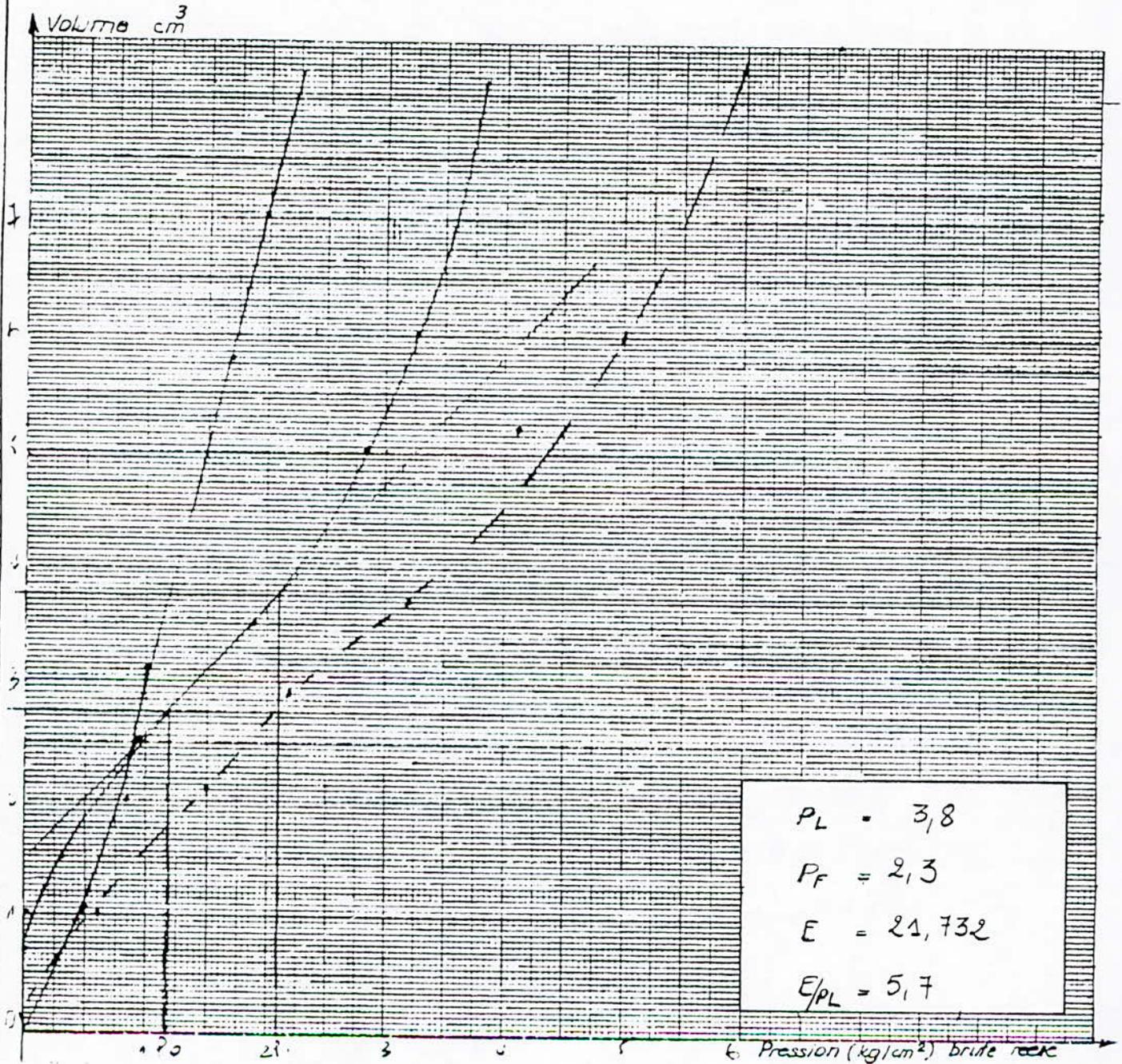
Prof. En

Date: 21/

SONATRACH (BEDJAÏA)

Type: forage: TMR 063
pressio: 66-6A

Correction de press.





LABORATOIRE - GEOTECHNIQUE

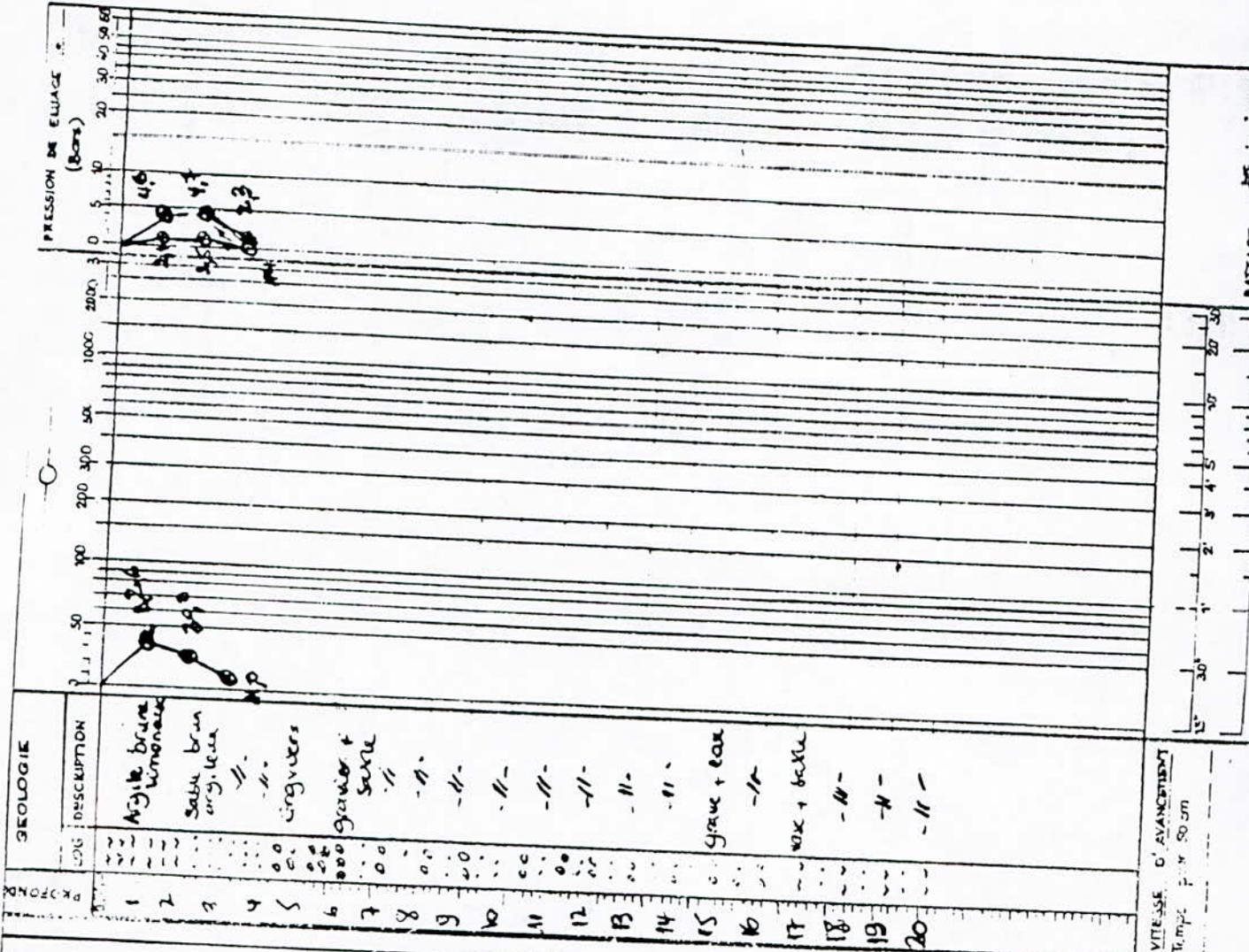
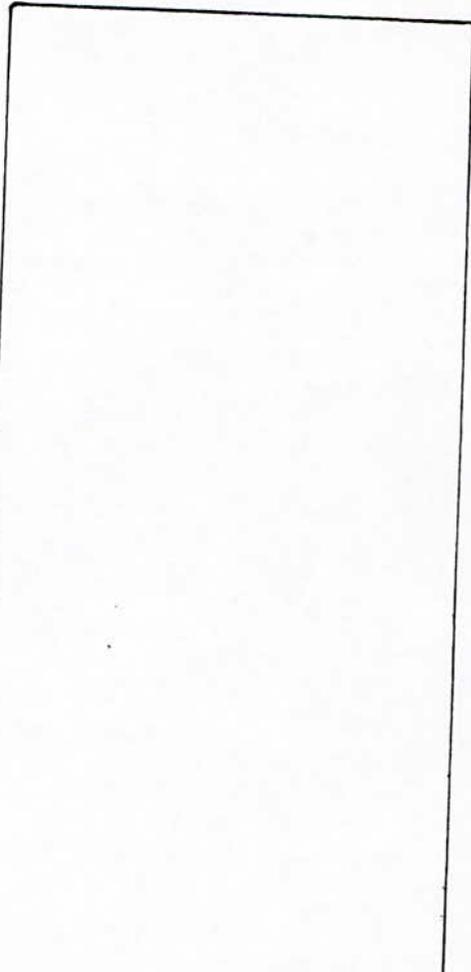
ESSAI PRESSIOMETRIQUE

N° DOSSIER: _____
 DESIGNATION DU PROJET: **BACS**
SONAIRACH
 N° SONDAJE: **PR1 BAC R13**
 CHEF SONDEUR: **MEDJAHED**
 ENGIN DE FORAGE: **09000**
 OUTIL DIAMETRE: **φ63**
 NIVEAU PRESSIOMETRIQUE: **2,90**

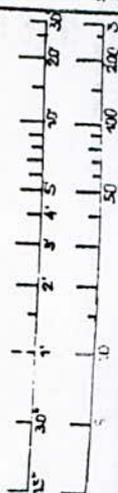
DATE: **20/05/94**

COTE DONNES
 X _____
 Y _____
 T _____

PLAN D'IMPLANTATION



BATTAGE N° de coups pour un enfoncement de 40 mm



VITESSE D'AVANCEMENT
Temps par 50 cm

ESSAI
PRESSIOMETRIQUE

S^o NATRACI (BEDJAIH)

PR N° 1 BAC R 13

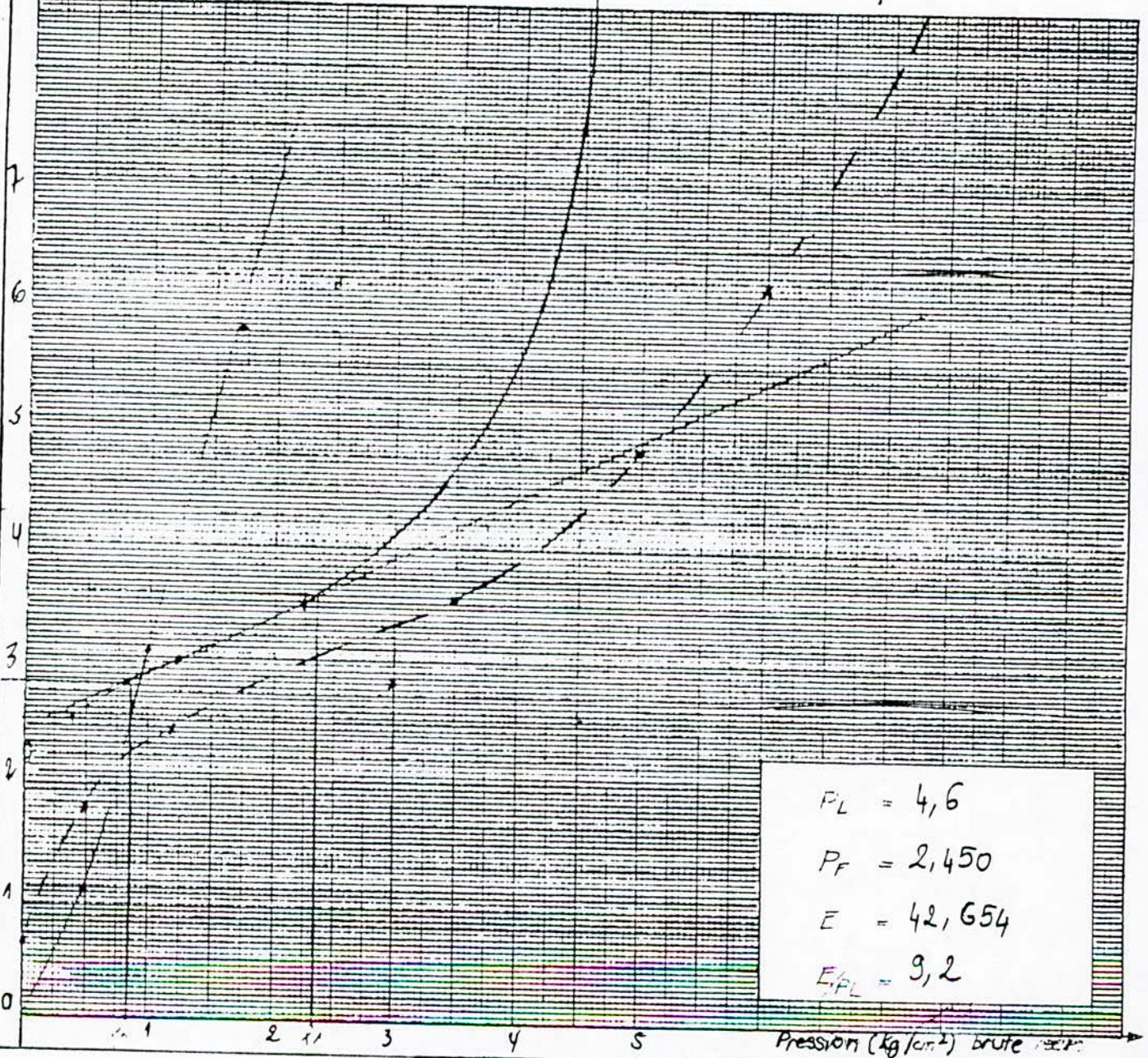
Type: forage TAA
pressio: ϕ 60 GA

Prof: A, 10

Dat: 20/1

Correction de press: 0,1

Volume cm³



Pression (kg/cm²) brute

ESSAI
PRESSIOMETRIQUE

PC 1 BAC R 13

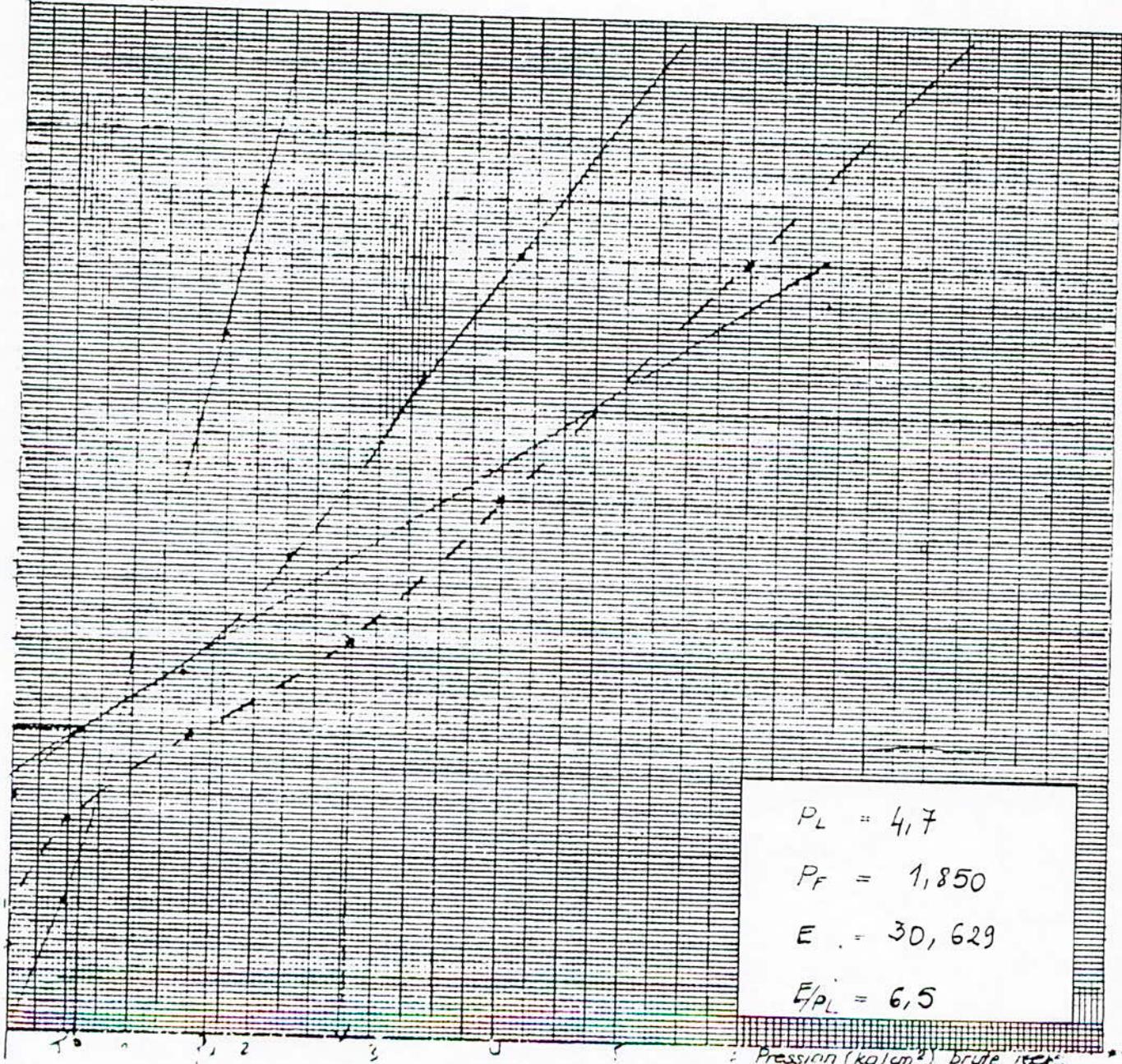
Prof: E. J. Dat: 20/

Type: forage TERRAUTE
pressio: 660 GA.

Correction de press: 2

SONTASCH (BEDJAIA)

Volume cm^3



ESSAI
PRESSIOMETRIQUE

SONATRACH BEDJAIA

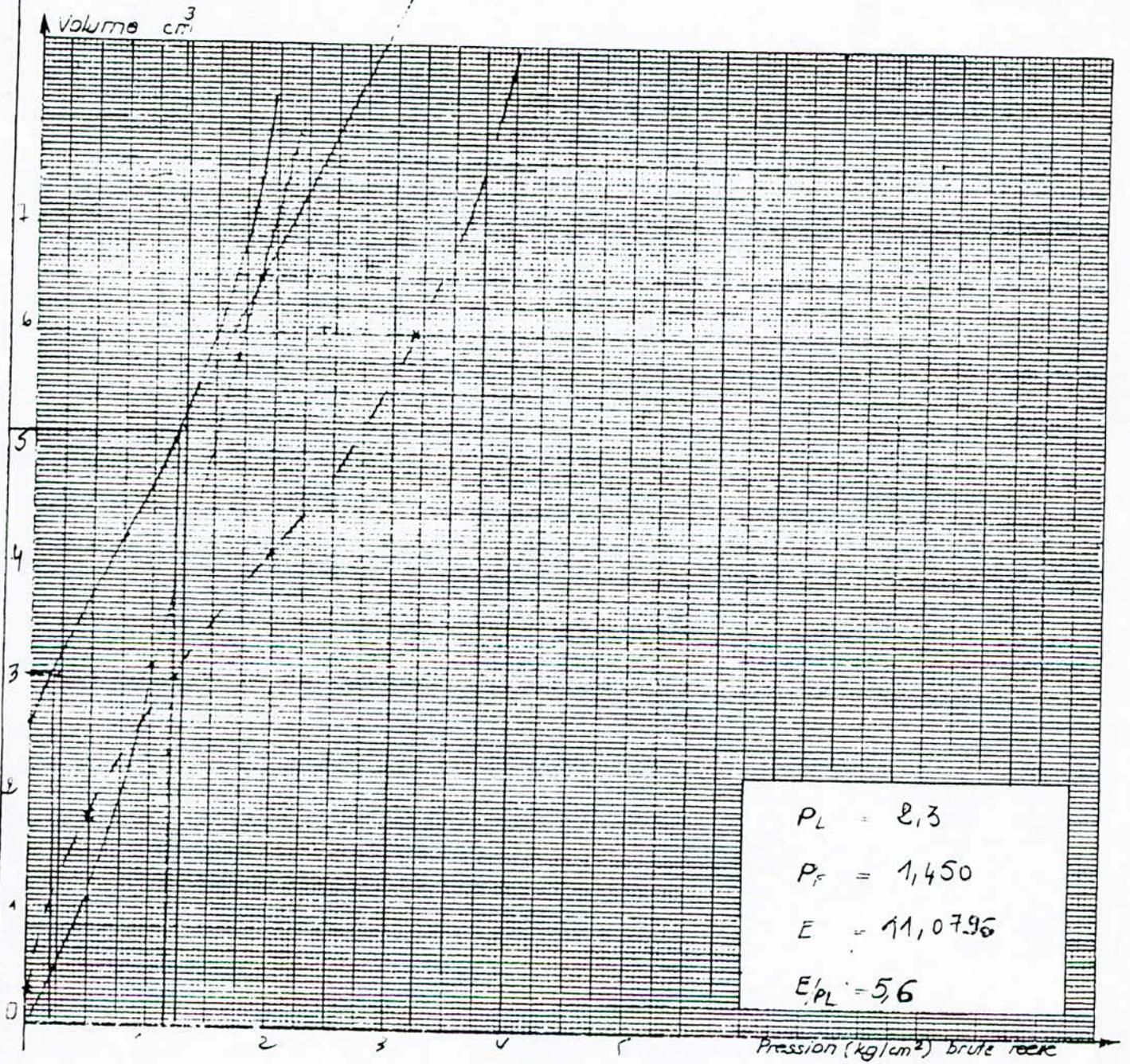
PRA SAC N° 13

Type: forage TAR
pressio: 860 GA

Prof: 300

Dat: 20/

Correction de press: 0,5





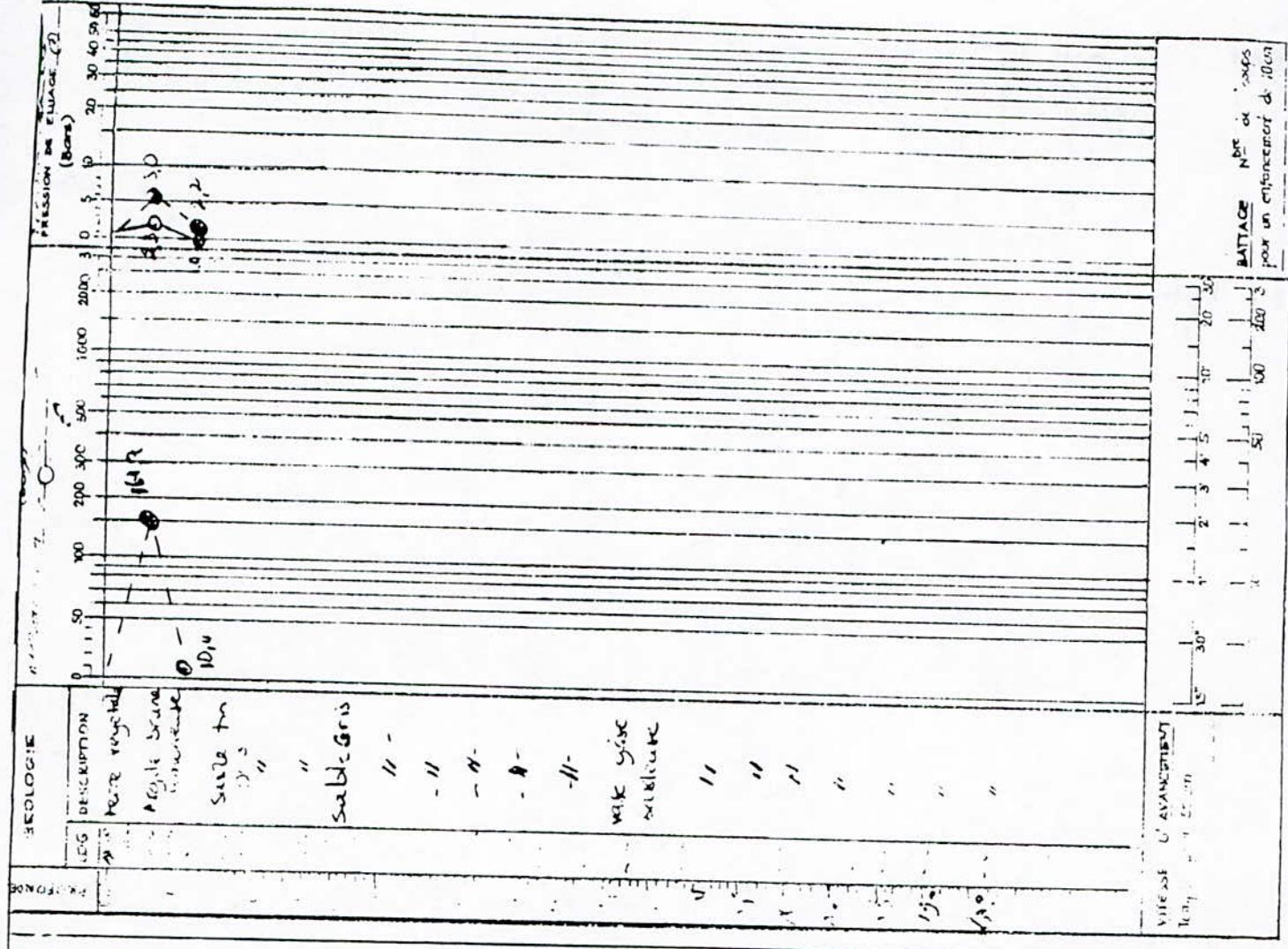
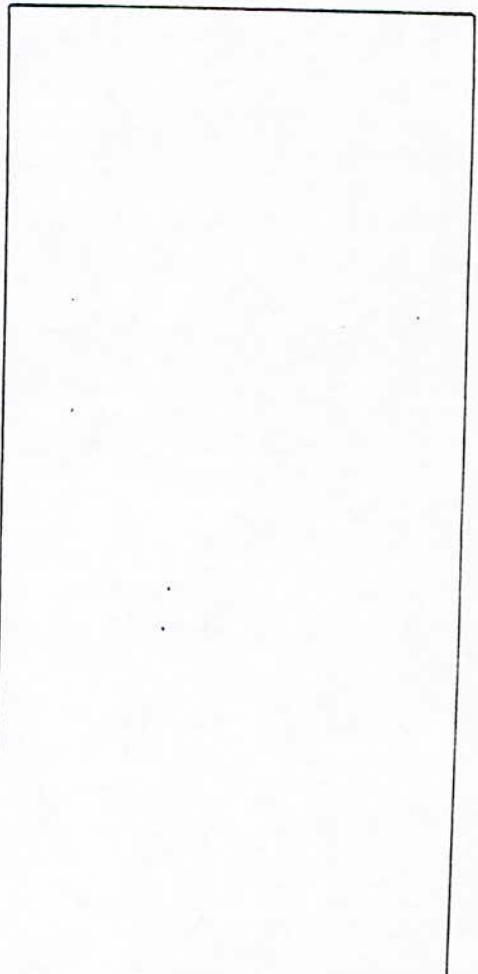
LABORATOIRE - GEOTECHNIQUE

