



HAL
open science

Étude des propriétés géomécaniques des sédiments d'envasement de la retenue du barrage de Génissiat

Belkacem Mekerta

► **To cite this version:**

Belkacem Mekerta. Étude des propriétés géomécaniques des sédiments d'envasement de la retenue du barrage de Génissiat. Sciences de l'ingénieur [physics]. Institut National Polytechnique de Lorraine, 1995. Français. NNT : 1995INPL077N . tel-01776462

HAL Id: tel-01776462

<https://hal.univ-lorraine.fr/tel-01776462>

Submitted on 24 Apr 2018

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.



AVERTISSEMENT

Ce document est le fruit d'un long travail approuvé par le jury de soutenance et mis à disposition de l'ensemble de la communauté universitaire élargie.

Il est soumis à la propriété intellectuelle de l'auteur. Ceci implique une obligation de citation et de référencement lors de l'utilisation de ce document.

D'autre part, toute contrefaçon, plagiat, reproduction illicite encourt une poursuite pénale.

Contact : ddoc-theses-contact@univ-lorraine.fr

LIENS

Code de la Propriété Intellectuelle. articles L 122. 4

Code de la Propriété Intellectuelle. articles L 335.2- L 335.10

http://www.cfcopies.com/V2/leg/leg_droi.php

<http://www.culture.gouv.fr/culture/infos-pratiques/droits/protection.htm>

INSTITUT NATIONAL POLYTECHNIQUE DE LORRAINE

Ecole Nationale Supérieure de Géologie de Nancy

LABORATOIRE DE GÉOMÉCANIQUE

----- [M] 1995 MEKERTA, B

ECOLE DOCTORALE PROMEN

Service Commun de la Documentation
INPL
Nancy-Brabois

THÈSE

présentée à l'I.N.P.L.
en vue de l'obtention du grade de

DOCTEUR DE L'I.N.P.L.
EN GÉNIE CIVIL ET MINIER

par

Mr. Belkacem MEKERTA

Ingénieur d'État en Génie Civil (I.G.C.M.Oran)

TITRE DE LA THÈSE

ÉTUDE DES PROPRIÉTÉS GÉOMÉCANIQUES DES
SÉDIMENTS D'ENVASEMENT DE LA RETENUE DU
BARRAGE DE GÉNISSIAAT

Soutenue le 4 juillet 1995 devant la Commission d'Examen

Jury :

Mr.	N. MONGEREAU	Président et rapporteur (Professeur)
Mr.	W. PARZONKA	Rapporteur (Professeur)
Mr.	J.P. TISOT	Examineur (Professeur et Directeur de Thèse)
Mr.	G. AUVINET	Examineur (Professeur)
Mr.	P. BRUN	Examineur (Ingénieur)
Mr.	Y. GIULIANI	Examineur (Ingénieur)

AVANT - PROPOS

Tout d'abord, j'adresse mes sincères remerciements à Monsieur J.P. TISOT, professeur à l'ENSG, pour m'avoir accueilli au laboratoire de Géomécanique et qui m'a offert la possibilité de réaliser les travaux de recherche envisagés avant mon arrivée à Nancy. Qu'il trouve ici l'expression de ma profonde gratitude pour la confiance qu'il m'a témoigné tout au long de ce travail. J'ai beaucoup bénéficié surtout de sa compétence pratique et il m'a appris à réfléchir seul.

Je remercie en particulier toute l'équipe du C.N.R. (Compagnie Nationale du Rhône) avec laquelle une collaboration s'est instaurée et dont le soutien a contribué fortement à la réalisation matérielle de ce travail. Leur gentillesse, leur dévouement et leur aide m'ont beaucoup aidé. Il me sera impossible de citer chacun, mais à tous j'exprime ma reconnaissance et en particulier à Mrs : P. BRUN et Y. GIULIANI responsables au niveau de l'exploitation et de la gestion du Haut Rhône.