ESSAI PRESSIOMETRIQUE

N° DOSSIER: _____
 DESIGNATION DU PROJET: BACS
SPNATRACH
 DIVRAGE: _____
 DATE: _____
 N° SONDAGE: PR N° 3 BAC AC9
 CHEF SONDAGE: MEQIAHEB
 ENGINE DE FORAGE: D9000
 OUTIL: DIAMETRE Ø63
 NIVEAU PRESSIOMETRIQUE: 3,00

X _____
 Y _____
 Z _____
 COORDONNEES

PLAN D'IMPLANTATION



VITESSE D'AVANCEMENT
 (cm/min)

BATTAGE N° de coups
 pour un enfoncement de 10cm

ESSAI
PRESSIOMETRIQUE

PR N° 3 HCG BAC

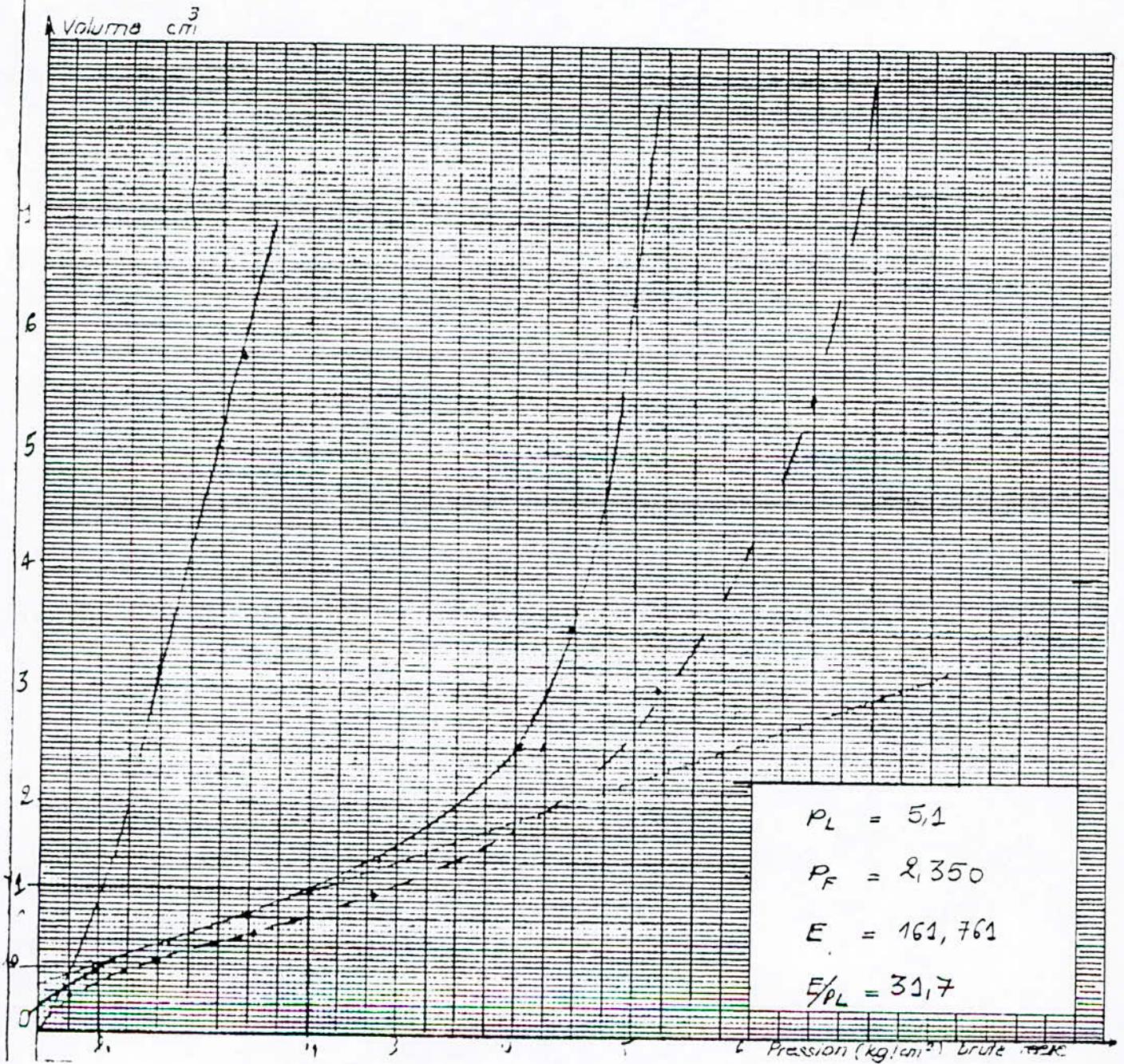
Prof: /,00

Dat: 20/

SONATRACHI BEDJAIN

Type: forage TAR 063
pressio Ø60 GA

Correction de press. 0,1



ESSAI
PRESSIOMETRIQUE

N° 3 BAC 4C9

Prof. *E. M.*

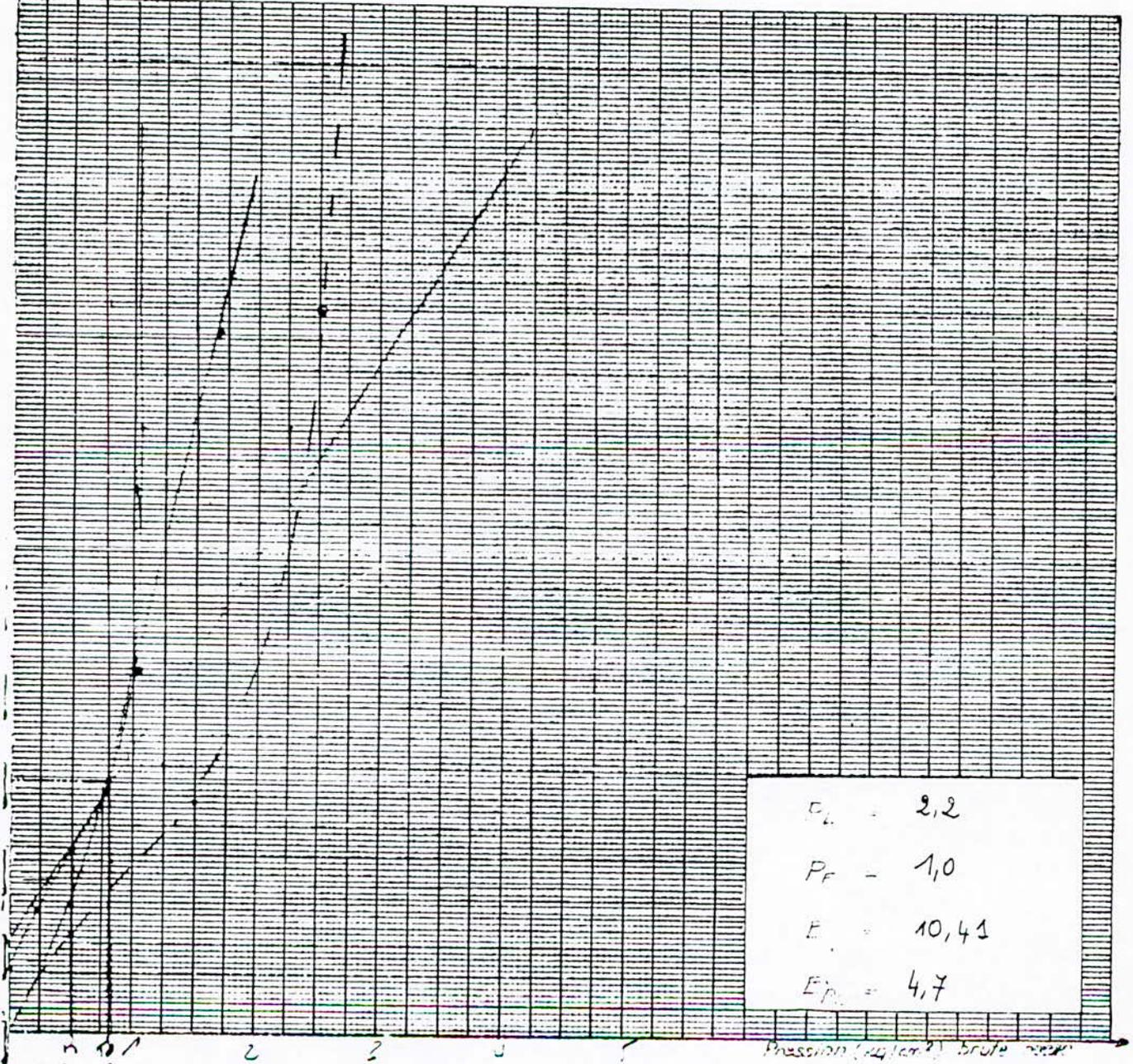
Date: *01/*

Type: forage. T.M.M.
pressio. *circulaire*

Correction de press. *0,1*

Sondage H / BERTAM

Volume m^3



D - COURBES GRANULOMETRIQUES

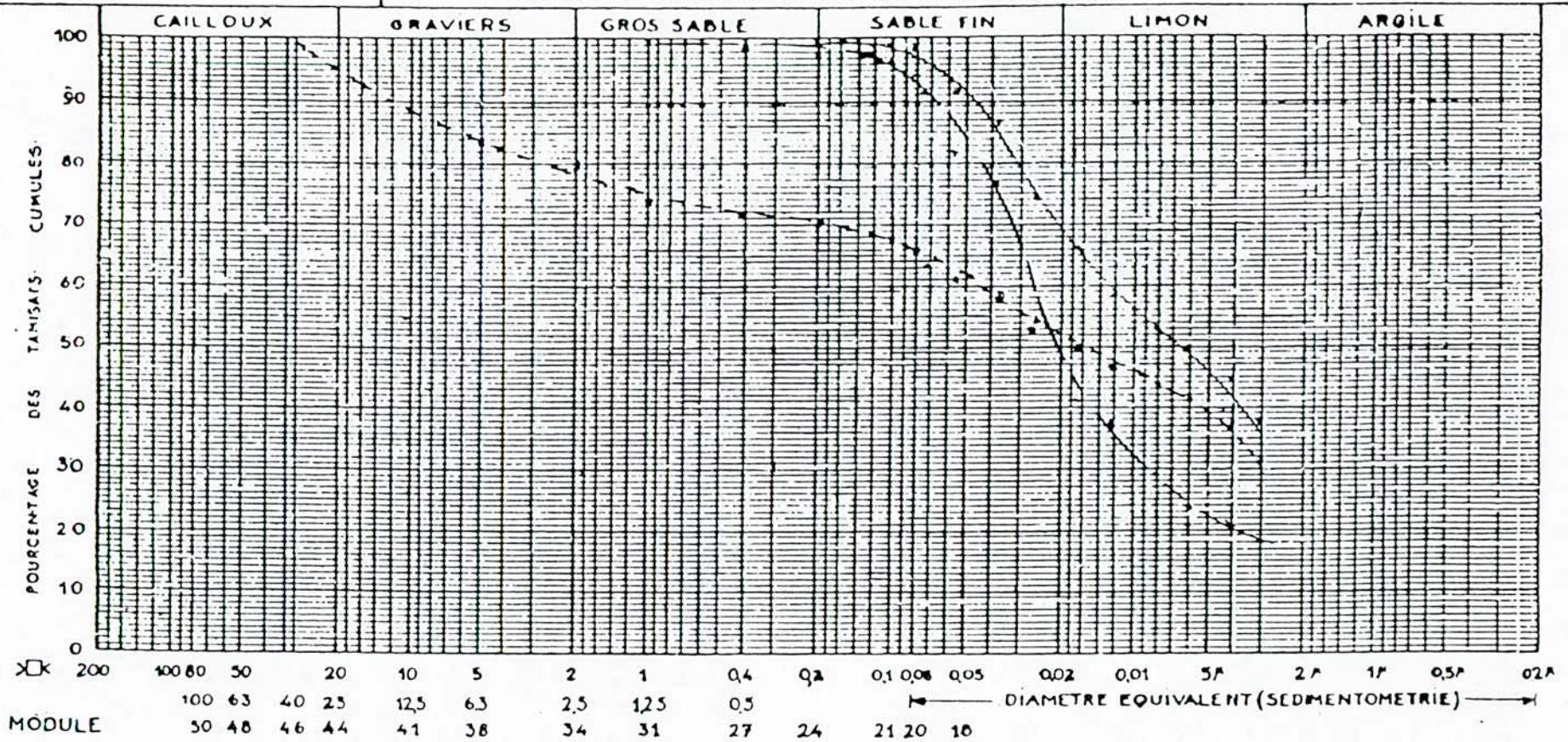
BEJAIA

DESIGNATION DES ECHANTILLONS	N°	sgo	1	Prf	1,30 / 1,60
	N°	"	"	"	4,00 / 4,50
	N°	"	"	"	15,40 / 15,60

DOSSIER

S.6 et S.7 ANALYSE GRANULOMETRIQUE

Fig 1



BEJDA

DÉSIGNATION
DES
ECHANTILLONS

N° 59 A 2010. 2090
N°
N°

DOSSIER

S6 et S7 ANALYSE GRANULOMETRIQUE

fig 3

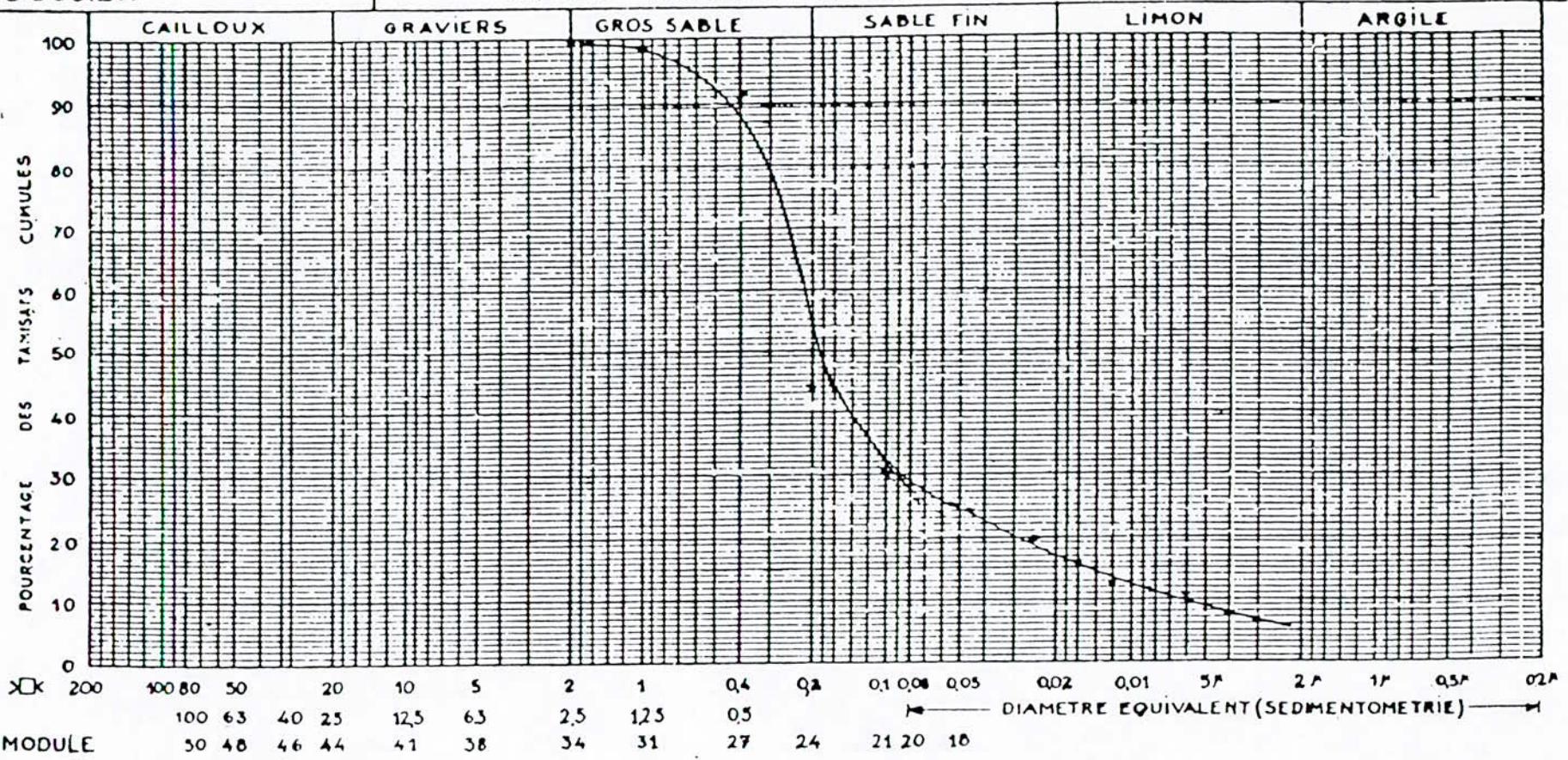
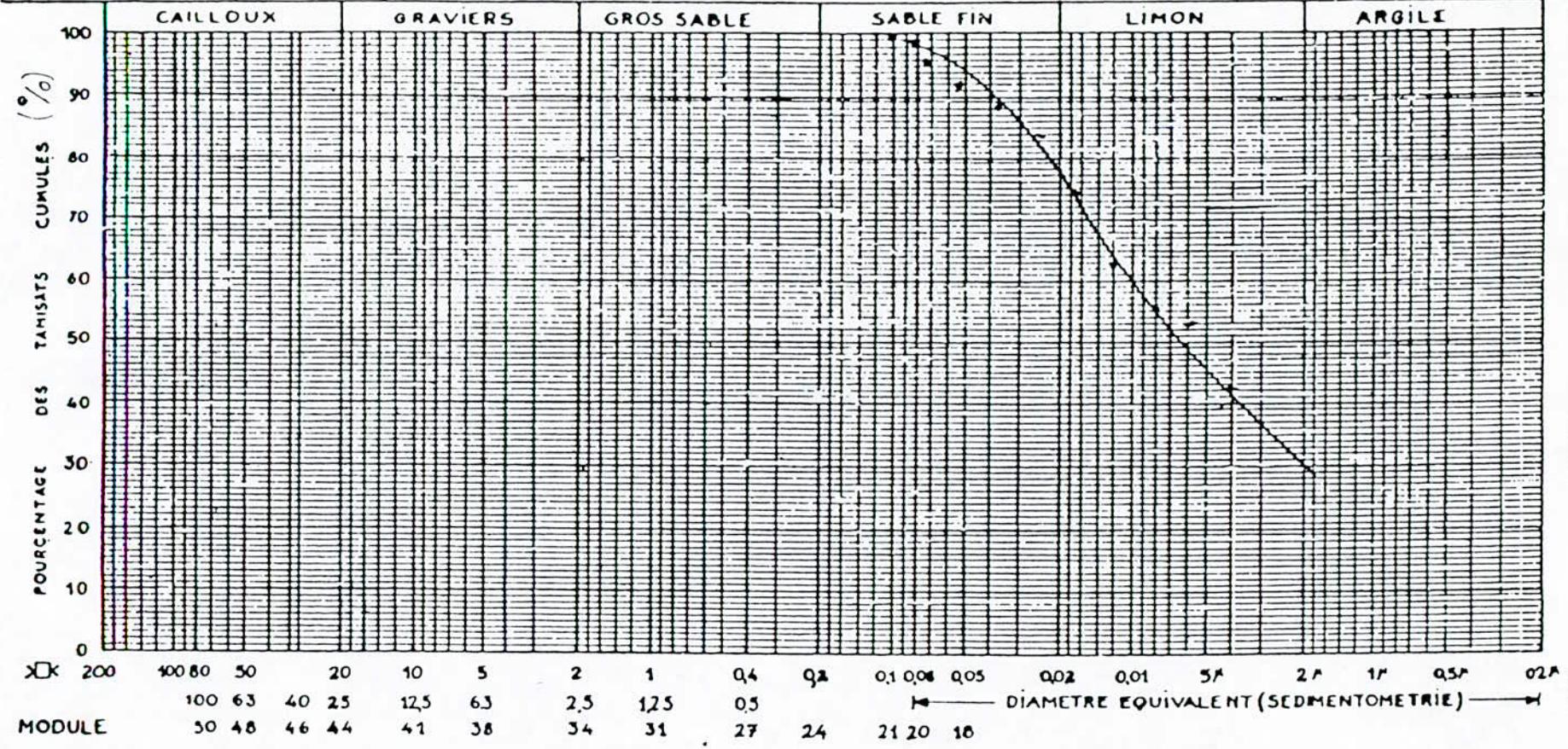


fig 4

REJAJA

DÉSIGNATION DES ÉCHANTILLONS } N° sgc 1 27,45 - 28 00
 } N° _____
 } N° _____

DOSSIER S6 01 S7 ANALYSE GRANULOMETRIQUE



DESIGNATION DES ECHANTILLONS {

 N° Sge 2. Prof. 4.70/4.85

 N° Sge 2. " 8.70/8.90

 N° Sge 2. " 14.65/15.00

DOSSIER

S6 et S7 ANALYSE GRANULOMETRIQUE

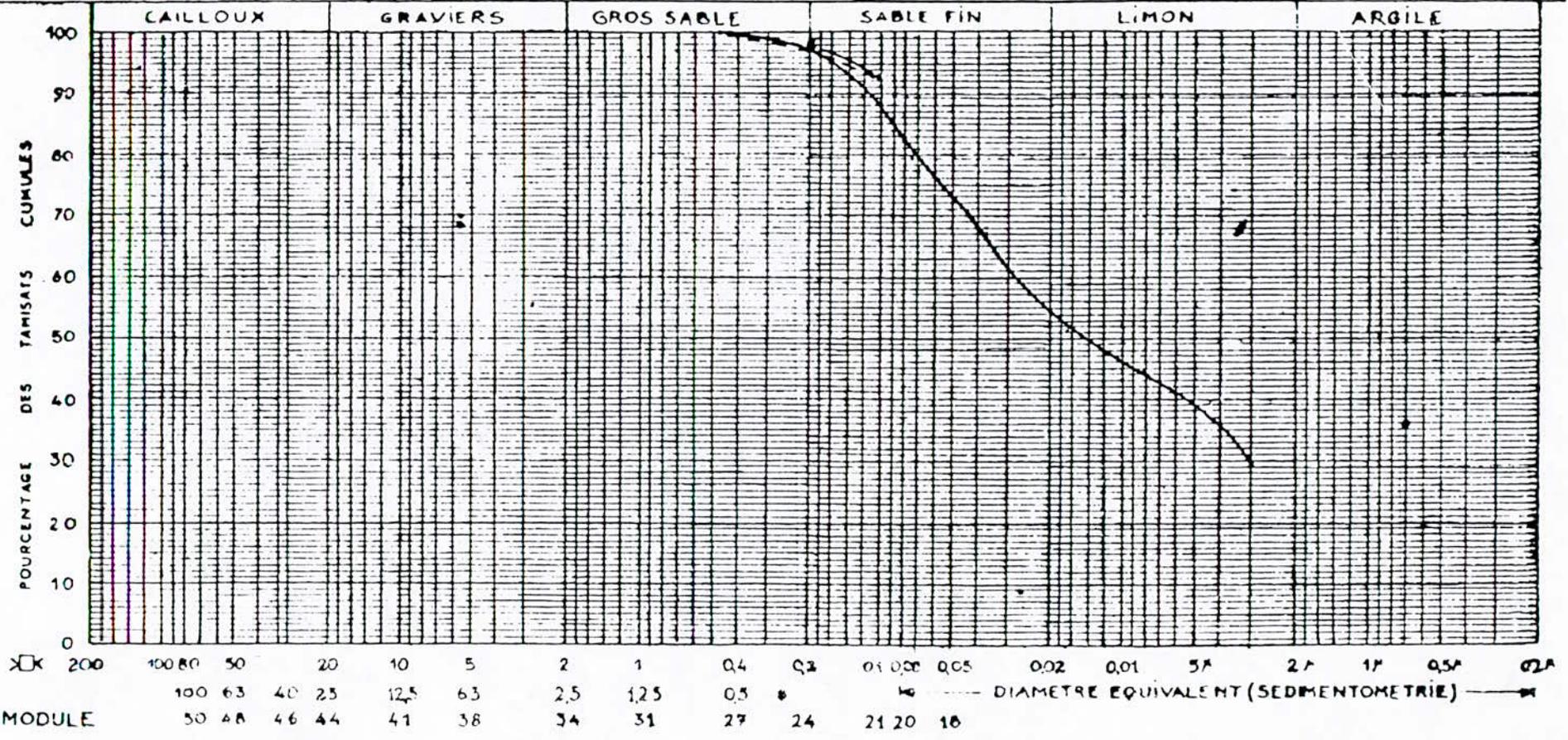
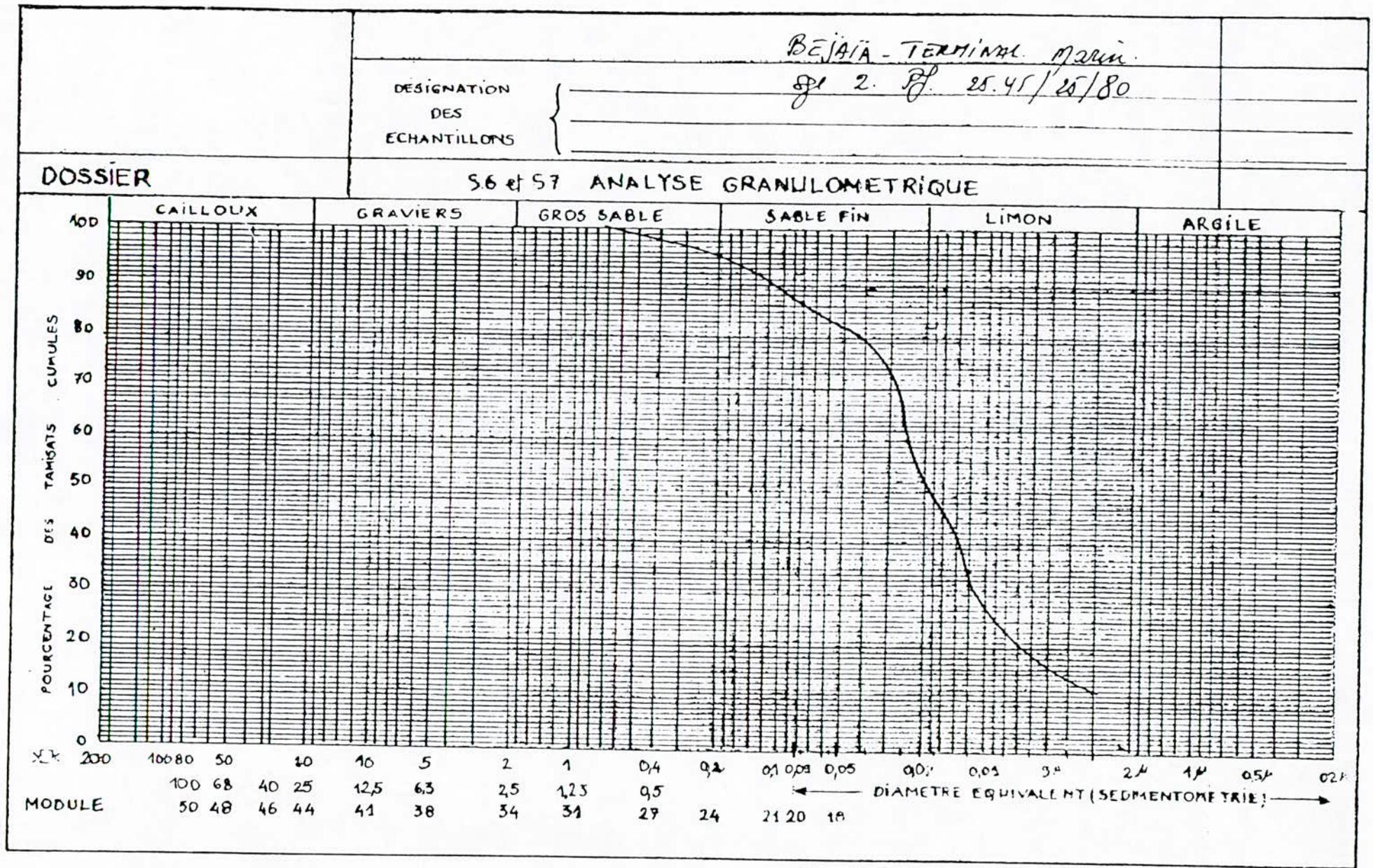


fig 5

fig 6

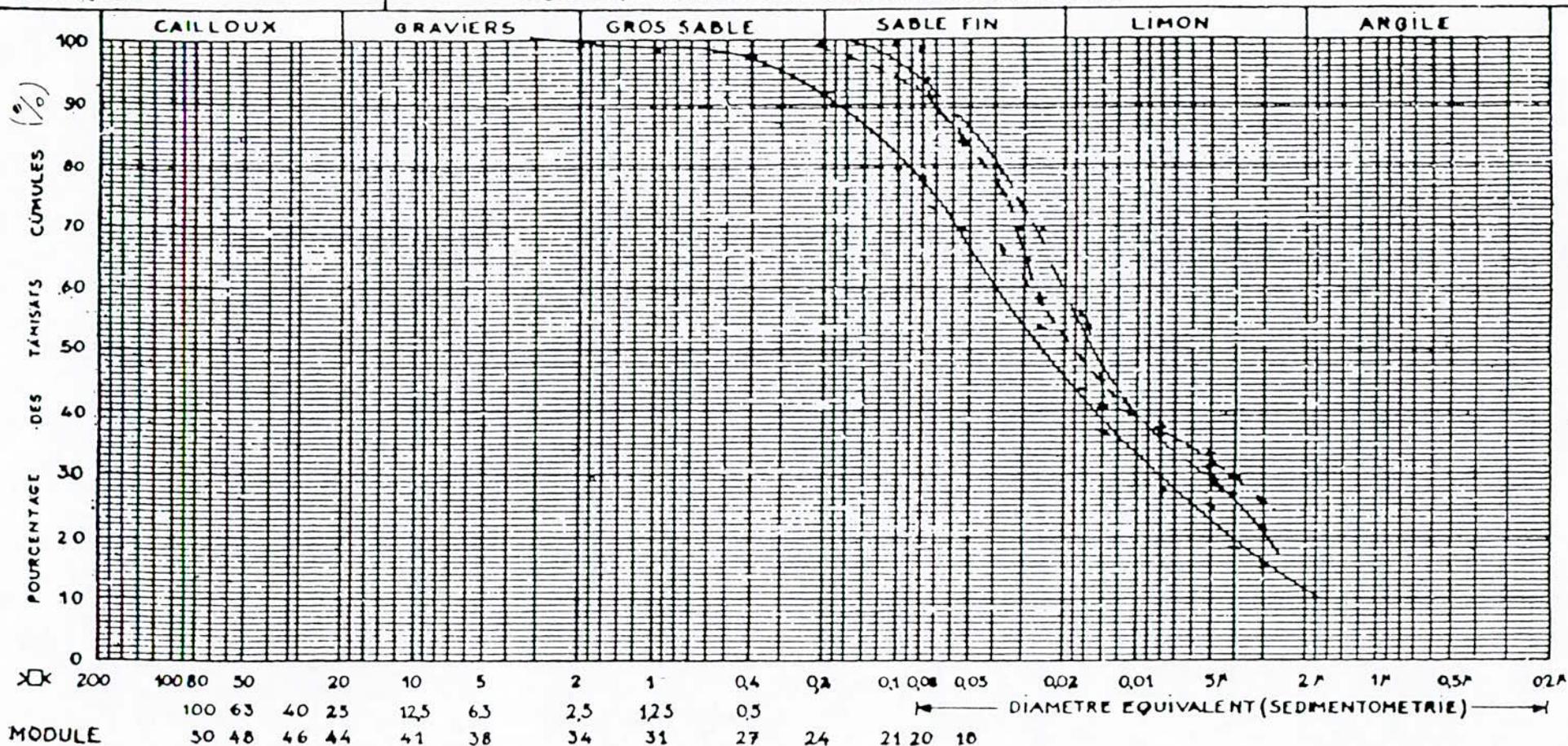


BEJAIA

DESIGNATION DES ECHANTILLONS	N°	Sge 3	17m - 2,00
		N°	320 - 3,50
		N°	390 - 4,10

DOSSIER

S6 et S7 ANALYSE GRANULOMETRIQUE



BEJAIA

DÉSIGNATION DES ECHANTILLONS { N° S3 4,25 - 4,55
 N° 19,25 - 19,40
 N° 20,25 - 20,45

DOSSIER

S6 et S7 ANALYSE GRANULOMETRIQUE

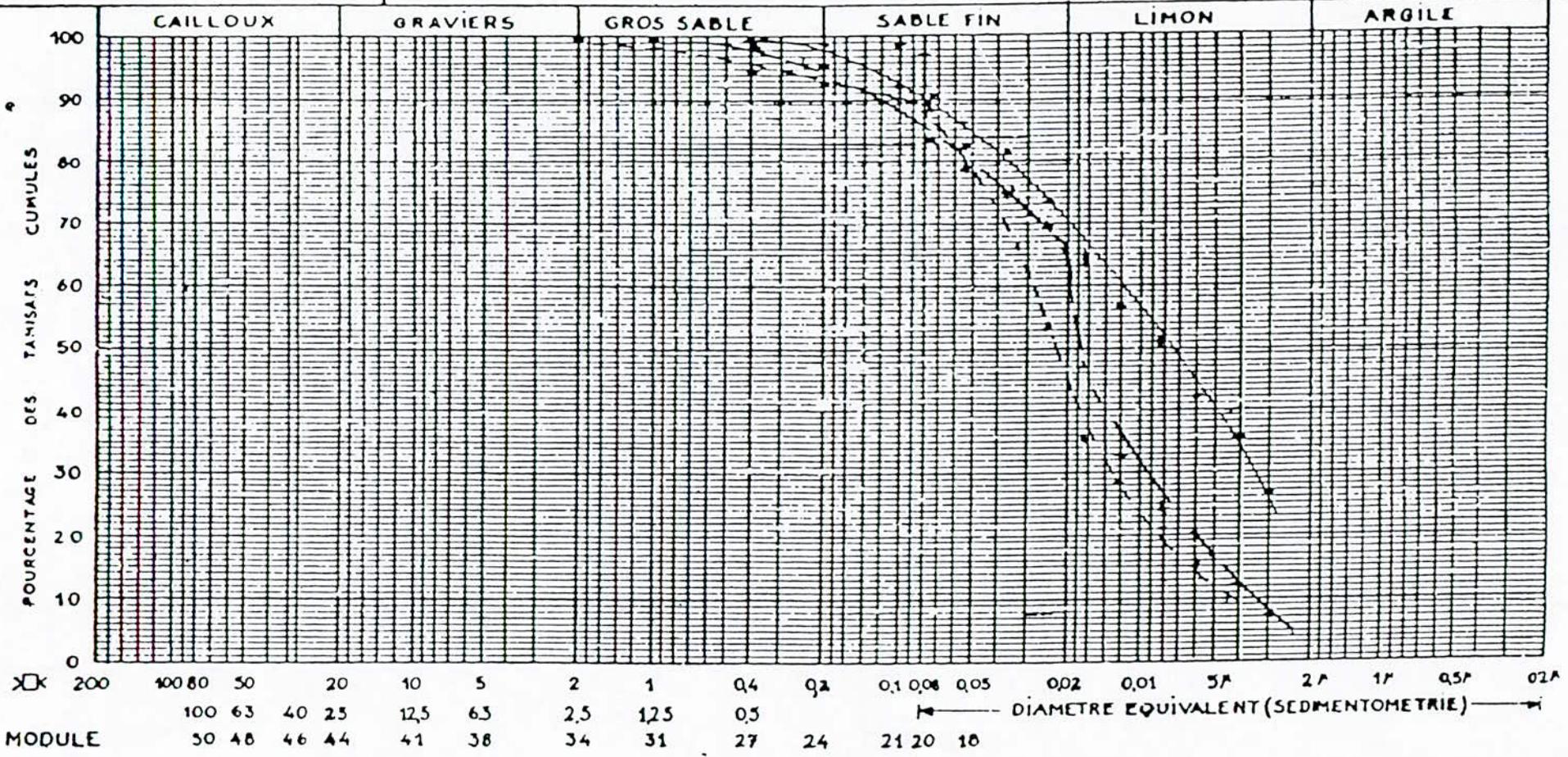


fig 8

DÉSIGNATION
DES
ECHANTILLONS

N°
N°
N°

BEJAÏA
5903 P/ 23.30 - 23.90
25.50 - 26.10

DOSSIER

S6 et S7 ANALYSE GRANULOMETRIQUE

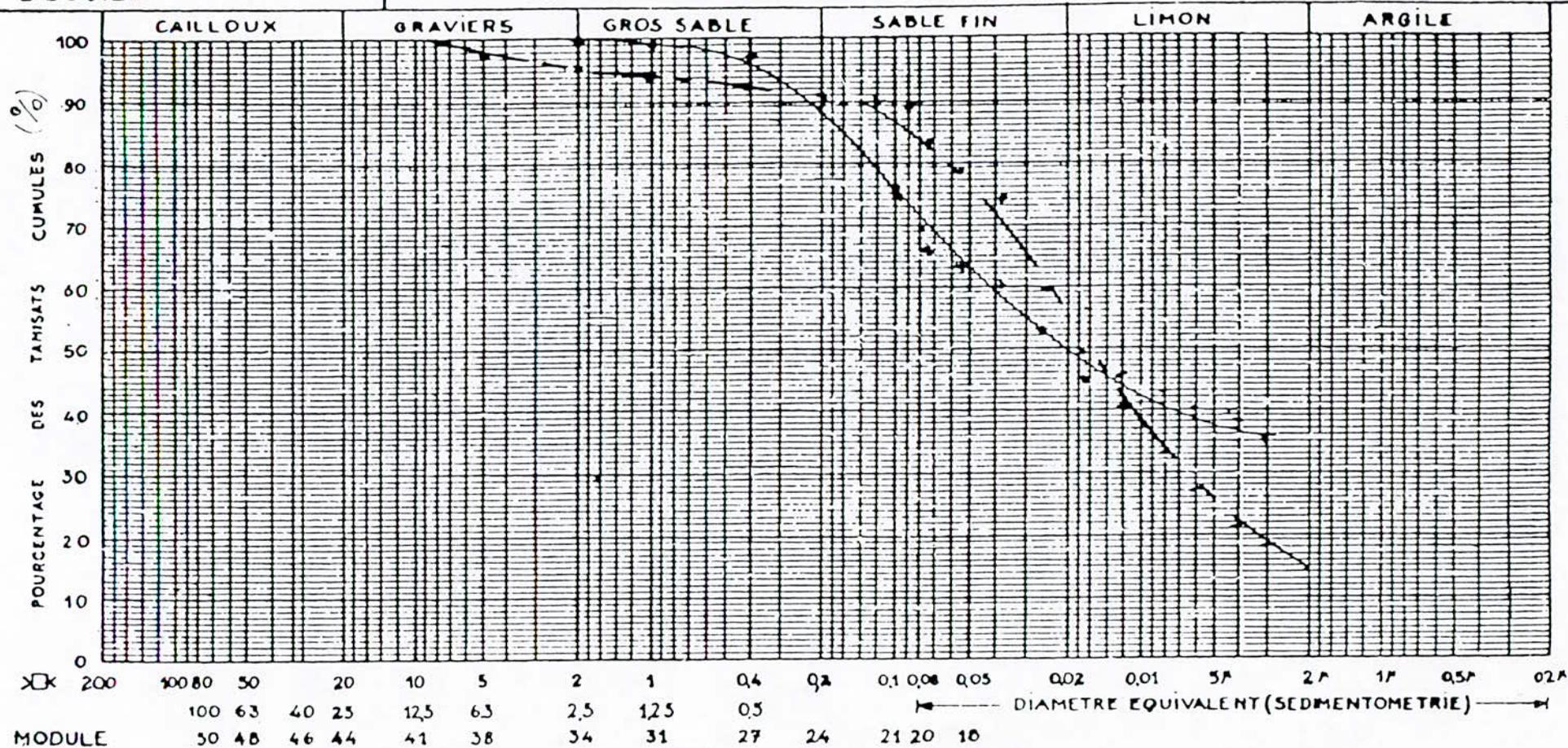


fig 9

E - CISAILLEMENT

L.T.P.C.

SONDAGE N° 1

PROFONDEUR 4,00/4,5

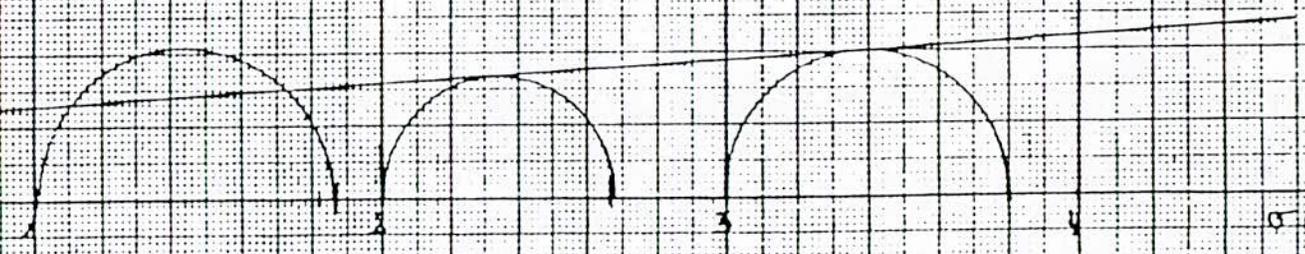
ESSAI TRIAXIAL

N. CONSOLIDE N. DRAINE

A W% Nette

ϕ : $3^{\circ} 30'$
 c : $0,200 \text{ kg/cm}^2$

σ_3 (kg/cm²)



σ_1 (kg/cm²)

fig 1

L.T.R.C

DOSSIER N°
ETUDE BEJAIA

SONDAGE N°1

PROFONDEUR 17,65/18,00

ESSAI TRIAXIAL

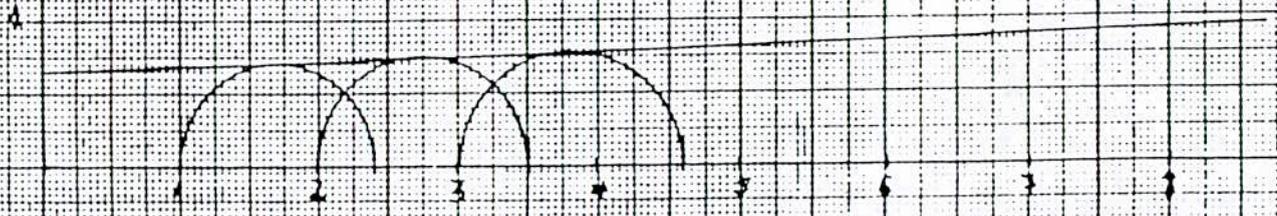
N. CONSOLIDE. N. DRAINE

A W% Welle

$\phi: 2^\circ$
 $C: 0,650 \text{ Kgs/cm}^2$

fig 2

σ_3 (kg/cm²)



σ_1 (kg/cm²)

L.T.P.C

DOUIER N°
ETUDE BEJAIA

SONDAGE N°1

PROFONDEUR 20,3 20,9

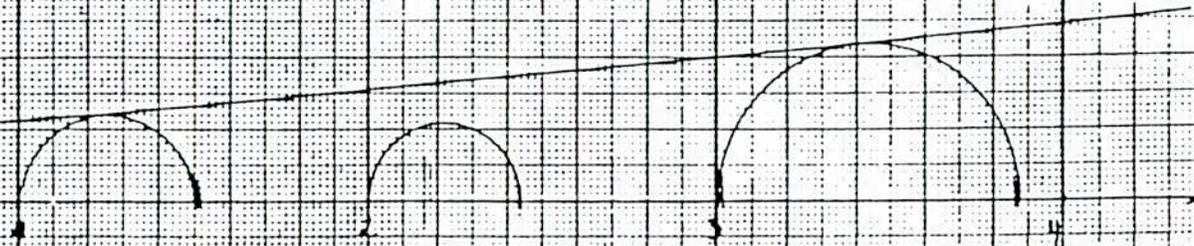
ESSAI TRIAXIAL

N CONSOLIDE N. DRAINE

A W% N_{elle}

$\varphi = 5^\circ$
 $C = 0,140 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_3 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$



$\sigma_1 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$

fig 3

I.T.P.C

DOSSIER N°

ETUDE BEJAIA

SONDAGE 5

PROFONDEUR 3,20/3,50 m

ESSAI TRIAXIAL

N. CONSOLIDE

N. DRAINE

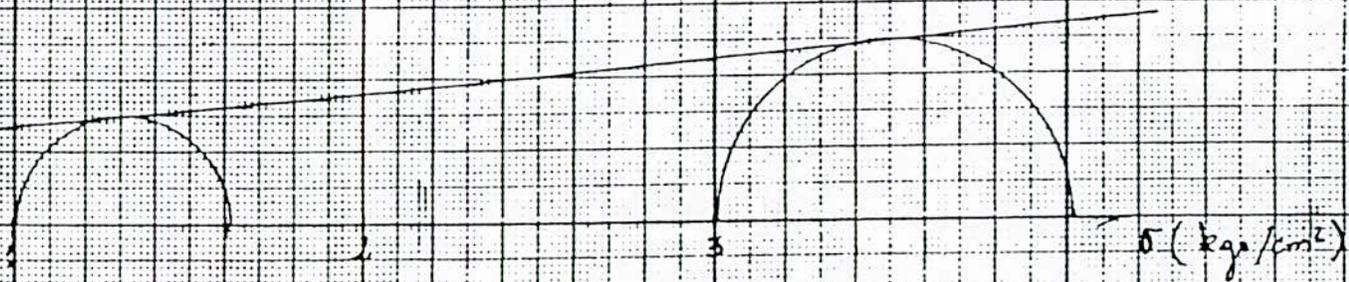
A W% N_{elle} UU

ϕ : $5^{\circ} 30'$
C : $0,180 \text{ kg/cm}^2$

fig 4

σ (kg/cm²)

1



σ (kg/cm²)