J'adresse mes remerciements à Monsieur N. MONGEREAU, Professeur à l'INSA de Lyon, pour l'intérêt qu'il a apporté à mes travaux de recherche et qui a bien voulu accepter la tâche de rapporteur. Je lui exprime mes remerciements les plus sincères.

C'est avec beaucoup de joie que je tiens à remercier Monsieur le professeur W. PARZONKA, actuellement doyen à l'université d'Agriculture de Wroclaw et qui a dirigé ma thèse de magister à Oran entre 1984 et 1986 ; il a su me faire profiter de son expérience enrichissante et surtout il m'a dirigé et motivé à poursuivre cette recherche. Je le remercie d'avoir accepté de participer à ce jury en tant que rapporteur.

Je suis très reconnaissant à Monsieur G. AUVINET, professeur à l'ENSG et actuellement chercheur à l'institut d'ingénierie de Mexico, d'avoir bien voulu jouer le rôle d'examineur, malgré ses nombreuses responsabilités. Je le remercie d'avoir apporté un enrichissement à mes travaux et d'avoir mené une analyse critique de ce mémoire, ce qui m'a permis de mettre au point certains aspects restés obscurs auparavant. J'ai beaucoup bénéficié de son expérience, je lui exprime mes remerciements les plus sincères.

Les travaux de recherche qui ont fait l'objet de cette thèse ont été réalisés au laboratoire de Géomécanique de l'École Nationale Supérieure de Géologie de Nancy, dirigé par Madame le professeur Françoise HOMAND. Je tiens à lui exprimer ma reconnaissance pour m'avoir accepté au laboratoire.

Ma gratitude s'adresse aux nombreuses personnes qui m'ont apporté leur concours dans la réalisation de ce mémoire : M. E. LEFEVRE, Mme D. PARMENTIER, M. M. ZIMMER et Melle N. PERNOT.

Ma gratitude s'adresse également à tous mes amis thésards pour leurs encouragements et leurs aides.

Je ne saurais oublier tout le personnel du laboratoire de Géomécanique, en particulier Mme M. LIZER pour son aide et sa gentillesse, M. J.P. TROALEN et Mme F. MASROURI avec lesquels on a eu beaucoup de discussions sur mes travaux de recherche ; leur expérience m'a été d'un grand secours.

Je suis heureux ici de remercier tous mes amis enseignants du département de Génie Civil et ainsi le personnel de l'ENSET d'Oran, pour les facilités qui m'ont été accordé quant à l'achèvement de ma thèse.

Mes remerciements et ma reconnaissance au personnel de l'institut de Génie Civil (I.G.C.M.O.), au sein duquel j'ai trouvé une aide appréciable dans toutes mes démarches, dont je ne pourrai oublier.

Enfin, j'adresse un grand merci à ma femme, pour sa patience et son aide morale, mes adorables enfants ; à mon père qui aurait été très fier de moi, ma tendre mère et sans oublier ma grand mère ; à mes beaux parents et à toute la famille.

RÉSUMÉ

On sait que les cours d'eau transportent des matières solides. Les dépôts qui en résultent dans les réservoirs diminuent leur capacité, ceci correspond à l'envasement des retenues de barrages.

La sédimentation et la distribution des sédiments dans les retenues constituent des problèmes complexes auxquels les constructeurs d'aujourd'hui sont confrontés. De plus les conditions ultérieures de tassement et de consolidation des dépôts sont influencées par plusieurs facteurs ; la concentration du débit solide, la hauteur du niveau d'eau dans les barrages, la nature des matériaux transportés et le milieu. Pour la conception et l'exploitation d'un barrage, la connaissance de la prévision des apports solides est d'un intérêt capital en vue d'adopter les solutions les plus appropriées aux problèmes du dévasement.

Le barrage de Génissiat sur le Rhône a fait l'objet de notre étude. Pour une bonne connaissance de la répartition spatiale des propriétés géomécaniques dans la retenue, 25 sondages d'une profondeur maximum de 6,45 m ont été exécutés en novembre 1992 de l'amont de la retenue jusqu'au pied du barrage sur une distance de 450 m environ.