L T P C

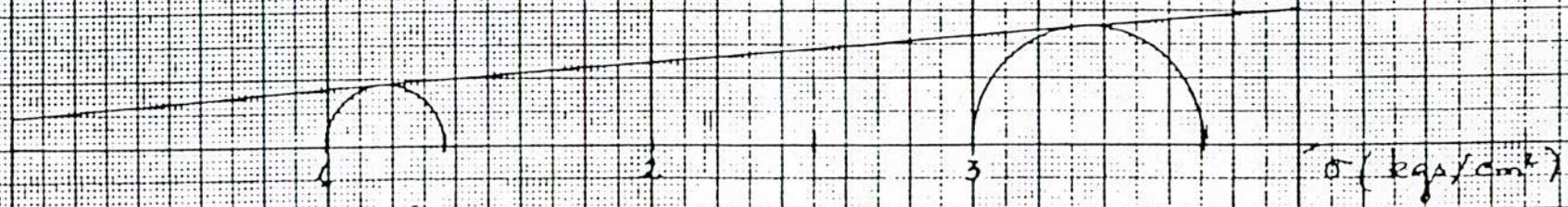
DDJNER N°
ETUDE BEJAIA
SONDAGE N° 3
PROFONDEUR 3,90/4,10
ESSAI TRIAXIAL
NON CONSOLIDE
NON DRAINE
A W% N_{elle} U_U

φ : 4°
C : 0,125 kg/cm²

fig 5

τ (kg/cm²)

1



σ (kg/cm²)

K.T.P.C

DOSSIER N°

ETUDE : BEJAIA

SONDAGE : N° 3

PROFONDEUR 20,25/20

ESSAI TRIAXIAL

N. CONSOLIDÉ N. DRAINÉ

A W% nulle - UU -

σ_3 2 : 30'
C 0,500 kg/cm²

Σ (kg/cm²)

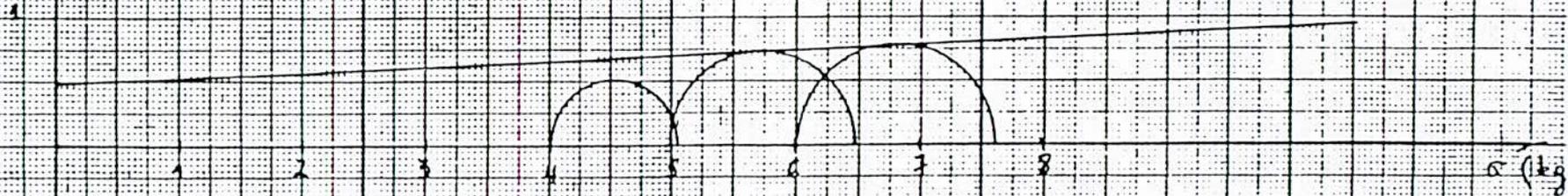


fig 6

SONDAGE 3

PROFONDEUR 25,5 / 26,10

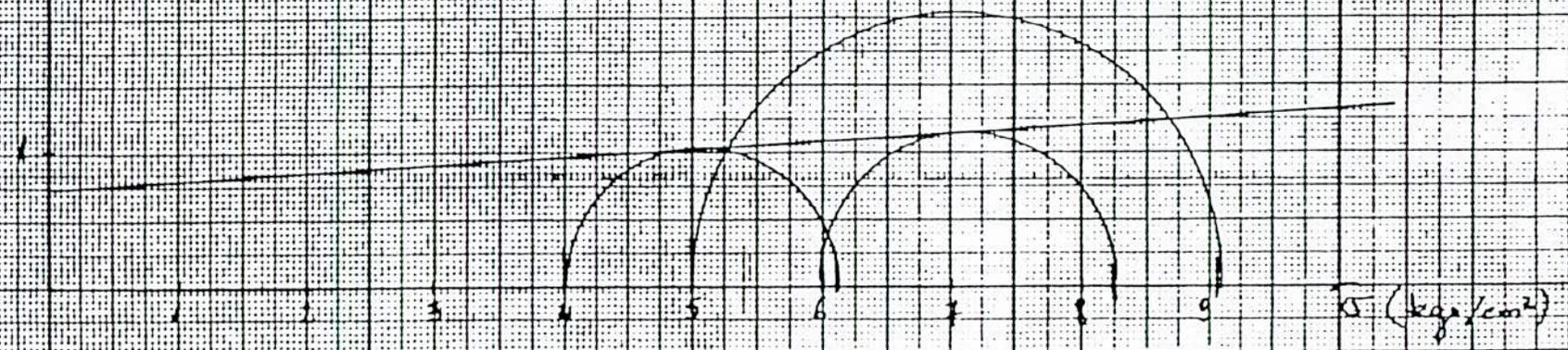
ESSAI TRIAXIAL

N. CONSOLIDÉ N. DRAINE

A W% Nette IV

σ_3 : $3 \text{ à } 30'$
C : $0,750 \text{ kg/cm}^2$

σ_3 (kg/cm²)



σ_1 (kg/cm²)

fig 7

L. T. P. C

CISAILLEMENT RECTILIGNE : UU. NAT

Dossier No :
Sondage No : 2
Profondeur : 2.09-9.00
Localisation : TERMINAL MARIN BEJAIA

Contrainte tangentielle (en bars)

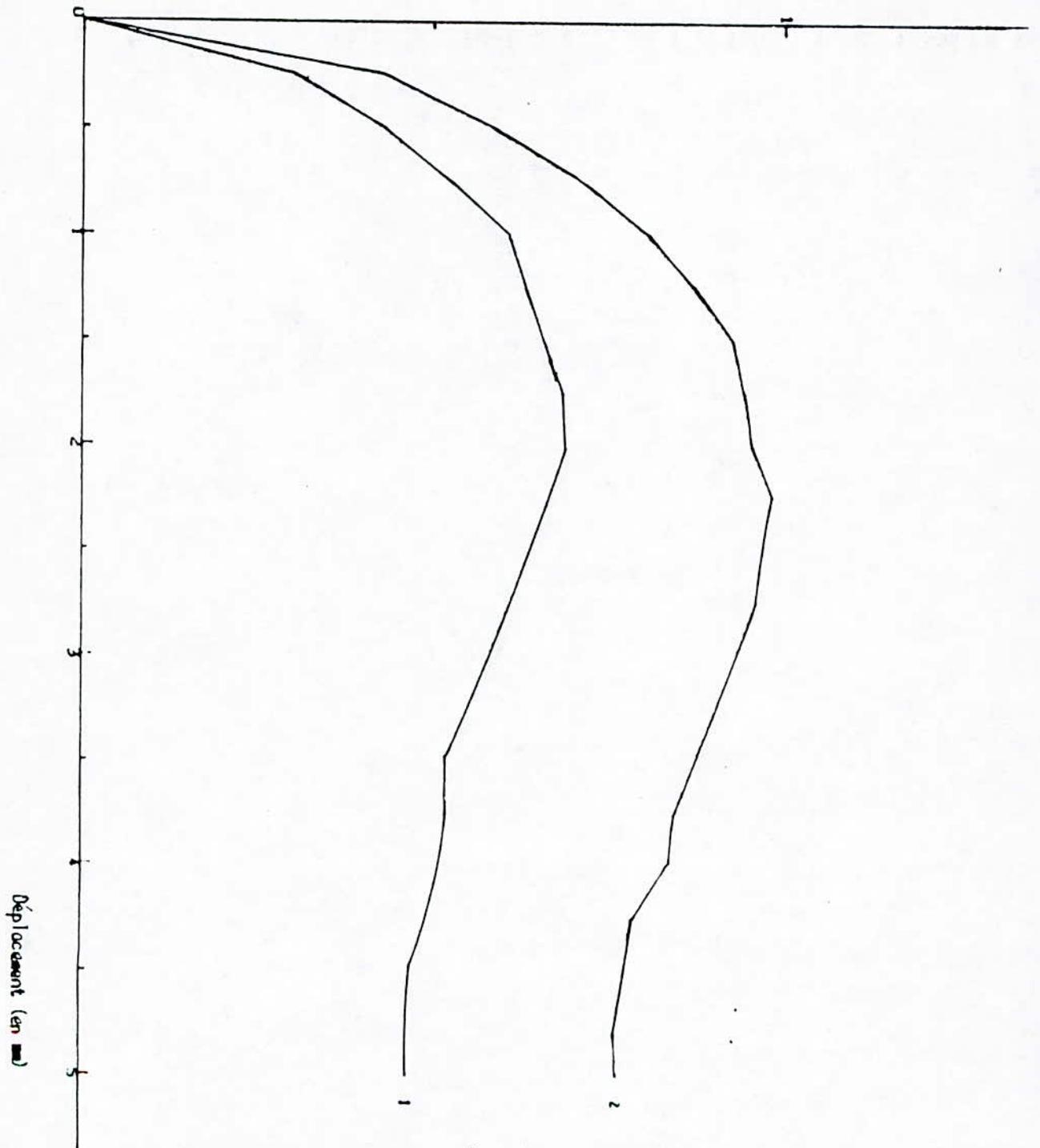


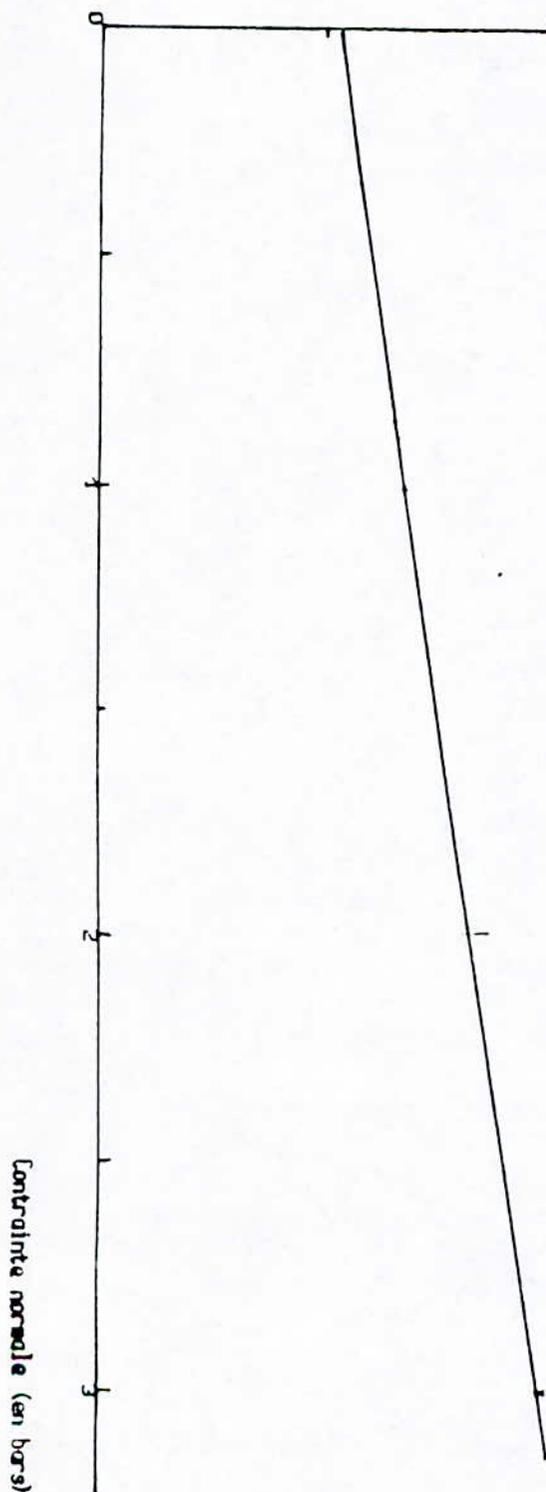
fig 8 -1

L. T. P. C

CISAILLEMENT RECTILIGNE : UU. NAT

Dossier No :
Sondage No : 2
Profondeur : 2.09-9.00
Localisation : TERMINAL MARIN BEJAIA

Contrainte tangentielle (en bars)



$\phi: 8^\circ$
 $C: 0,530 \text{ kg/cm}^2$

fig 8.2

L. T. P. C

CISAILLEMENT RECTILIGNE : UU. NAT

Dossier No :
Sondage No : 2
Profondeur : 8.70-8.90
Localisation : TERMINAL MARIN BEJAIA

Contrainte tangentielle (en bars)

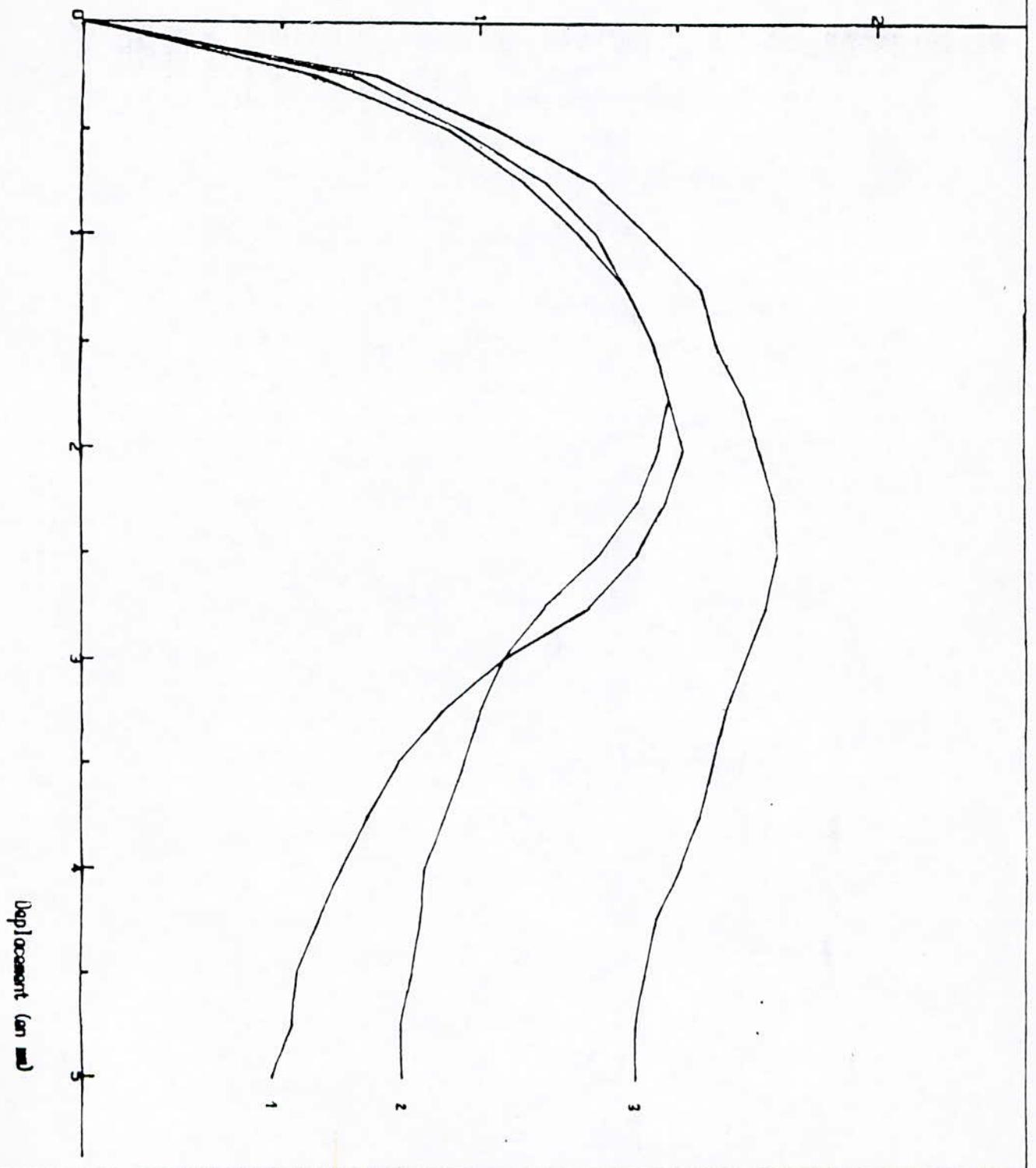


fig 9 - 1

L. T. P. C

CISAILLEMENT RECTILIGNE : UU. NAT

Dossier No :
Sondage No : 2
Profondeur : 8.70-8.90
Localisation : TERMINAL MARIN BEJAIA

Contrainte tangentielle (en bars)

Contrainte normale (en bars)

$\alpha = 30^\circ$
 $C : 1,380 \text{ kg/cm}^2$

fig 9 - 2

L. T. P. C

CISAILLEMENT RECTILIGNE : UU. NAT

Dossier No : 21.91.0010

Sondage No : 2

Profondeur : 14.65-15.00

Localisation : TERMINAL MARIN BEJAIA

Contrainte tangentielle (en bars)

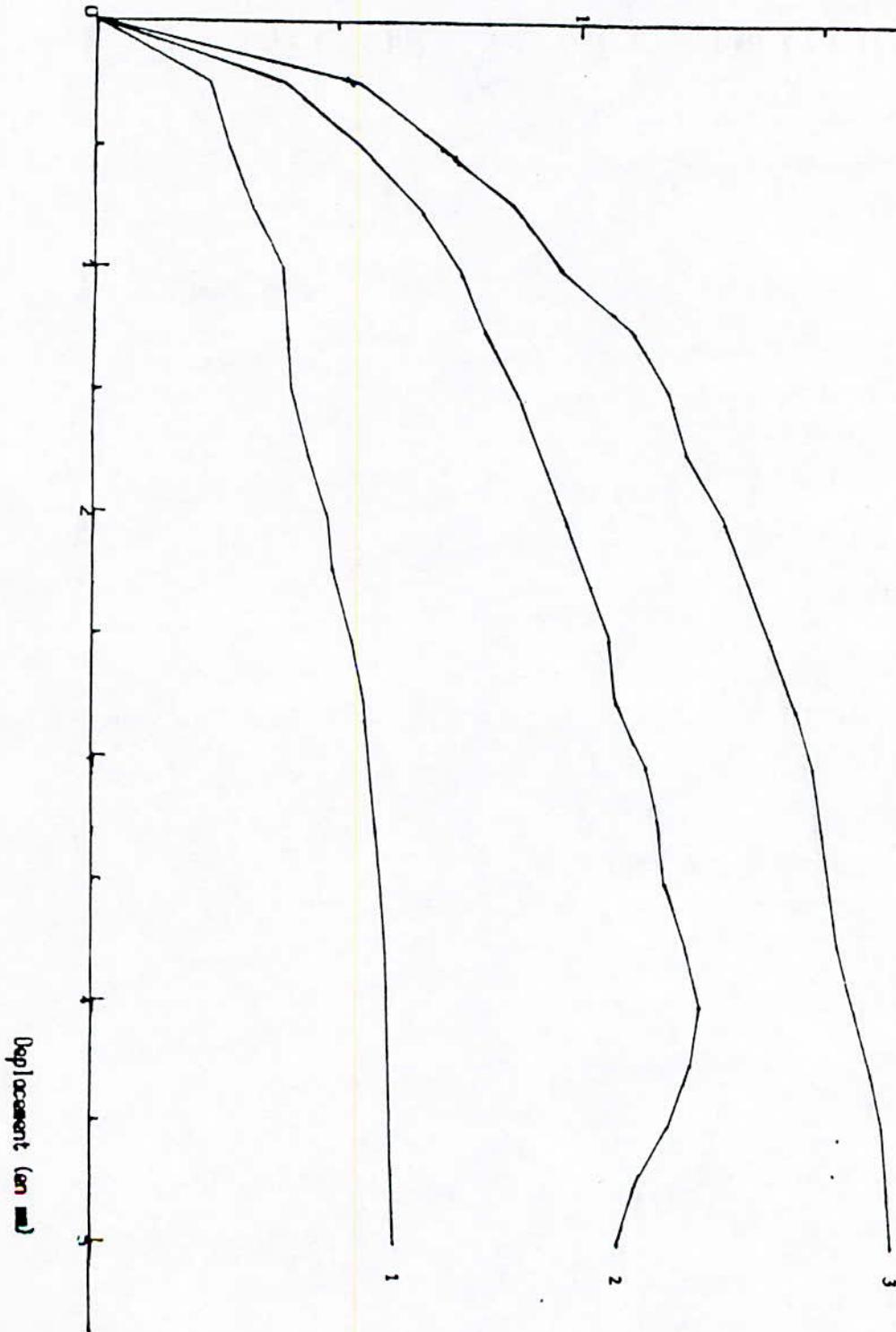


fig 10.1

L. T. P. C

CISAILLEMENT RECTILIGNE : UG. NAT

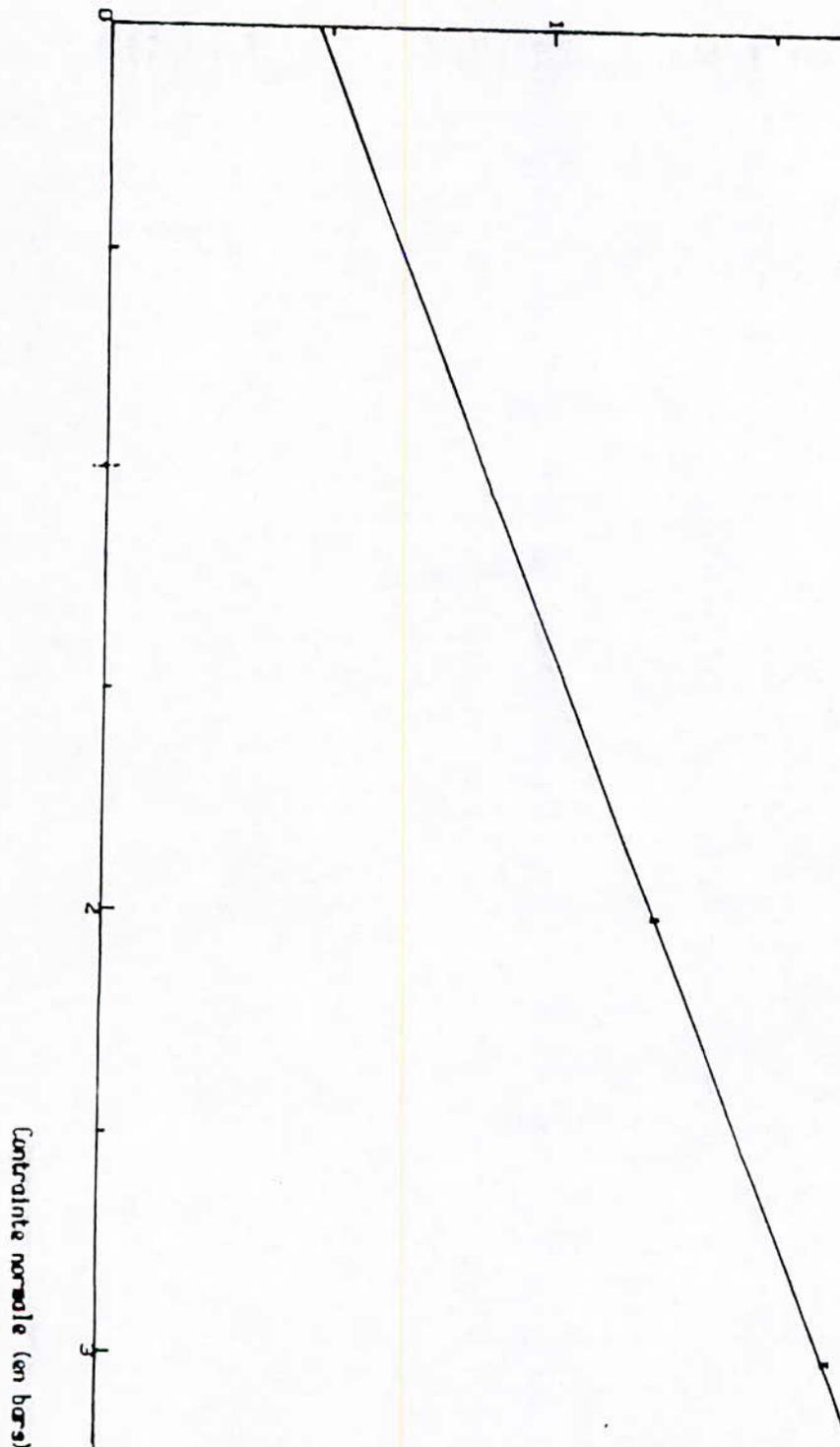
Dossier No : 21.91.0010

Sondage No : 2

Profondeur : 14.65-15.00

Localisation : TERMINAL MARIN BEJAIA

Contrainte tangentielle (en bars)



$\rho : 21$
 $C : 0,460 \text{ kg/cm}^2$

fig 10.2

F - COURBES DE COMPRESSIBILITE

L. T. P. C.

Dossier n°:

BEJAIA

**ESSAI DE COMPRESSIBILITE
PERMEABILITE**

Sondage:

1

Echantillon:

II

Profondeur:

120 - 160 m.

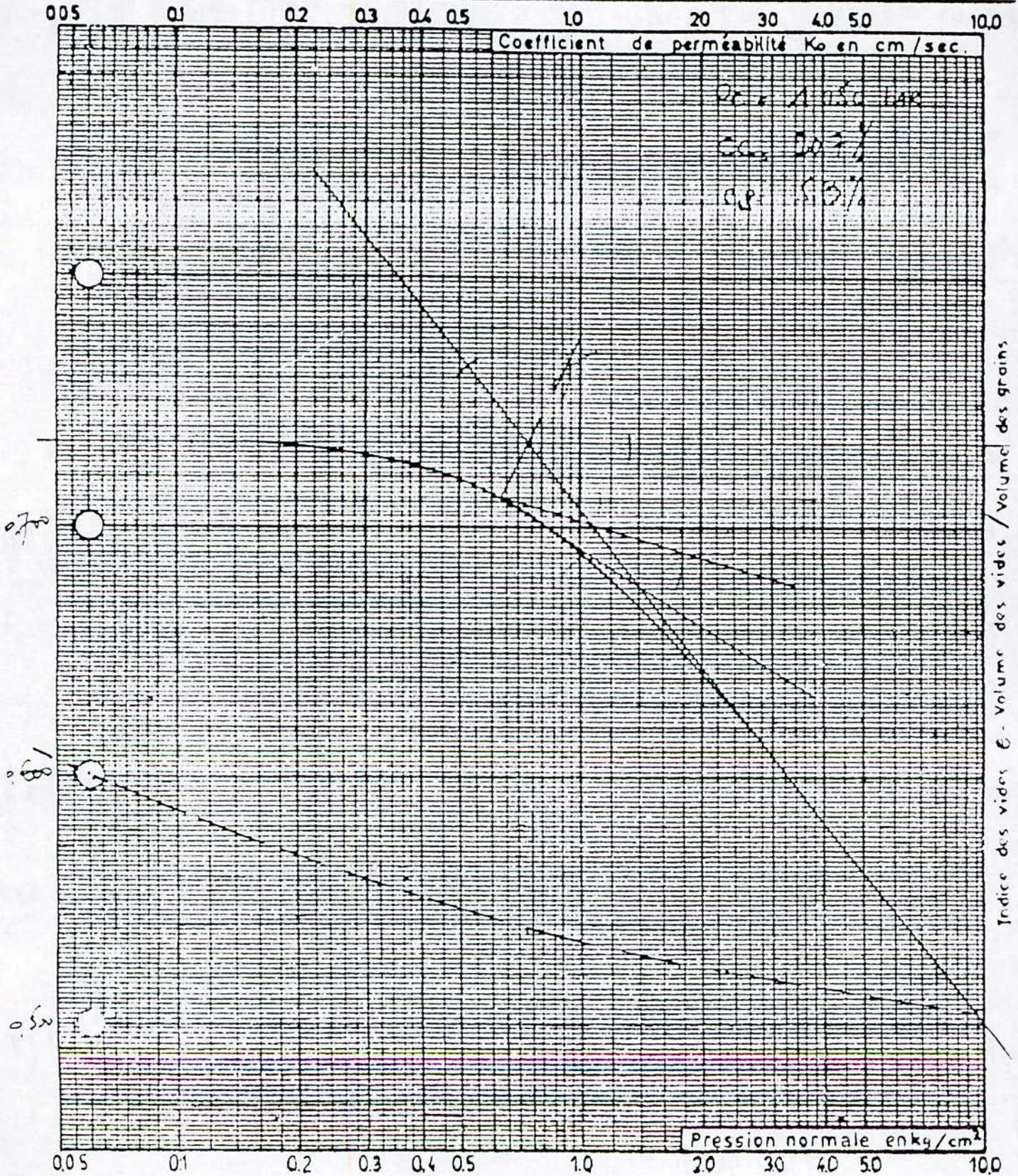


fig 1

L. T. P. C. Dossier n°: _____

ESSAI DE COMPRESSIBILITE PERMEABILITE

BEJ41A

Sondage: _____

1

Echantillon: _____

III

Profondeur: _____

4.0 - 450 m

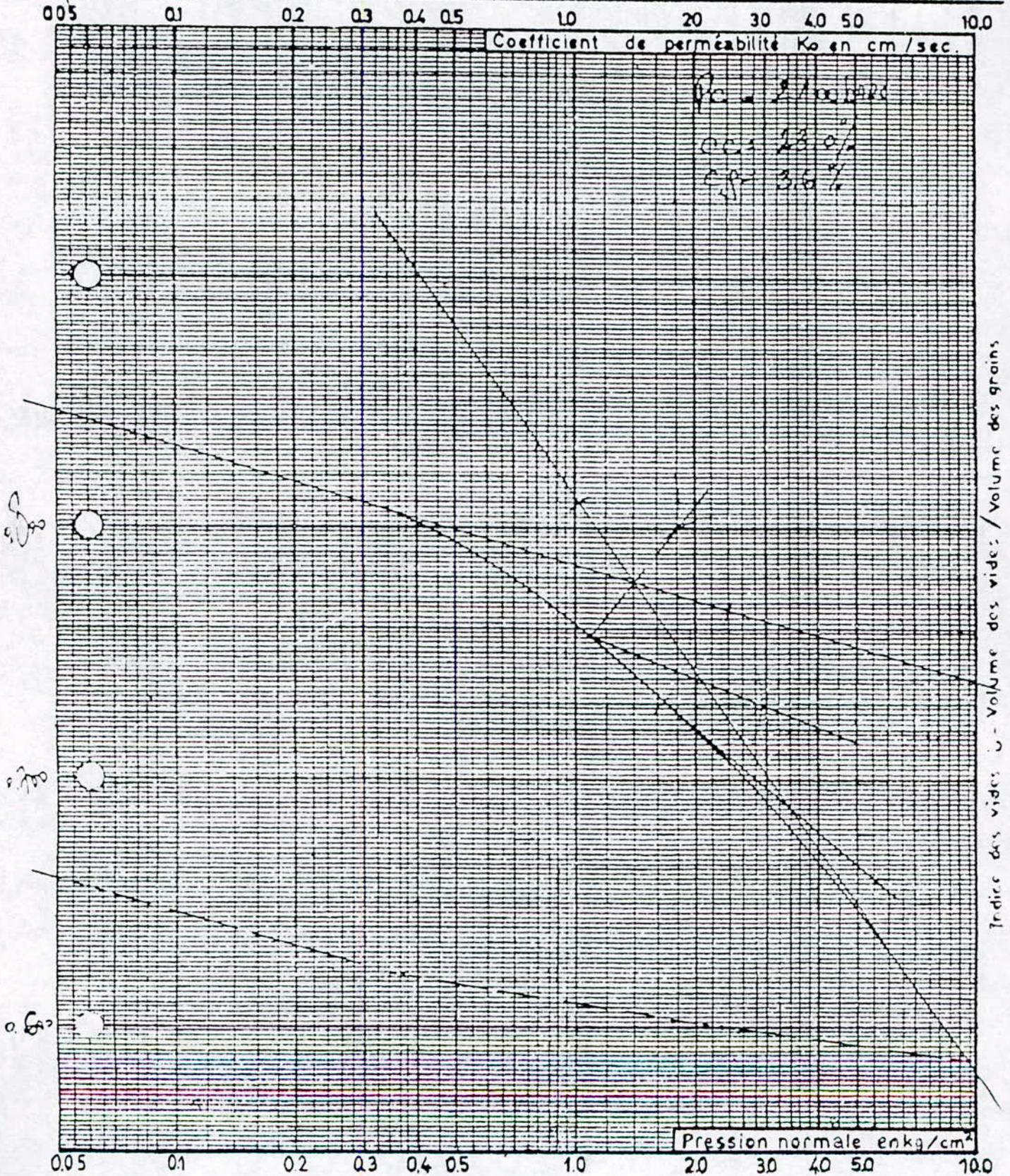


fig 2

L. T. P. C. Dossier n°: _____

ESSAI DE COMPRESSIBILITE PERMEABILITE

Bejaia

Sondage: 1

Echantillon: I

Profondeur: 15.4 - 15.6 m

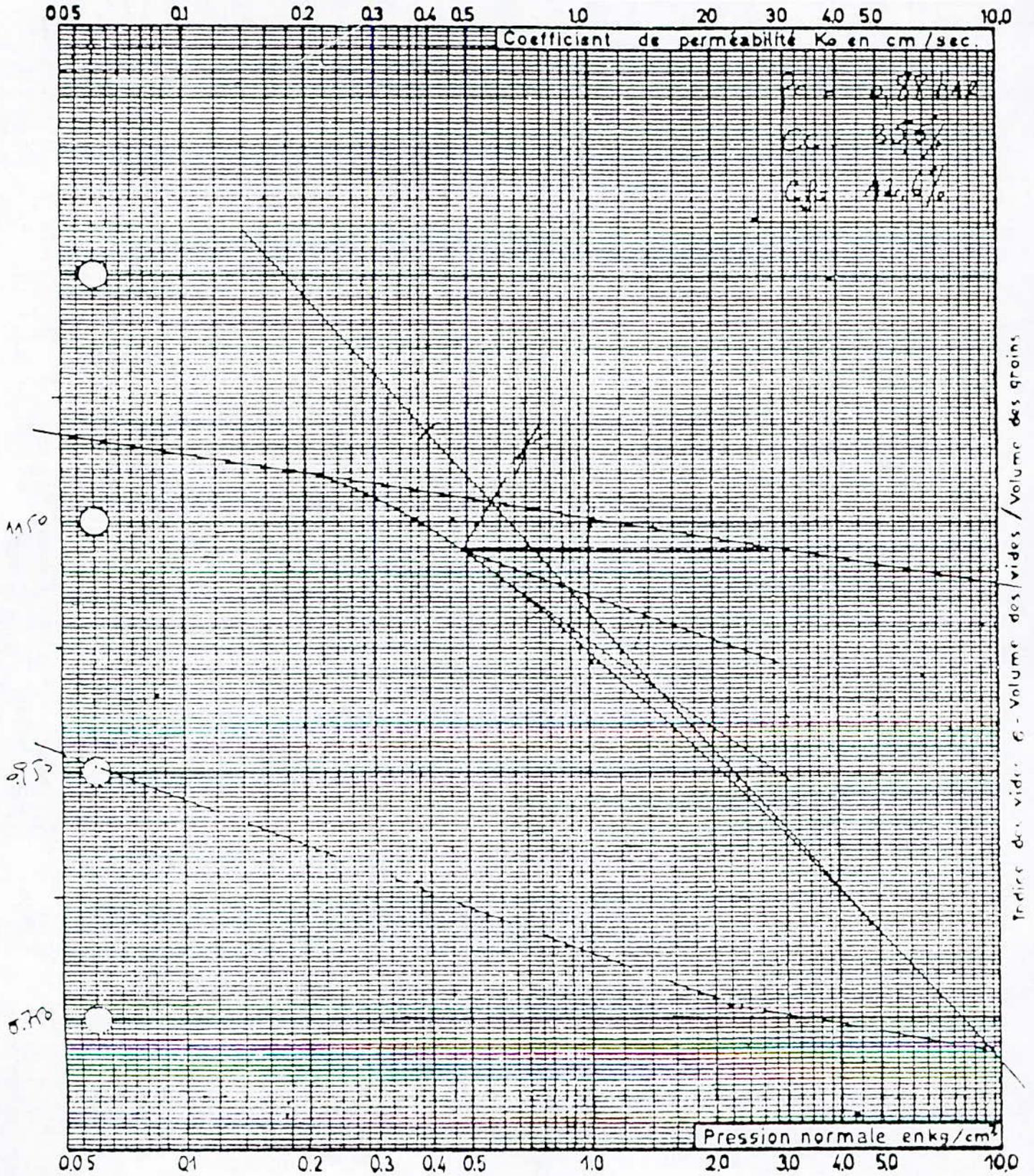


fig 3

L. T. P. C. Dossier n°: _____

BEJAIA

**ESSAI DE COMPRESSIBILITE
PERMEABILITE**

Sondage: 1
Echantillon: I
Profondeur: 22.6 - 23.00 m

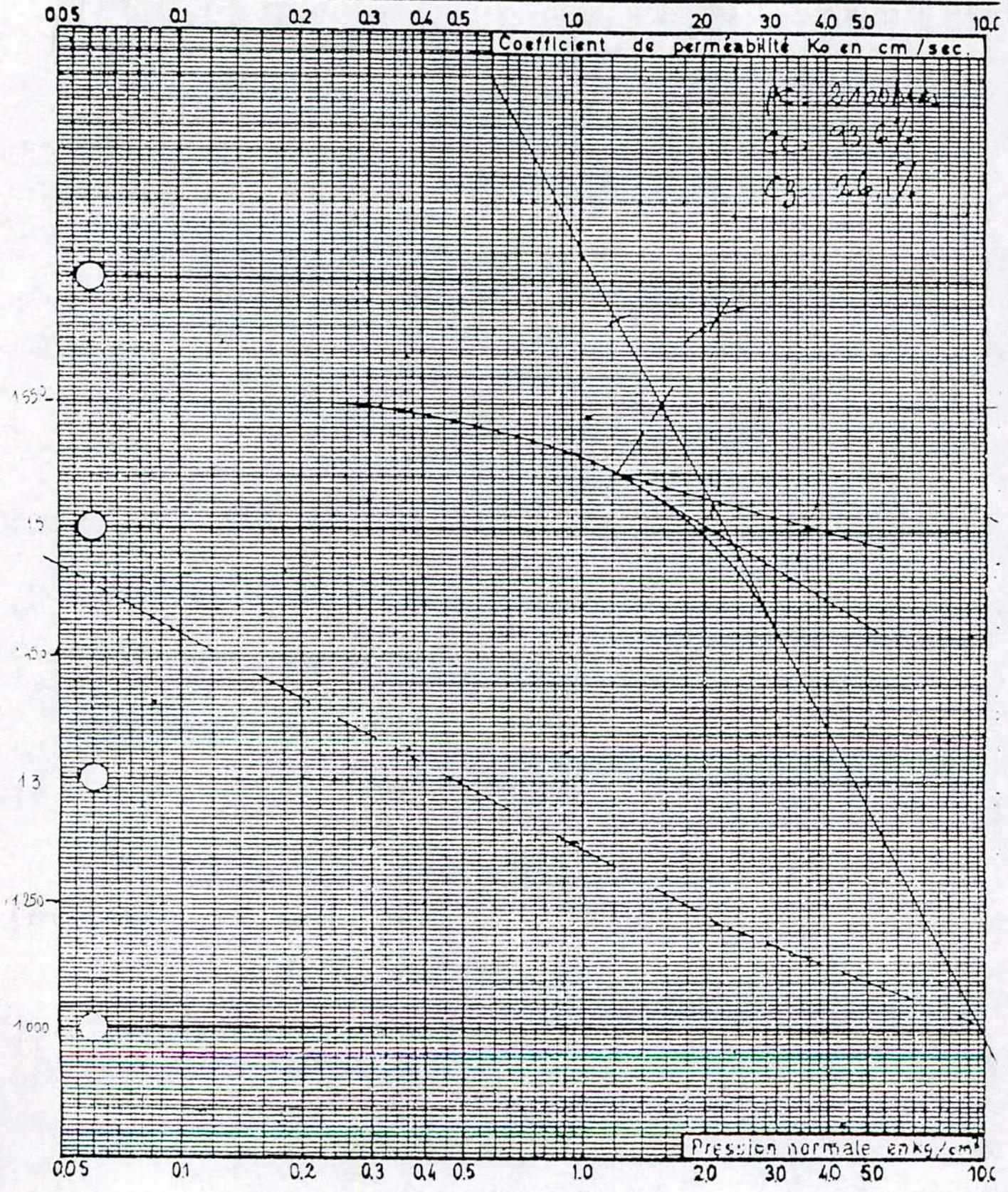


fig 4

L. T. P. C. Dossier n°: _____

BEJAIA

**ESSAI DE COMPRESSIBILITE
PERMEABILITE**

Sondage: 1

Echantillon: III

Profondeur: 2745 - 280 m

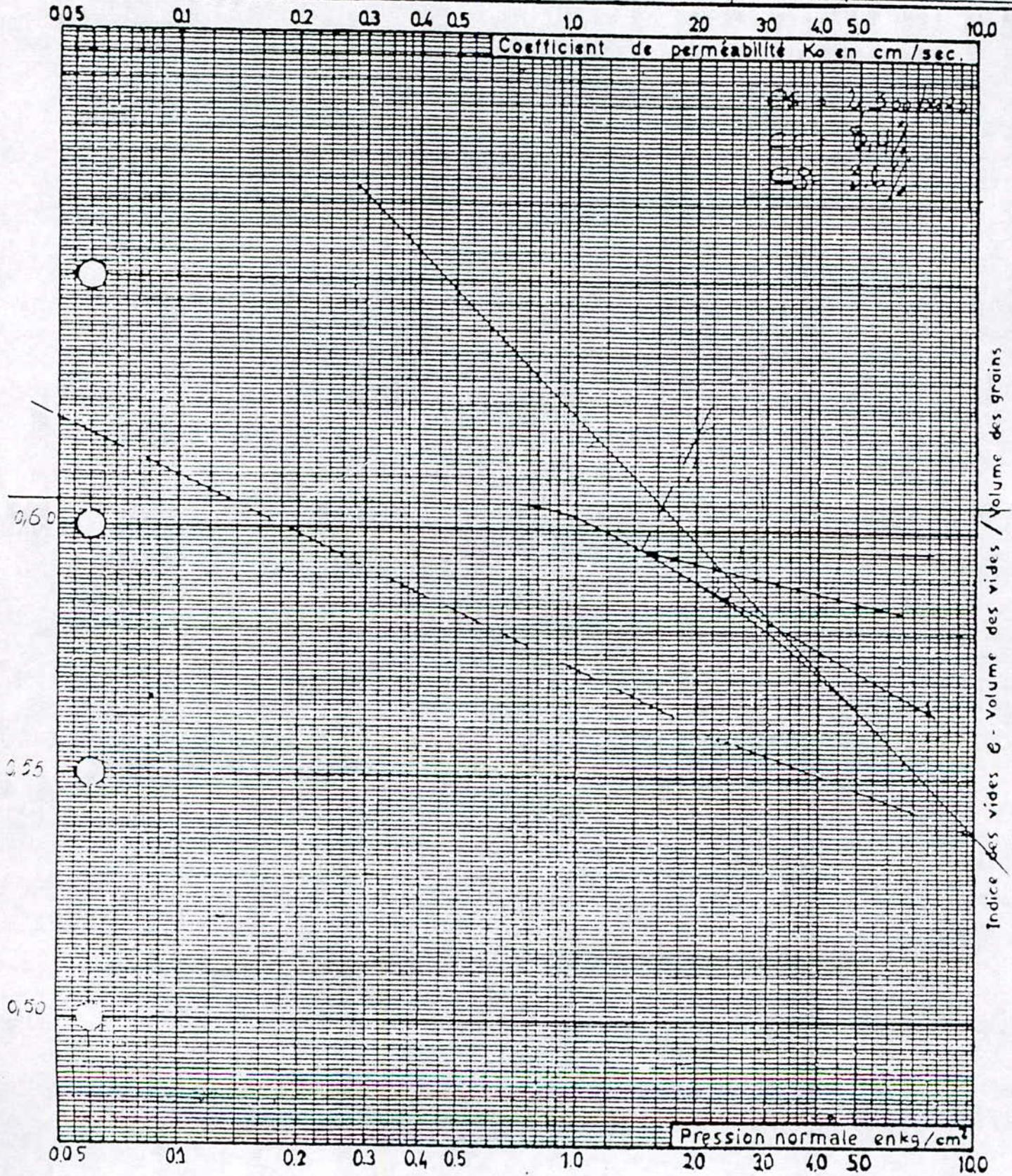


fig 5

L. T. P. C.

Dossier n°: _____

ESSAI DE COMPRESSIBILITE PERMEABILITE

Sondage: DEJA 79
Echantillon: 2
Profondeur: 4,70 - 4,85 m

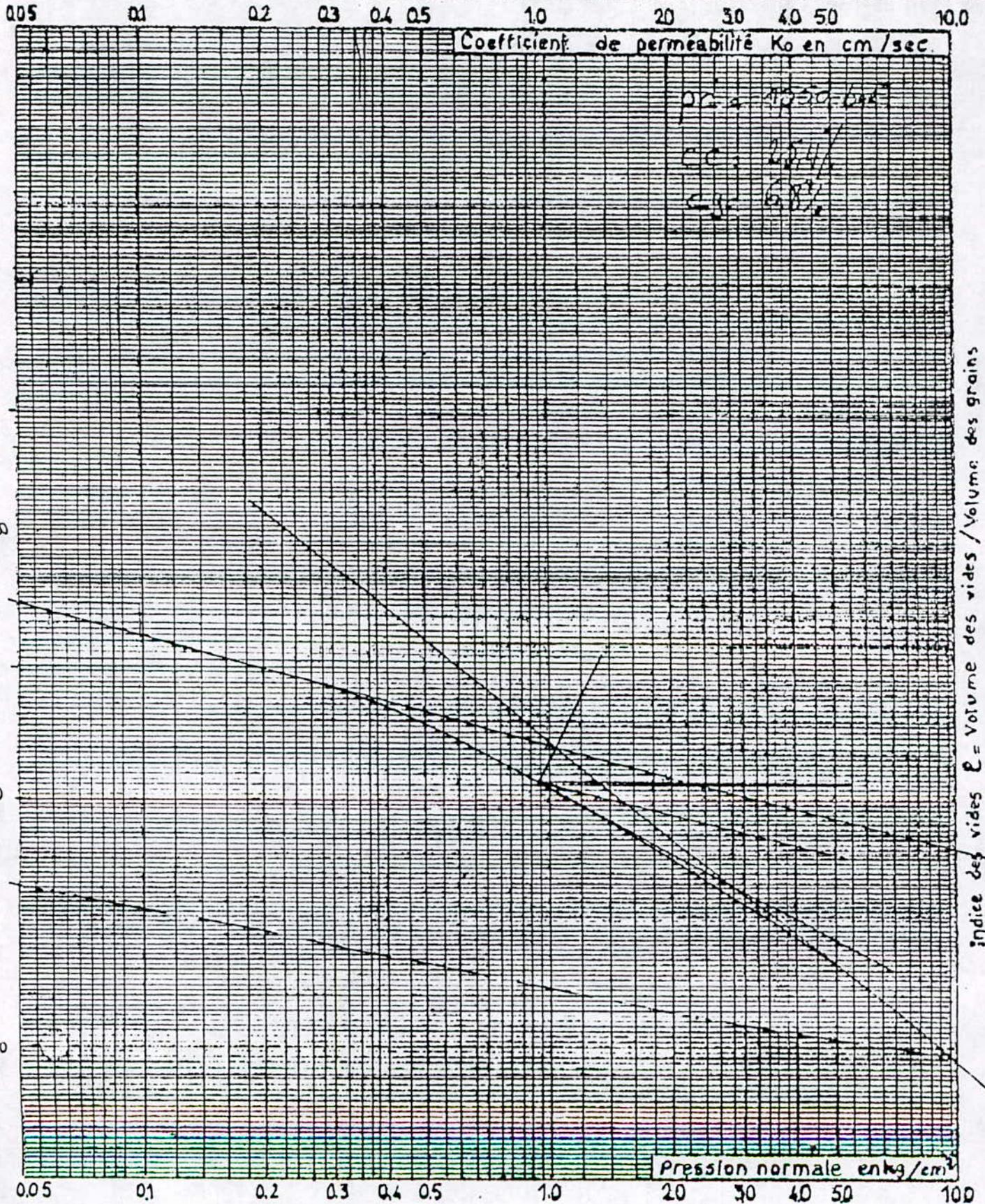


fig 6

L. T. P. C.

Dossier n°

ESSAI DE COMPRESSIBILITE PERMEABILITE

TERRAL BEJAIA

Sondage: 2r

Echantillon: IV

Profondeur: 25,45 - 26,85 m