Une investigation complète sur les propriétés physiques et mécaniques en fonction de la profondeur a été réalisée d'une manière systématique sur l'ensemble des prélèvements. Les résultats ont été étudiés tout d'abord d'une manière globale puis en essayant de trouver une répartition spatiale des propriétés étudiées.

Enfin, dans une dernière partie, deux méthodes différentes ont été utilisées afin d'essayer de reproduire la sédimentation naturelle dans une retenue de barrage.

La connaissance a priori des propriétés mécaniques des sédiments dans la retenue devrait permettre une meilleure organisation des opérations de dragage et une meilleure économie.

Mots-clés : retenue de barrage - envasement - reconnaissance par sondages - description-identification - consolidation-compressibilité - résistance au cisaillement - répartition spatiale - simulation au laboratoire

SOMMAIRE

INTRODUCTION	1
 CHAPITRE I : PHÉNOMÈNES DE SÉDIMENTATION DANS LES RETENUES DE BARRAGES - QUELQUES ASPECTS DU COMPORTEMENT MÉCANIQUE DES SOLS MOUS	
1.1 - Introduction	3
1.2 - Caractéristiques de l'envasement quantitatif des réservoirs	4
1.2.1 - L'érosion dans les bassins versants	4
1.2.2 - L'envasement des retenues	6
1.2.3 - Influences économiques	10
1.3 - Conditions de dépôt	10
1.4 - Consolidation des sols mous	11
1.4.1 - Analyse du tassement	11
1.4.2 - Analyse de la concentration	13
1.4.3 - Analyse de la consolidation des sols mous	18
1.4.3.1 - Relation entre les paramètres géotechniques et l'état de consolidation des couches	18
1.5 - Aspects rhéologiques des vases	22
1.5.1 - Modèle visqueux linéaire	22
1.5.2 - Modèle pseudo-plastique	23
1.5.3 - Modèle visco-plastique	24
1.6 - Aspects mécaniques de l'érosion des vases	24
1.6.1 - Comportement du type solide déformable avant rupture	28
1.6.2 - Influence de différents paramètres sur le comportement rhéologique des vases	28
1.7 - Moyens de lutte contre l'envasement	30
1.8 - Position du problème et but de la recherche	30
1.9 - Conclusions	31
 CHAPITRE II : ÉTUDE EXPÉRIMENTALE	
2.1 - Introduction	33
2.2 - Étude d'un cas réel de barrage envasé	33
2.2.1 - Description de l'ouvrage	33

-II-

2.2.2 - La sédimentation dans le Rhône.....	33
a - Le cas de Génissiat	33
b - L'Arve	36
2.2.3 - Résultats des campagnes de mesures bathymétriques dans la retenue de Génissiat.....	37
2.2.4 - Opérations de lutte contre l'envasement de la retenue de Génissiat.....	39
2.3 - Présentation générale des prélèvements et des types d'essais réalisés.....	40
2.4 - Définition des paramètres mesurés.....	42
2.4.1 - Essais systématiques.....	42
2.4.2 - Essais d'identification	43
2.4.3 - Essais mécaniques de longue durée.....	44
2.5 - Présentation des résultats	46
2.6 - Description des matériaux.....	47
2.7 - Description de l'état des matériaux	57
2.8 - Valeurs de la cohésion non drainée	64
2.8.1 - Cohésion au pic - cohésion résiduelle	64
2.8.2 - Cohésion remaniée	70
2.8.3 - Conclusion	77
2.9 - Compressibilité - État de consolidation.....	77
2.9.1 - Indice de compression	78
2.9.2 - Pression de consolidation	82
2.9.3 - Indice de gonflement	83
2.9.4 - Coefficient de consolidation.....	85
2.10 - Résistance au cisaillement à long terme	86
2.11 - Conclusions	90