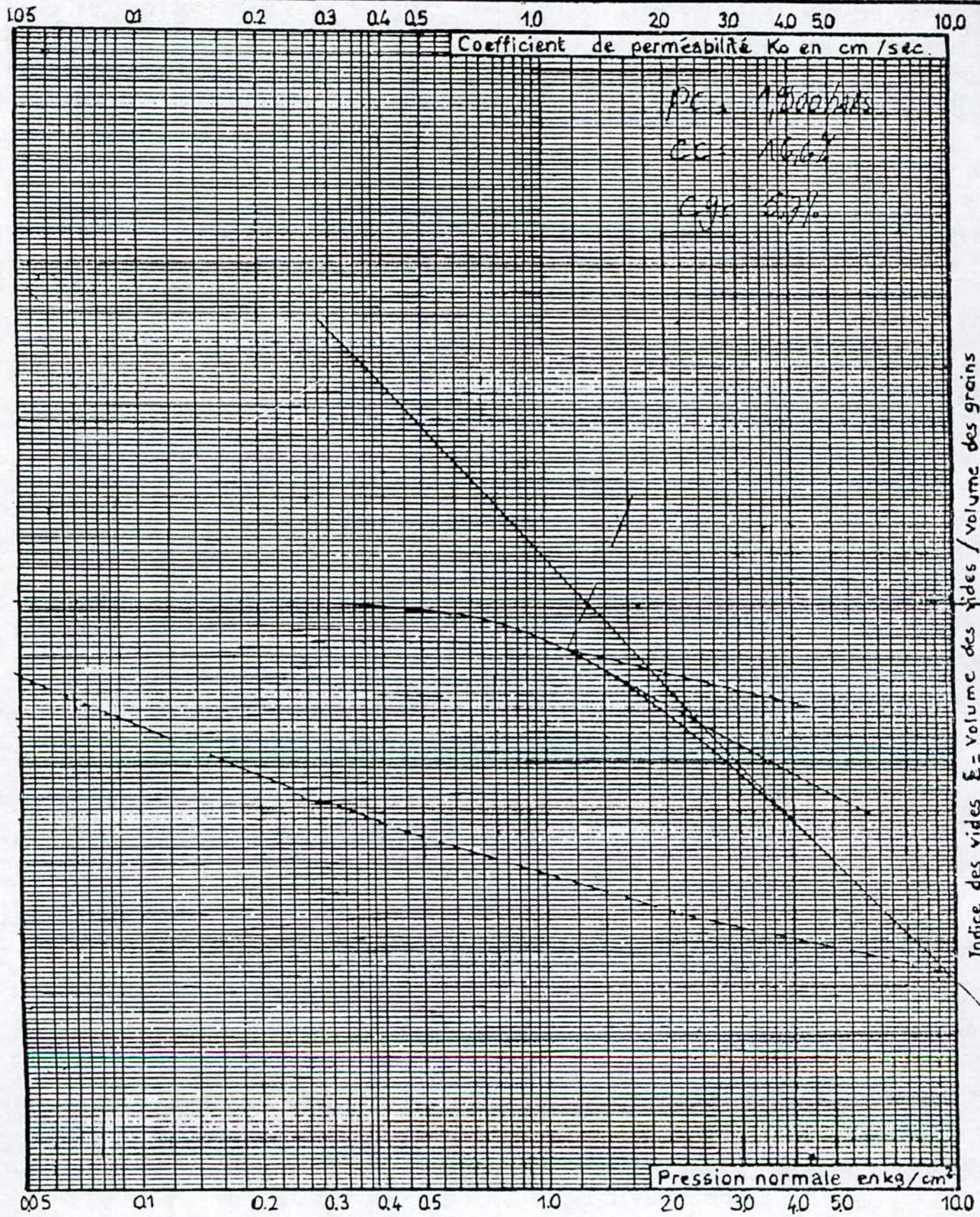


fig 7

L. T. P. C. Dossier n°: _____

**ESSAI DE COMPRESSIBILITE
PERMEABILITE**

BEJISA

Sondage: 3

Echantillon: II

Profondeur: 170 - 2.0 m

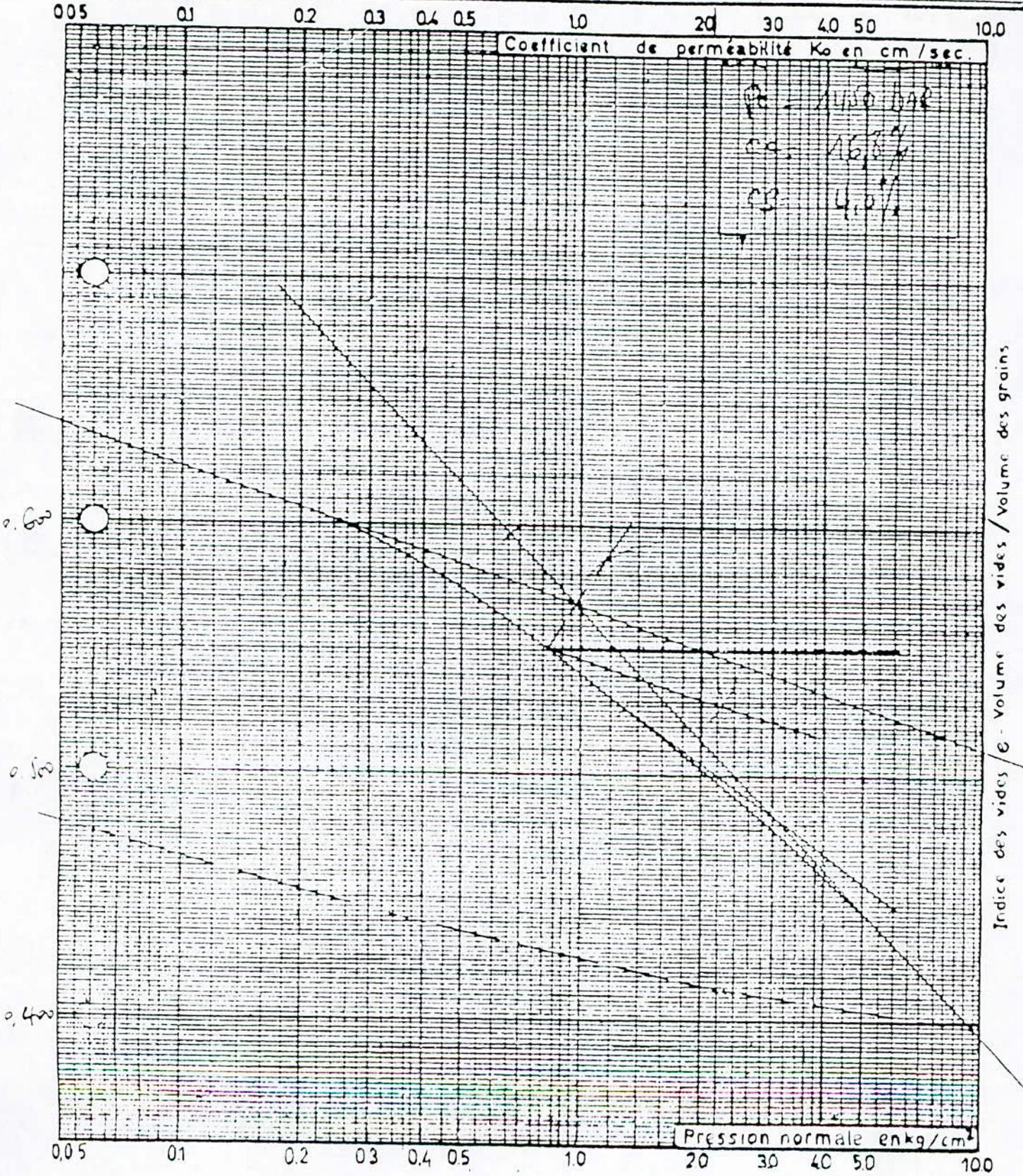


fig 8

L. T. P. C. Dossier n°: _____

ESSAI DE COMPRESSIBILITE PERMEABILITE

BEJAIA

Sondage: 3
Echantillon: II
Profondeur: 40 - 450.

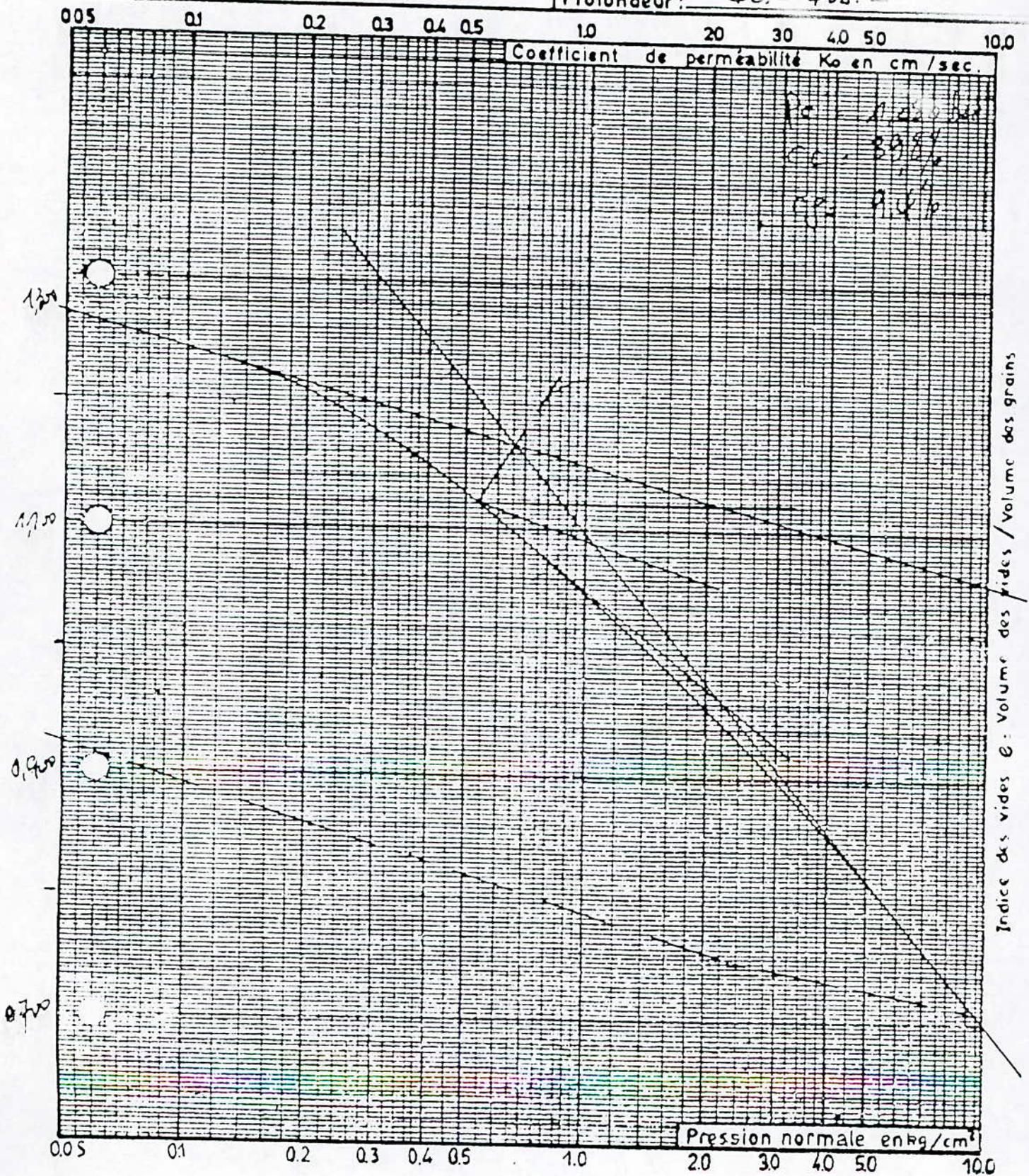


fig 9

L T. P. C.

Dossier n°:

BEJARA

**ESSAI DE COMPRESSIBILITE
PERMEABILITE**

Sondage: 3

Echantillon: I

Profondeur: 192 - 1940 m

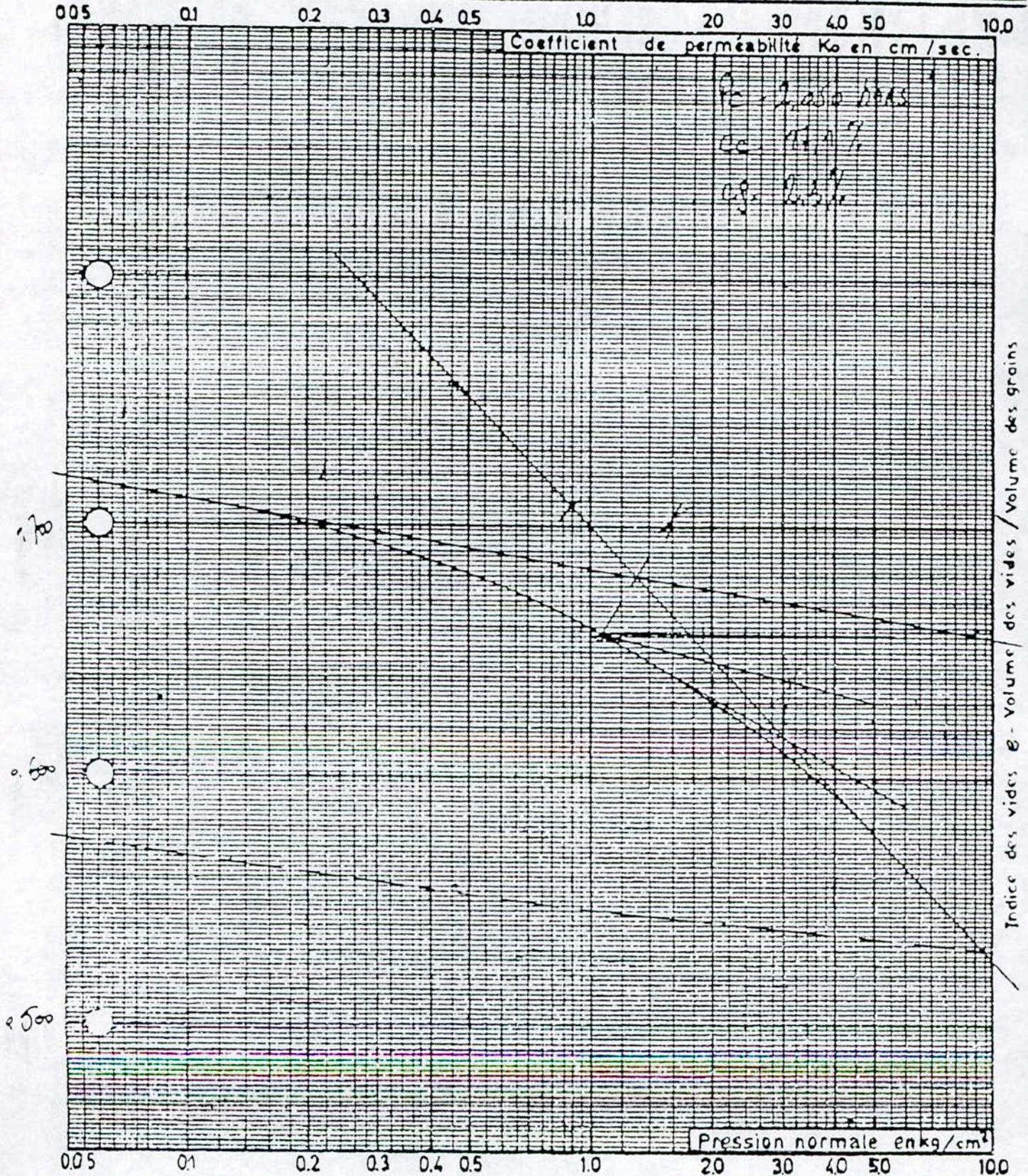


fig 10

L. T. P. C. Dossier n°: _____

ESSAI DE COMPRESSIBILITE PERMEABILITE

BEJAIA

Sondage: 3

Echantillon: II

Profondeur: 2230 - 2370 m

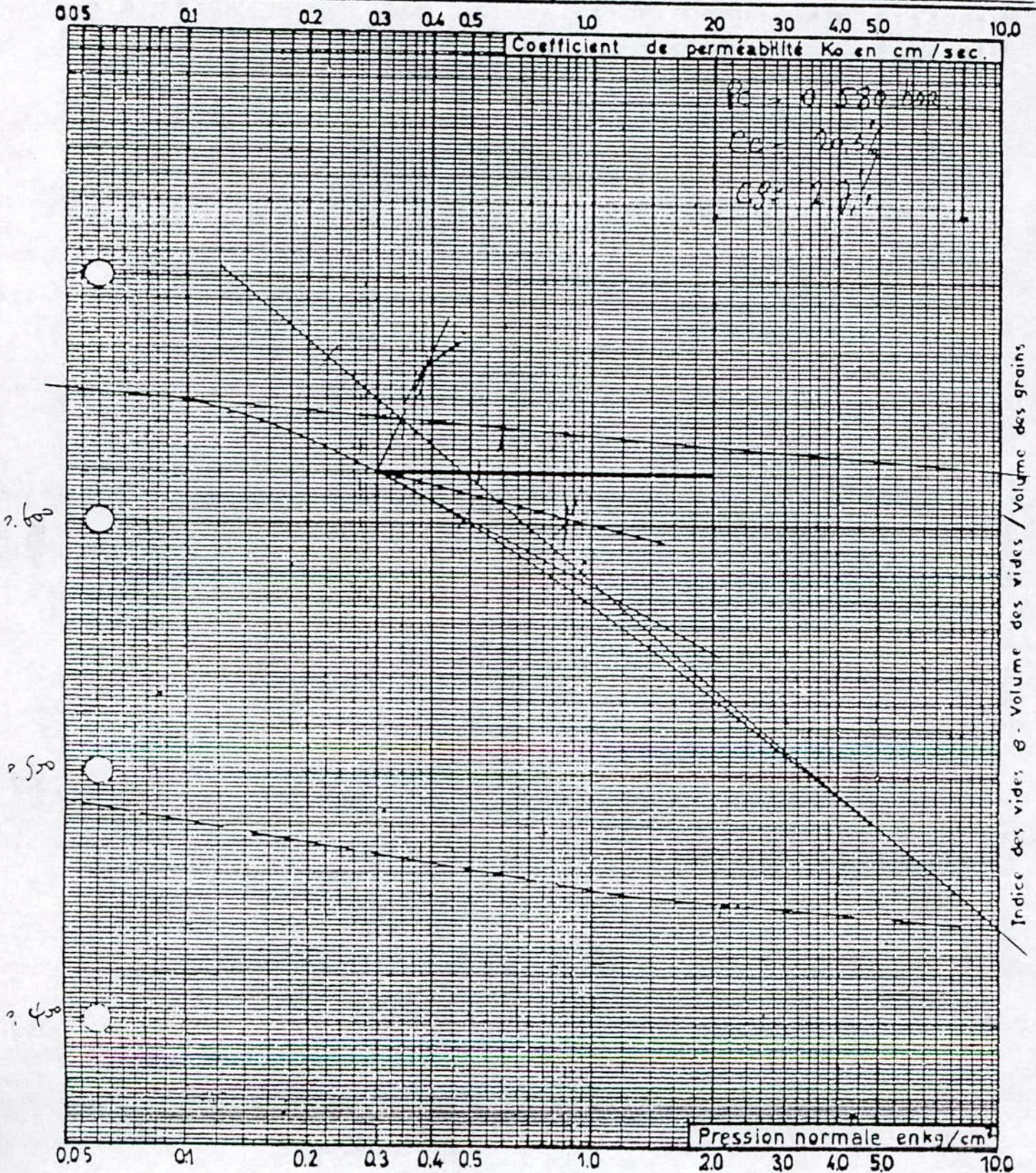


fig 11

ANNEXE 3

A - AFFAISSEMENTS

a - RELEVES DES AFFAISSEMENTS DE LA ROBE

SONATRACH TRANSPORT REGION
CENTRE (BEJAIA)

LEVE DES AFFAISSEMENTS BAC R 21

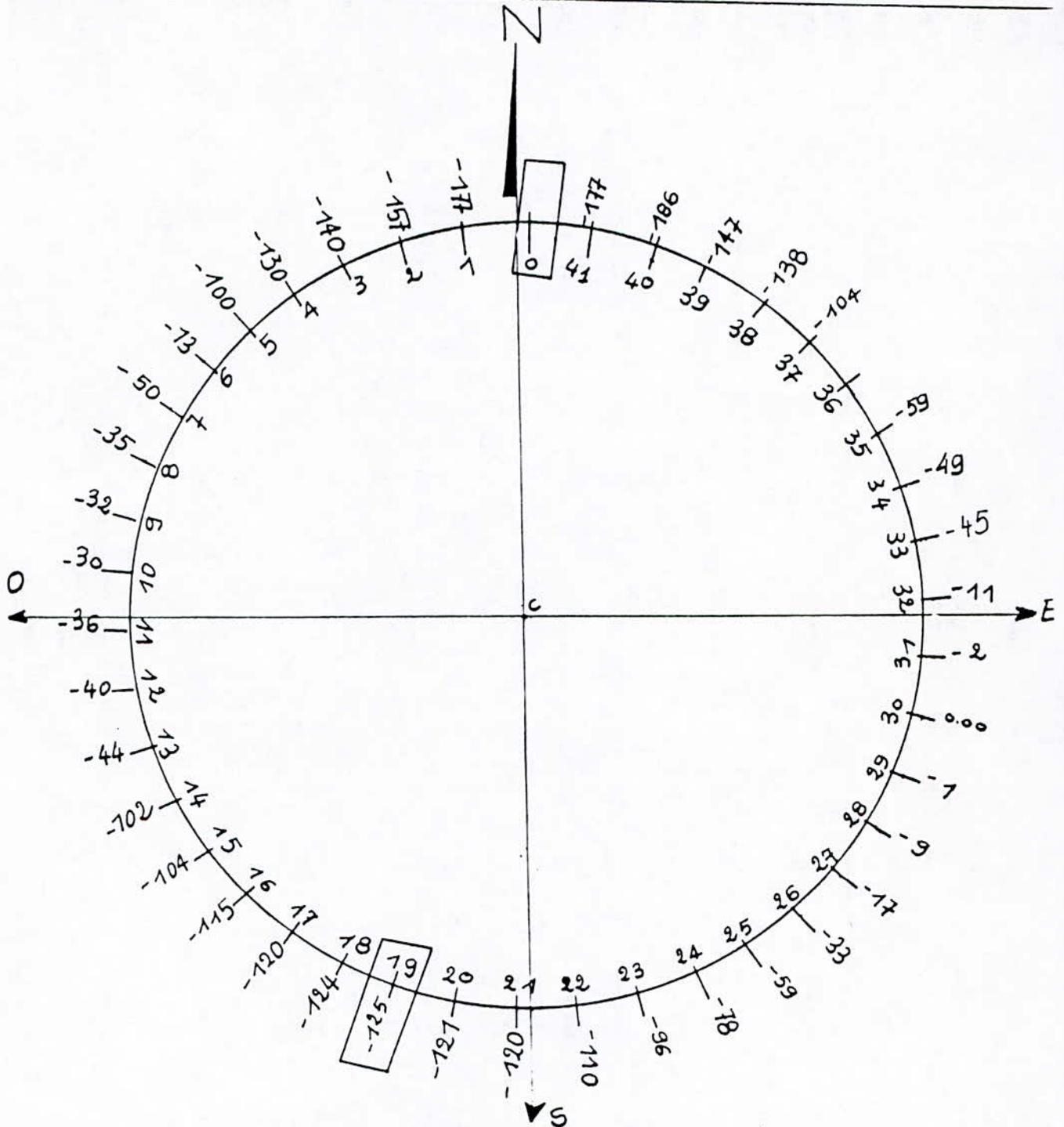


fig 1

SONATRACH TRANSPORT REGION
CENTRE (BEJAÏA)

LEVE DES AFFAISSEMENTS BAC R 13

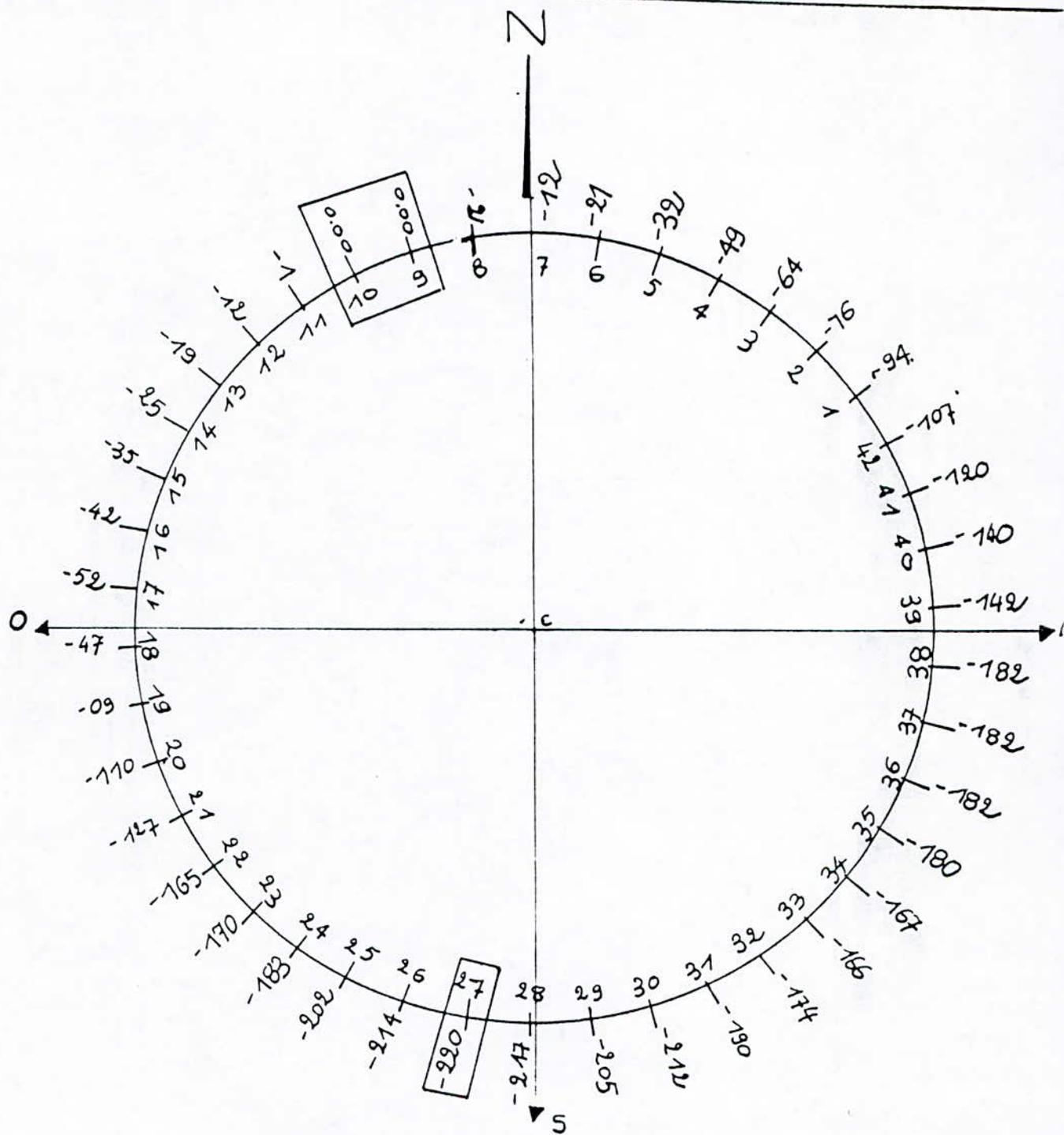


fig2

SONATRACH TRANSPORT REGION
CENTRE (BEJAIA)

LEVE DES AFFAISSEMENTS BAC C9

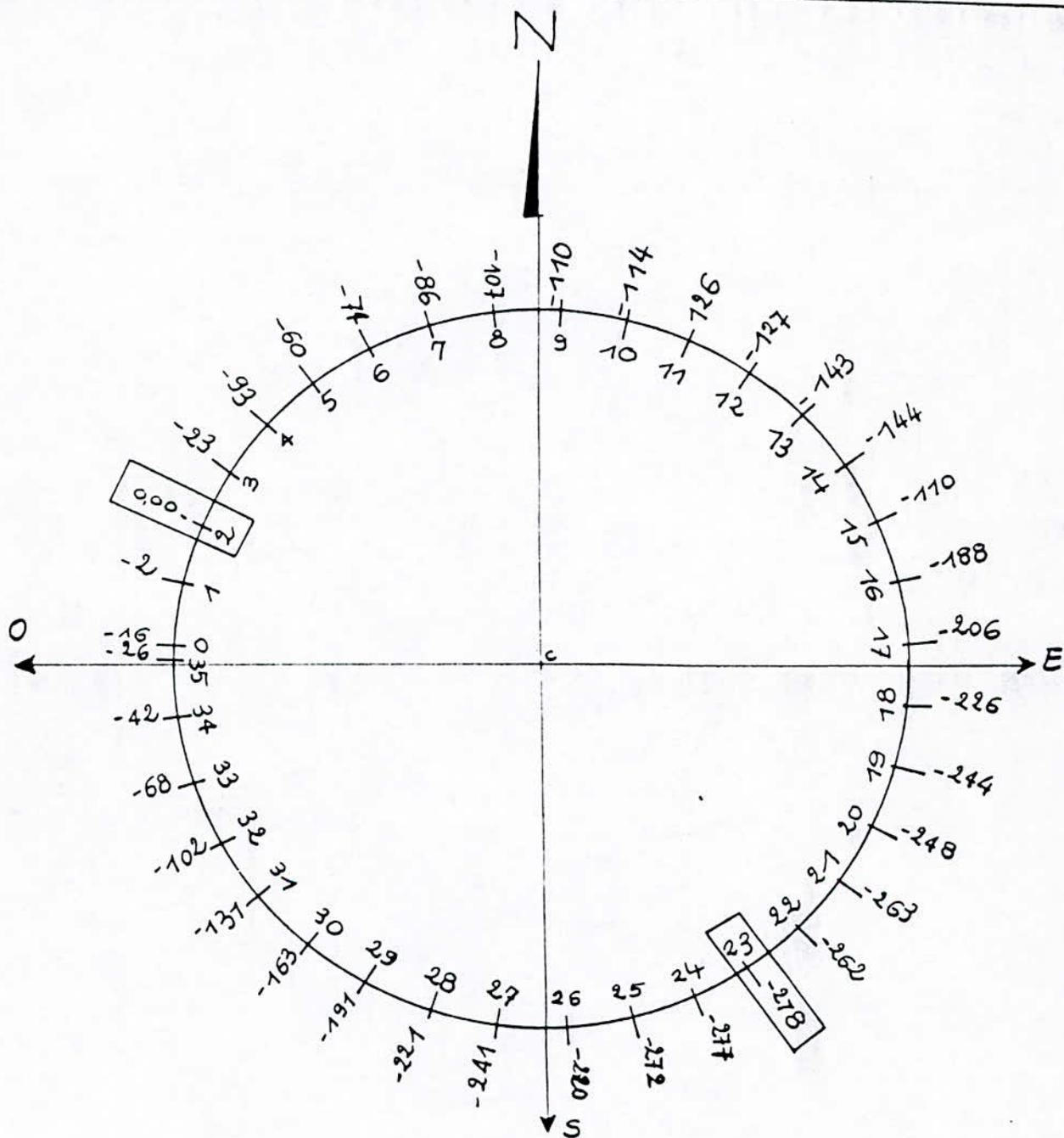
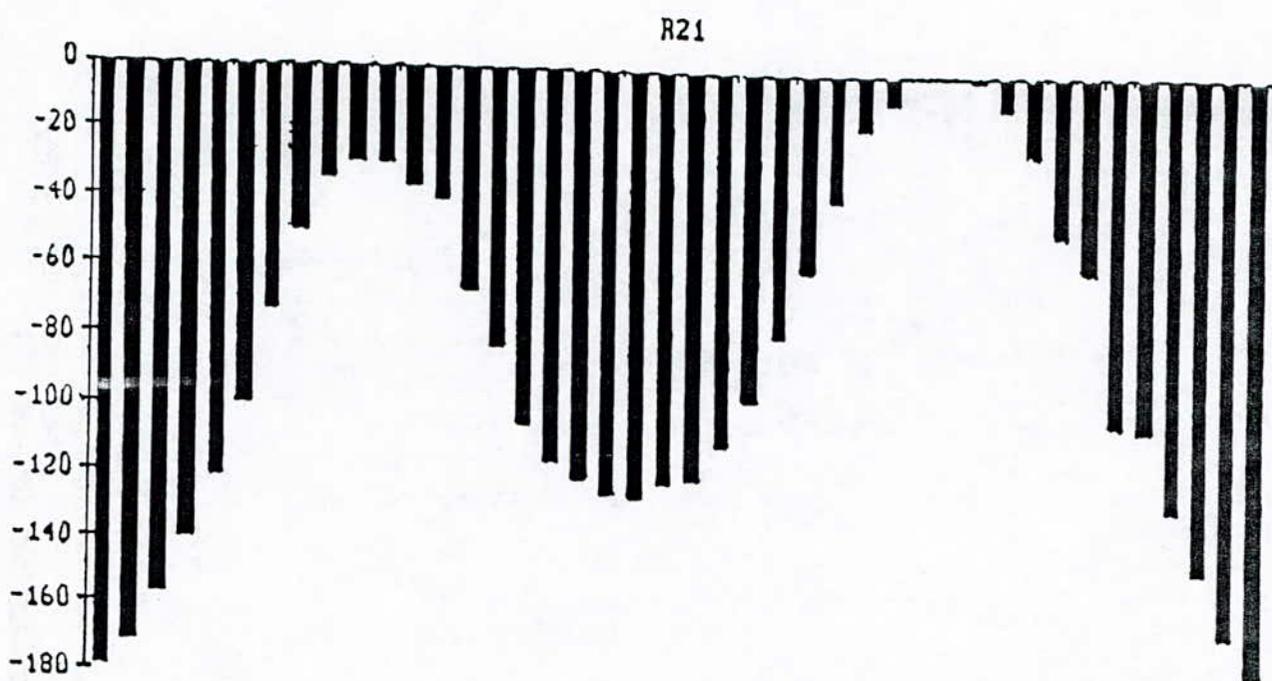


fig 3

*b - DIAGRAMME DES AFFAISSEMENTS DE LA PERIPHERIE
(Développement de la robe)*



affaissements

fig 4

DIAGRAMME INITIAL DES AFFAISSEMENTS

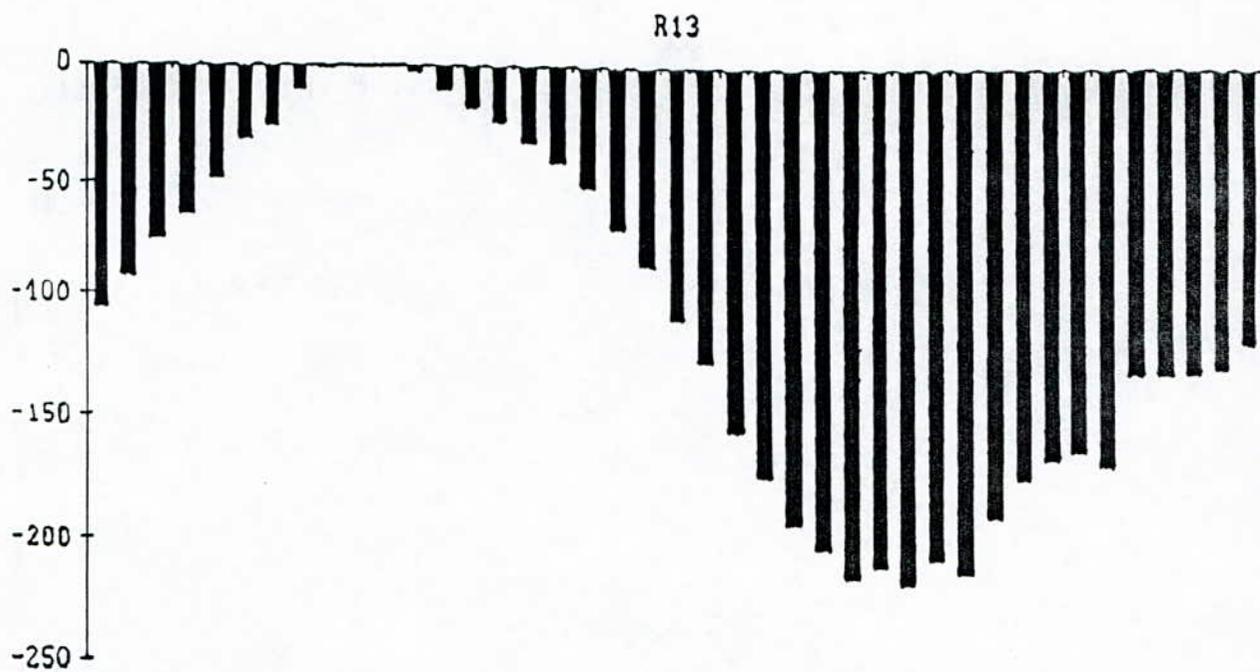
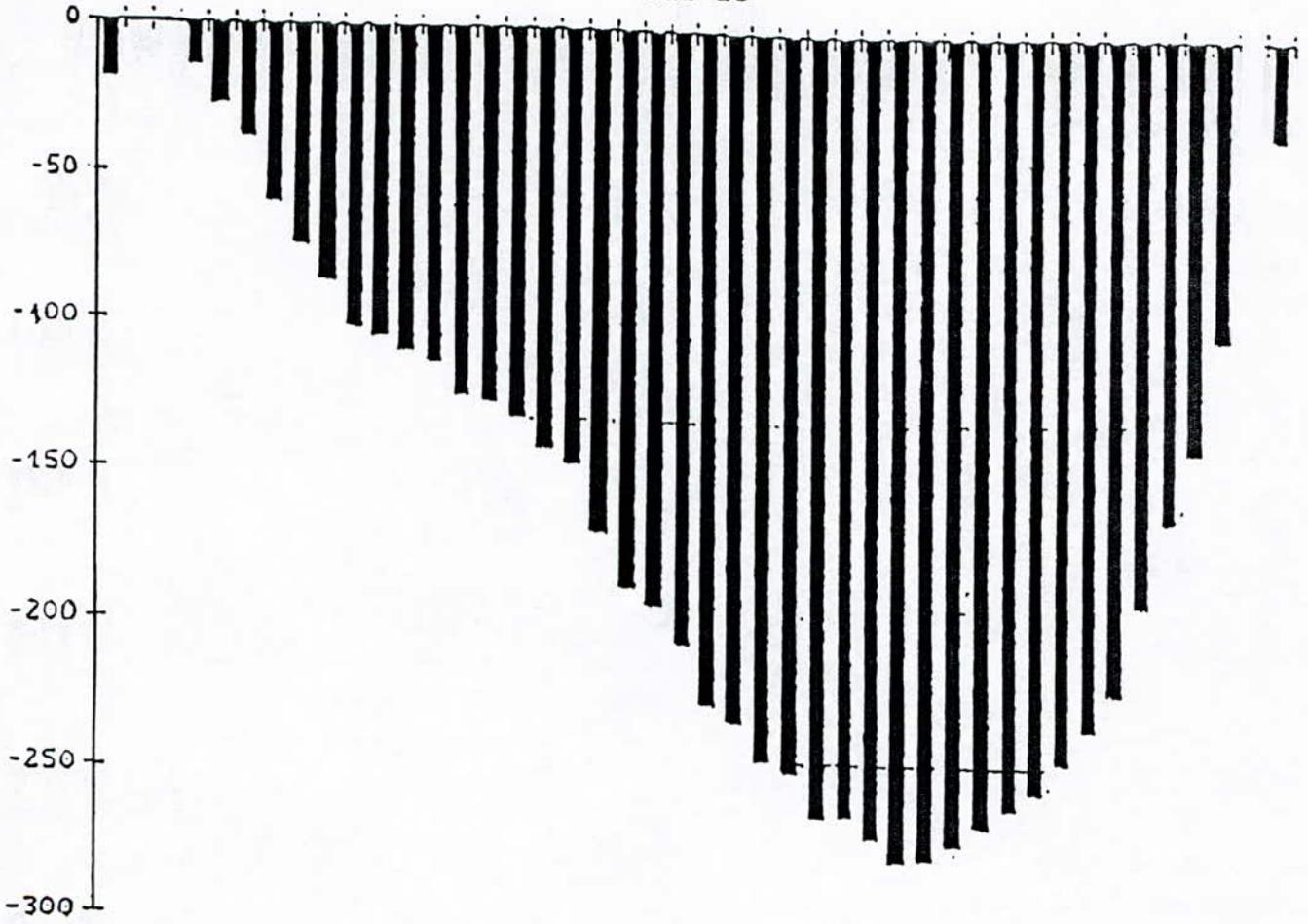


fig 5

bac c9



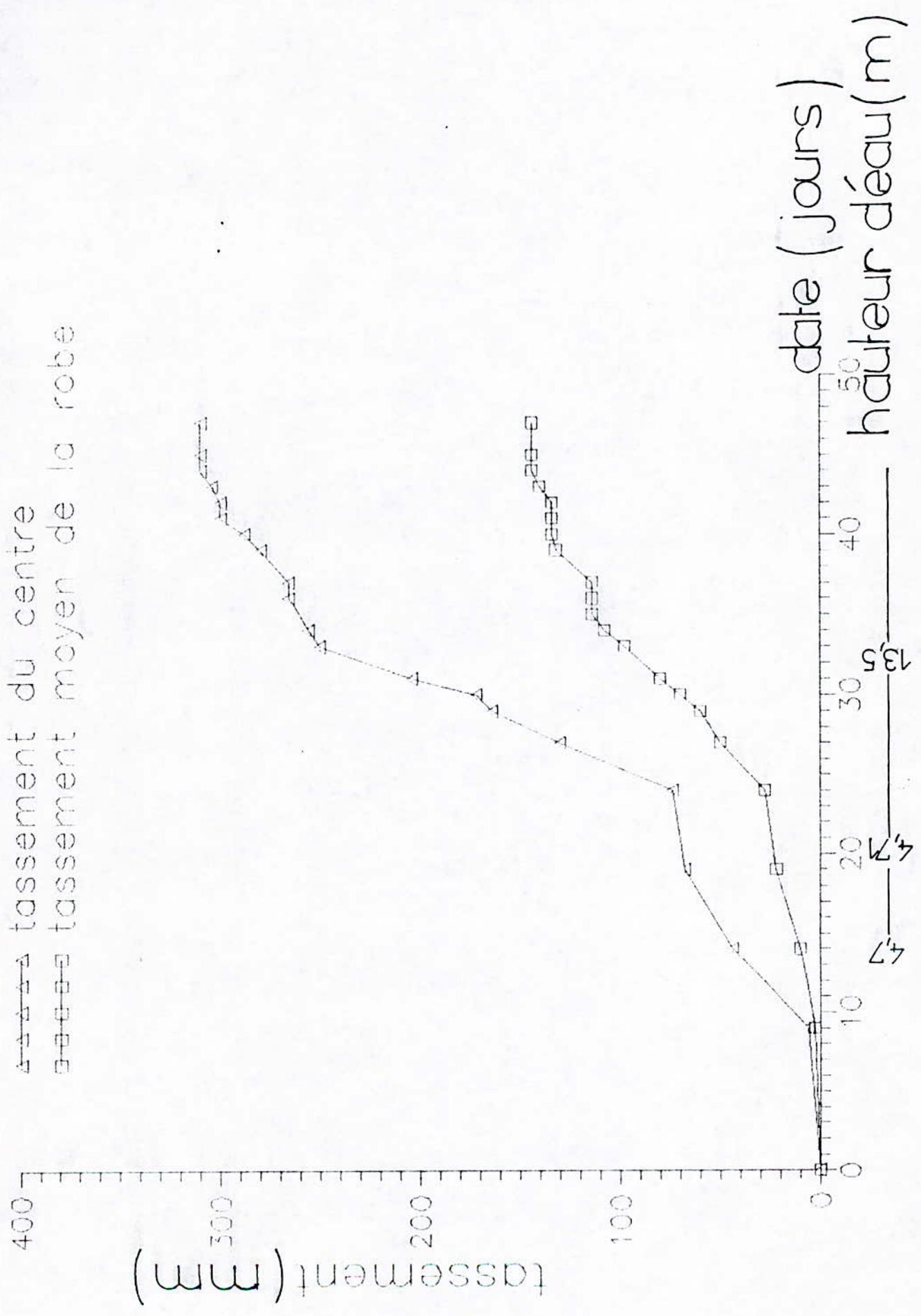
affaissements

fig 6

B - COURBES DE TASSEMENT

$$\Delta h = g(t)$$

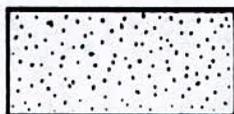
▲▲▲▲ tassement du centre
 □□□□ tassement moyen de la robe



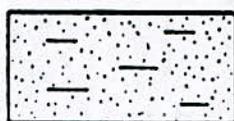
ANNEXE 4

A - COUPES LITHOLOGIQUES

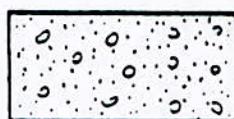
LEGENDE COUPES LITHOLOGIQUES



SABLE



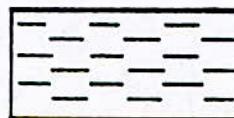
SABLE ARGILEUX



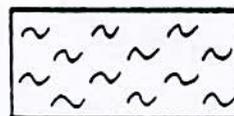
SABLE ET GRAVIER



LIMON



ARGILE



MARNE

COUPE LITHOLOGIQUE BAC R21

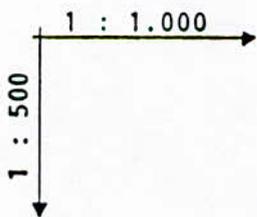
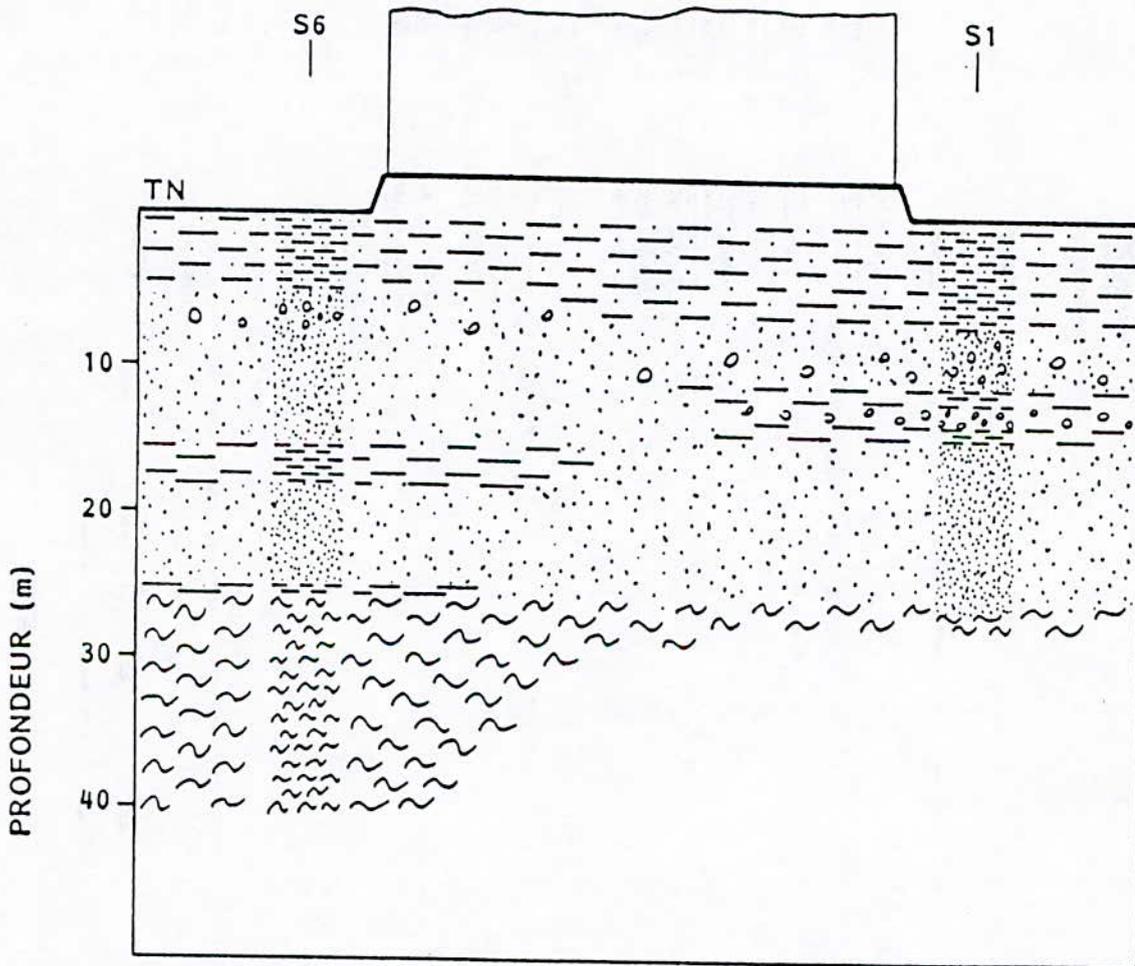