**CHAPITRE III : RÉPARTITION SPATIALE DES PROPRIÉTÉS
GÉOMÉCANIQUES DANS LA RETENUE**

3.1 - Introduction	93
3.2 - Méthodologie.....	93
3.2.1 - Propriétés étudiées.....	93
3.2.2 - Méthodes d'interpolation en plan.....	94
3.2.3 - Variations des propriétés avec la profondeur	94
3.2.4 - Corrélations entre propriétés	95
3.3 - Géométrie du dépôt de sédiments.....	95
3.3.1 - Position des sondages.....	95

3.3.2 - Coupes stratigraphiques	96
3.3.3 - Relief du fond de la retenue	101
3.4 - Paramètres statistiques et courbes d'isovaleurs des propriétés géomécaniques.	106
3.4.1 - Cohésion non drainée au pic C_u	107
3.4.2 - Cohésion résiduelle $C_{rés}$	115
3.4.3 - Teneur en eau naturelle ω_i	118
3.4.4 - Poids volumique humide γ_h	122
3.4.5 - Poids volumique sec γ_d	126
3.4.6 - Cohésion remaniée C_{rem}	130
3.4.7 - Représentation d'autres propriétés géomécaniques en fonction des coordonnées X et Y	135
a - Indice de liquidité I_L	135
b - Sensibilité S	139
c - Valeur au bleu V_b	142
d - Granulométrie.....	145
3.4.8 - Conclusion	149
3.5 - Étude par zones	151
3.6 - Analyse des variations linéaires des propriétés géomécaniques en fonction de la profondeur et par zones	153
3.6.1 - Cohésion intacte-profondeur	153
3.6.2 - Teneur en eau naturelle-profondeur.	154
3.6.3 - Cohésion résiduelle-profondeur	155
3.6.4 - Cohésion remaniée-profondeur	155
3.6.5 - Indice de liquidité-profondeur	155
3.7 - Analyse de corrélation entre variable	156
3.7.1 - Analyse en composantes principales	156
3.7.2 - Résultats de l'ACP	156
3.7.3 - Cohésion au pic - cohésion résiduelle - cohésion remaniée	158
3.7.4 - Relation entre cohésion non drainée et indice de liquidité.....	160
3.7.5 - Relation entre teneur en eau et cohésion	160
3.7.6 - Recherche d'autres formes de corrélations entre variables.....	161
3.8 - Conclusions	163

CHAPITRE IV : ESSAIS DE SIMULATION AU LABORATOIRE DES PROPRIÉTÉS GÉOMÉCANIQUES DU MATÉRIAU

4.1 - Introduction	165
4.2 - Étude dans les colonnes de sédimentation	166
4.2.1 - Mise en place du matériau	166
4.2.2 - Sédimentation dans les colonnes.....	168
4.2.3 - Résultats des essais sur colonnes.....	170
4.2.4 - Cohésion-indice de liquidité.....	175
4.2.5 - Essais mécaniques lents.....	178

4.3 - Etude sur échantillons consolidés de petites dimensions	181
4.4 - Conclusions	186
CONCLUSION GÉNÉRALE	189
RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES	193

ANNEXES

Annexe 1 : Résultats des essais systématiques et mécaniques des sondages	197
Annexe 2 : Résultats des essais oedométriques des sondages	223
Annexe 3 : Coupes stratigraphiques des propriétés géomécaniques des sondages à la même profondeur par rapport au fond de la retenue et le long d'un même axe	237
Annexe 4 : Coupes stratigraphiques des propriétés géomécaniques des sondages par rapport au niveau du plan d'eau, relativement au fond de la retenue et le long d'un même axe	249
Annexe 5 : Coupes stratigraphiques des propriétés géomécaniques des sondages correspondant à des creux et à des bosses	257
Annexe 6 : Tableaux des paramètres statistiques des propriétés géomécaniques des sondages	263

INTRODUCTION

Les barrages sont alimentés par des cours d'eau charriant en général des sédiments. Ces sédiments se déposent dans la retenue au fur et à mesure de leur arrivée, entraînant ainsi une diminution du volume d'eau stockée. Dans le cas d'un barrage hydroélectrique, la quantité d'électricité qu'il peut produire dépend directement de ce volume. Ce phénomène entraîne une perte de potentiel allant jusqu'à annuler dans certains cas l'amortissement d'un barrage, aussi de nombreux moyens sont mis en oeuvre pour lutter contre ce dommage.