FIG. 1

COUPE LITHOLOGIQUE BAC R13

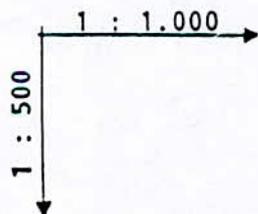
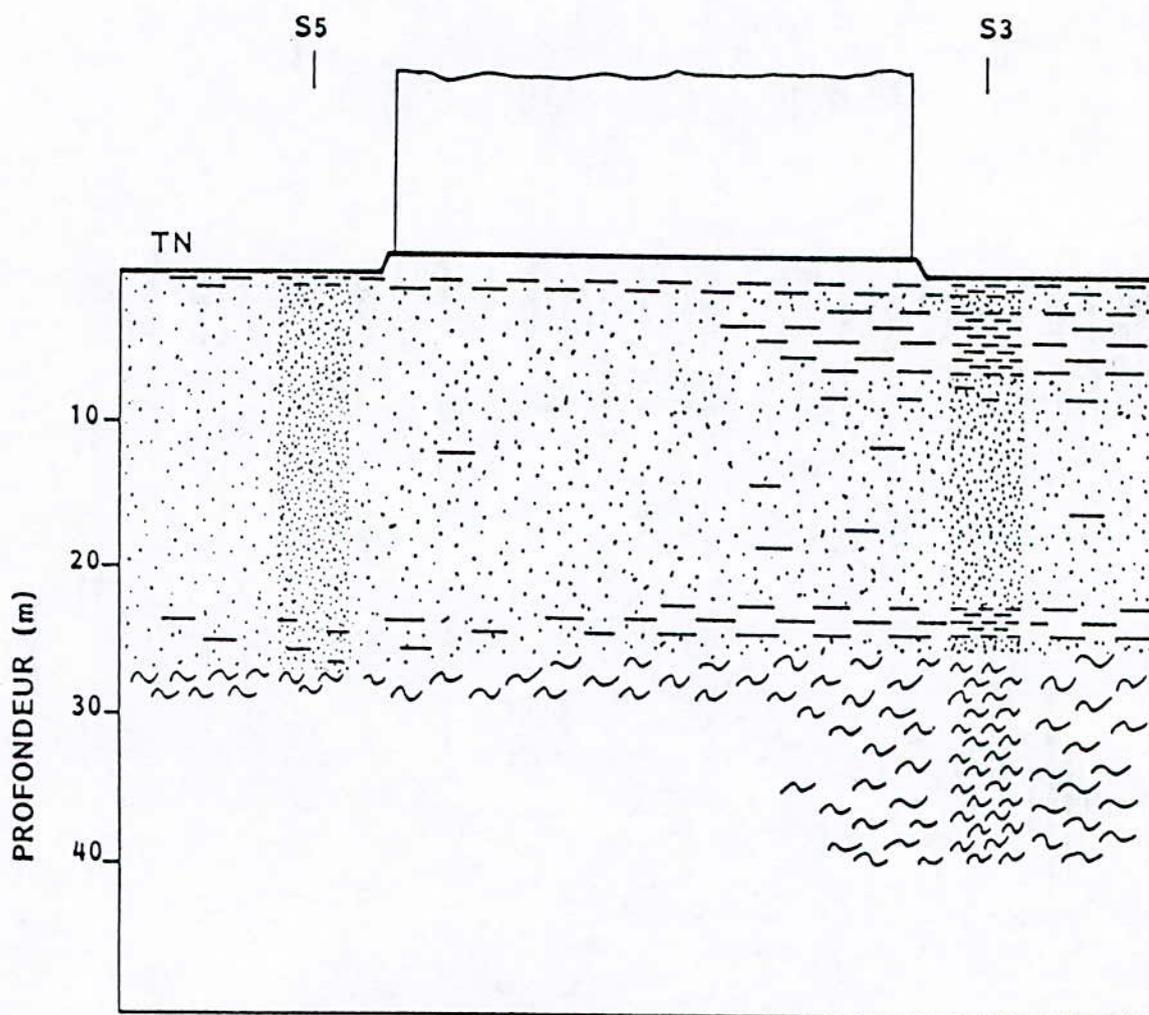


FIG.2

COUPE LITHOLOGIQUE BAC C9

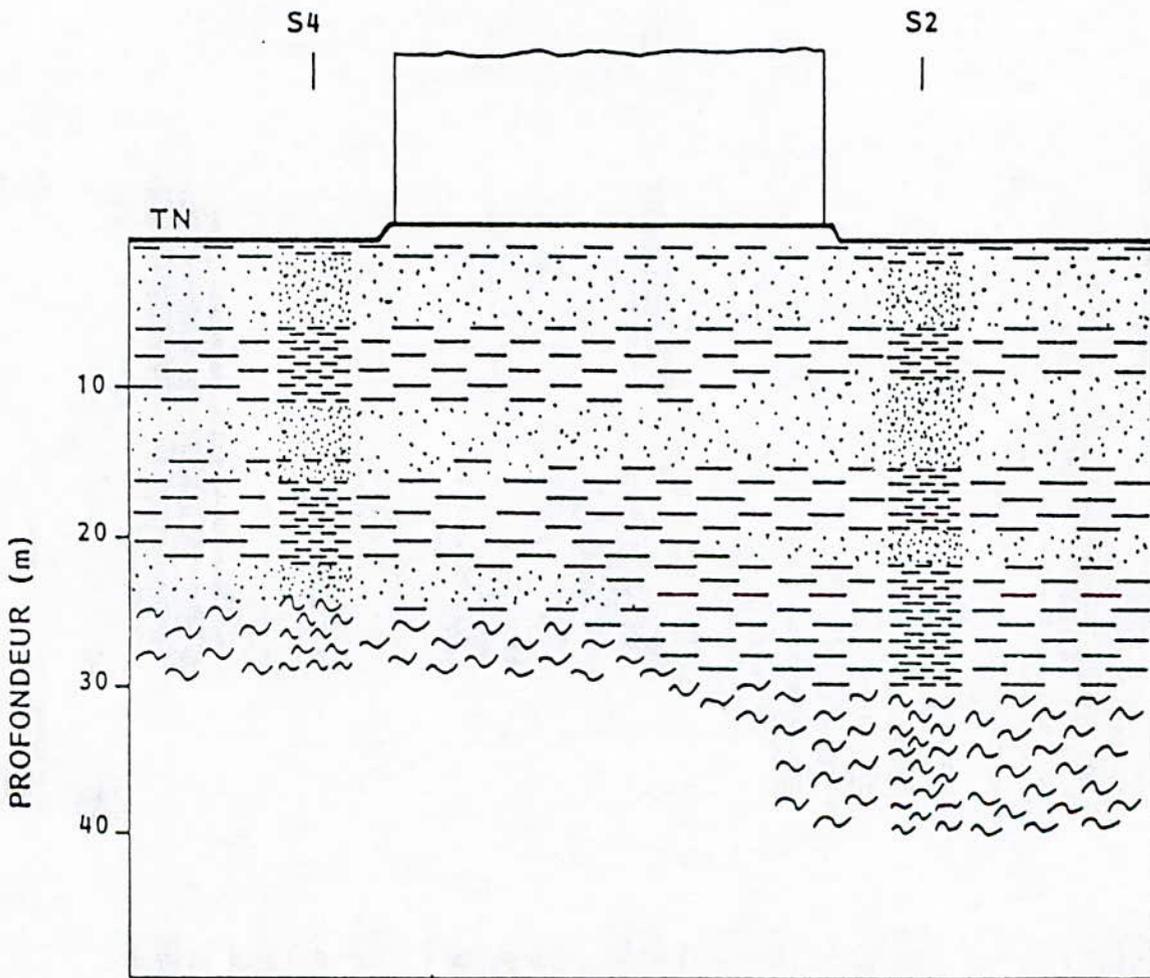
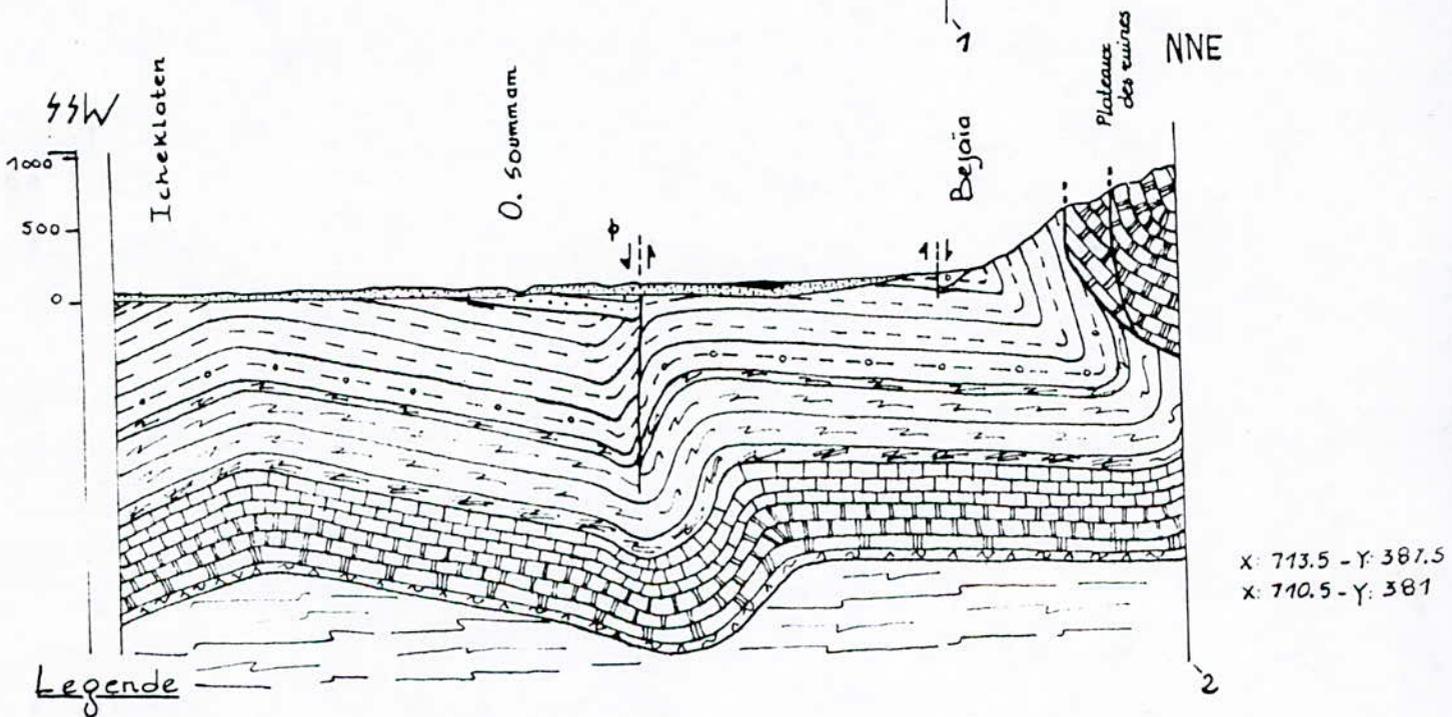
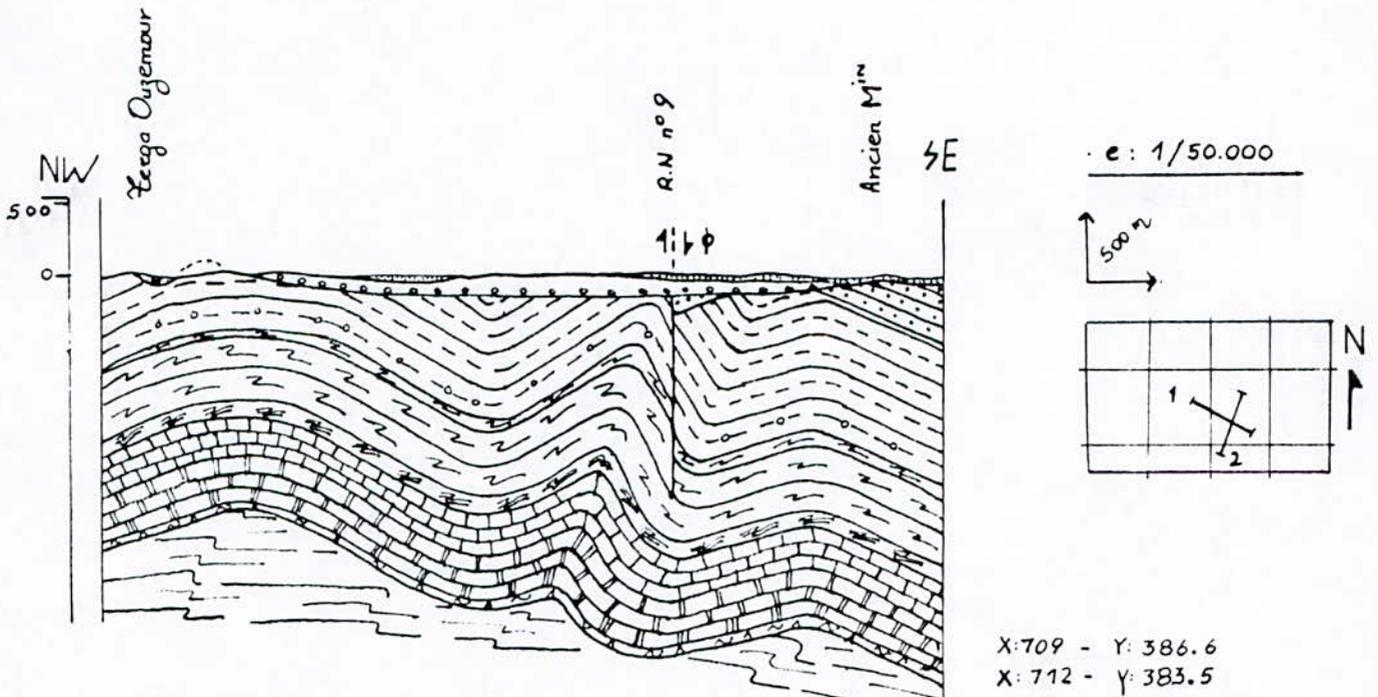


FIG. 3

B - COUPES GEOLOGIQUES



Legende

- | | | | | | |
|--|-------------------------|--|--------------------------|--|-------------------------|
| | Quaternaire. | | Albo-aptien. | | Trias. |
| | Miocène inférieur. | | Néocomien. | | Primaire métamorphique. |
| | Nummulitique supérieur. | | Jurassique supérieur. | | |
| | Crétacé supérieur. | | Lias supérieur - Dogger. | | |
| | | | Lias inférieur et moyen. | | |

ANNEXE 5

- *ABAQUES*

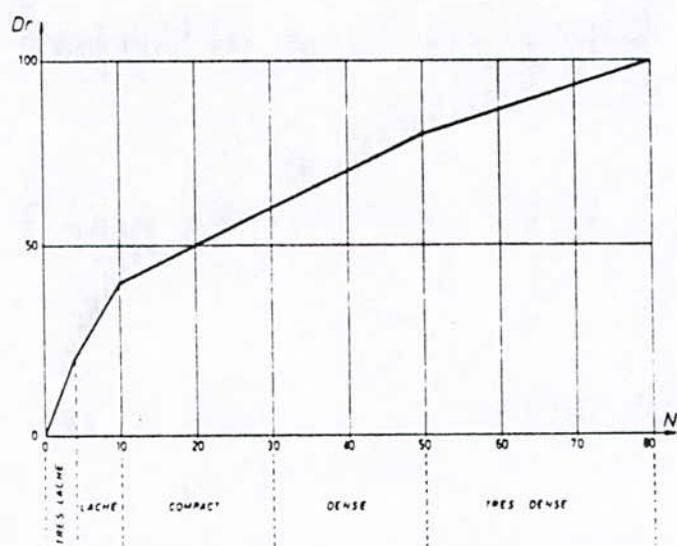


FIG. 1 — Densité relative.

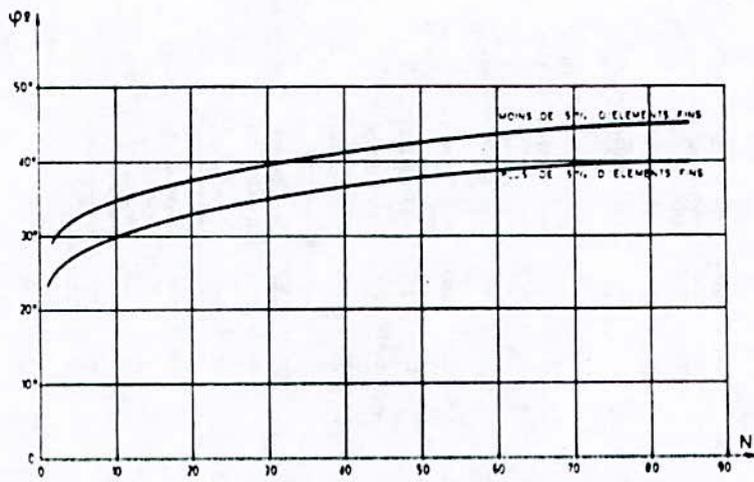


FIG. 2 — Corrélation entre S.P.T. et angle de frottement interne.

RELATION D.R.-Rp
SCHMERTMANN (1976)

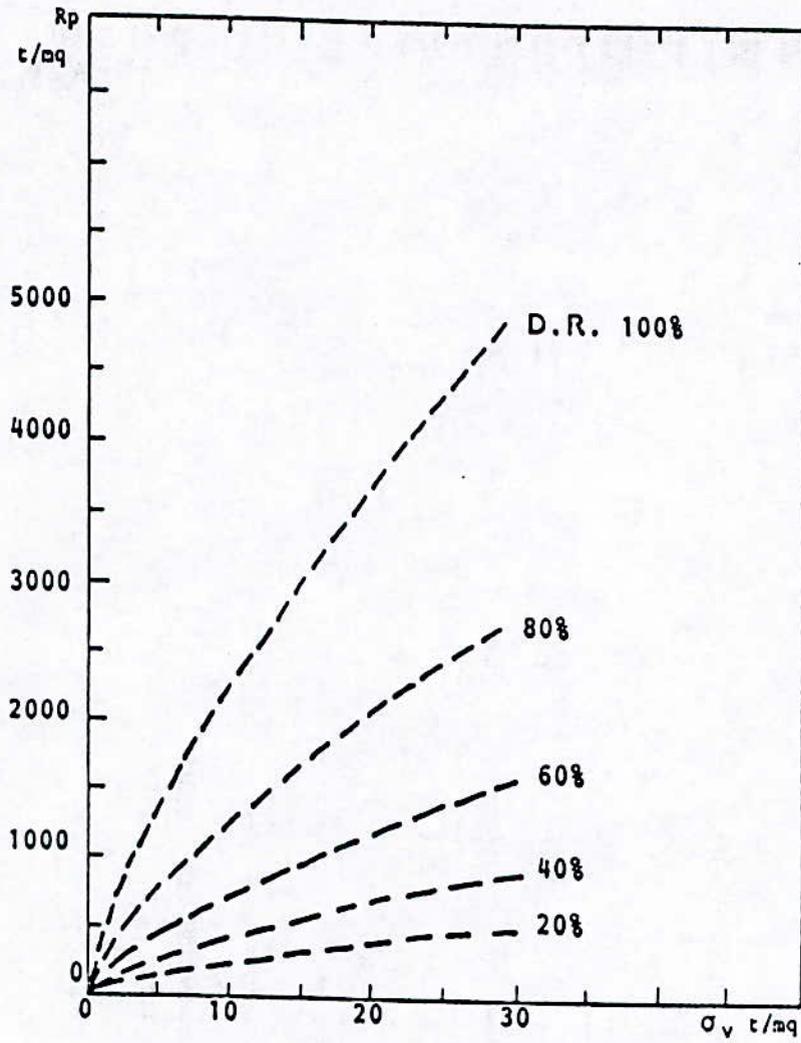
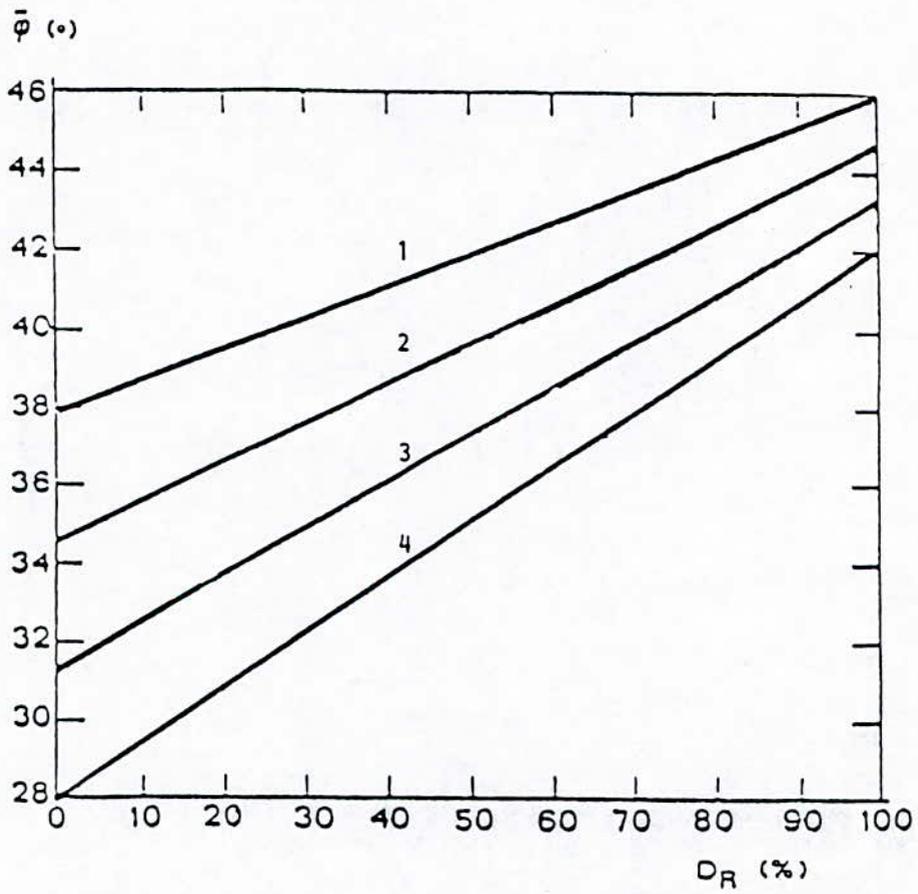


FIG. 3

RELATION COMPACTITE RELATIVE-ANGLE DE FROTTEMENT

Schmertmann (1977)



- 1 sable graveleux
- 2 sable grossier
- 3 sable moyen
- 4 sable fin

FIG. 4

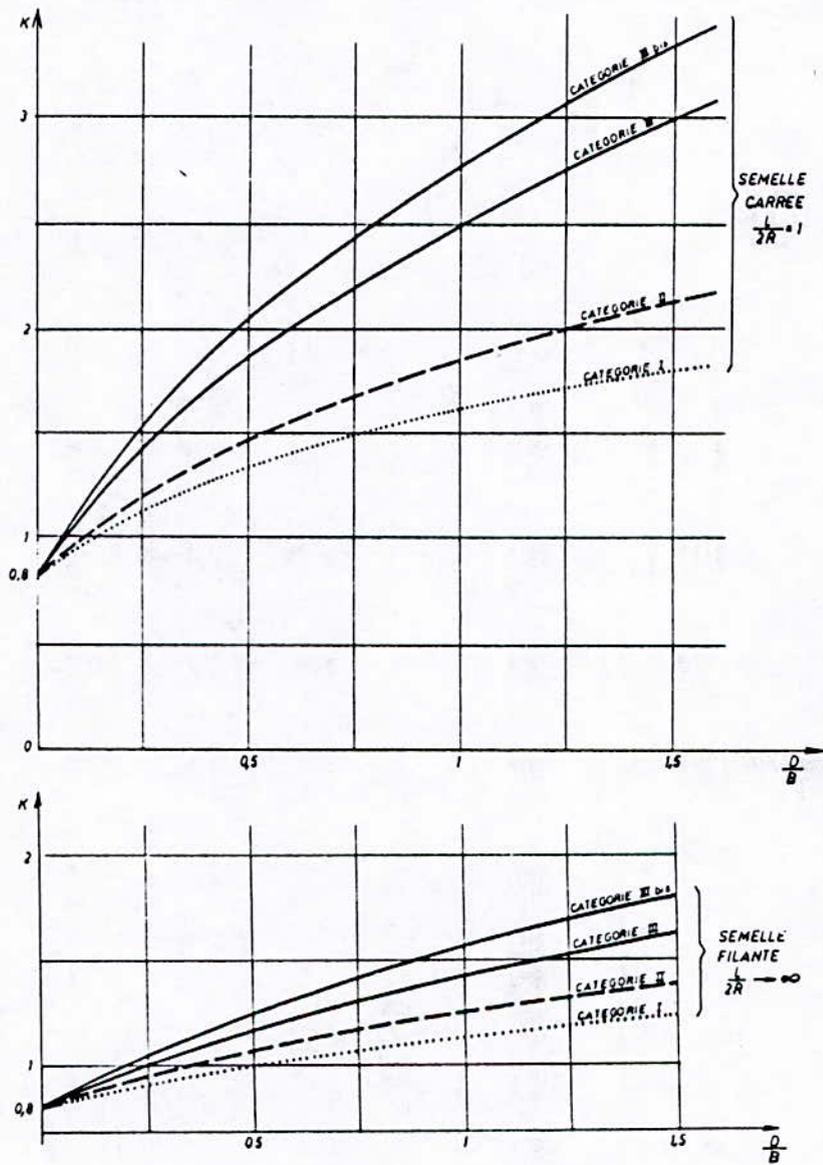


FIG. 5 — Facteur de portance dans la méthode pressiométrique.