Un des barrages envasés en France, qui fait l'objet de notre étude, est le barrage de Génissiat qui se trouve dans le département de l'Ain. Ce barrage est situé sur le fleuve du Rhône et alimente une importante usine hydroélectrique. L'ensemble de la retenue a été le siège d'une campagne de 25 sondages durant l'automne 1992. Les prélèvements carottés à l'aide d'un carottier Küllenberg, ont été réalisés en plusieurs endroits. La profondeur de prélèvement varie de 0,65 à 6,45 m, ces sondages s'étendent de l'amont de la retenue jusqu'au pied du barrage sur une distance de 450 m environ.

L'envasement des retenues est le thème principal de la présente thèse.

Le travail que nous présentons ici s'établit de la manière suivante :

Le premier chapitre pose le problème de l'envasement des retenues. Après l'examen du processus d'envasement et la présentation des différents barrages envasés dans le monde ; les méthodes de lutte contre la sédimentation sont abordées. Nous avons posé le problème dans son ensemble, par la présentation des différentes phases conduisant à l'envasement d'une retenue de barrage ; c'est à dire les phénomènes d'érosion dans les bassins versants, le dépôt et la consolidation de ces sédiments dans la retenue. Puis nous avons fait une analyse des travaux antérieurs concernant les propriétés géomécaniques des sédiments faiblement consolidés.

Le second chapitre est consacré à la présentation détaillée de la retenue envasée de Génissiat. Nous abordons l'étude géomécanique des sédiments par les essais d'identification et les essais mécaniques. Les caractéristiques lithologiques y sont également évoquées. Ce chapitre permettra de connaître surtout les propriétés géomécaniques en fonction de la profondeur, des sédiments rencontrés dans la retenue.

Dans le troisième chapitre, on s'est intéressé à l'analyse des données des résultats expérimentaux et à la répartition spatiale des propriétés géomécaniques dans la retenue. Ceci, permettra de se rendre compte de la variation de ces propriétés dans la retenue.

Enfin, dans le quatrième chapitre, on a simulé au laboratoire les propriétés géomécaniques des sédiments de la retenue étudiée, et ceci afin de permettre de comparer avec les résultats expérimentaux du chapitre 2.

Les principales conclusions sont résumées en dernier.

CHAPITRE 1 : PHÉNOMÈNES DE SÉDIMENTATION DANS LES RETENUES DE BARRAGES - QUELQUES ASPECTS DU COMPORTEMENT MÉCANIQUE DES SOLS MOUS

1.1 - Introduction

Les agents atmosphériques tels que la pluie, le gel, le vent causent l'érosion des terres et le ruissellement assure le transport des matières solides vers les cours d'eau. Les retenues de barrages constituent une aire privilégiée pour le dépôt des matières solides érodées et, de ce fait, de nombreux réservoirs se sont comblés et d'autres sont en train de l'être à une vitesse inquiétante. Les dépôts qui en résultent dans les retenues de barrages diminuent leur capacité par des phénomènes d'envasement. Cet envasement, s'il n'est pas très gênant pour les petits barrages à vocation touristique, peut être très compromettant pour le bon fonctionnement des grands barrages hydroélectriques, souvent placés sur des cours d'eau à fort débit, et par conséquent à fort apport sédimentaire. Les pertes économiques directes et la difficulté, voire souvent l'impossibilité, de trouver un site de remplacement font que, dans plusieurs régions du globe, l'envasement des retenues est un grave problème auquel sont confrontés les responsables des aménagements hydrauliques.

La distribution des sédiments rencontrés dans les retenues est un phénomène complexe. Outre les actions à entreprendre sur toute l'étendue du bassin versant dans le but de réduire le taux d'érosion et (ou) de transport, la lutte contre la sédimentation au niveau de la retenue elle-même passe par la réponse préalable à deux questions :

- 1 - quelles sont les dispositions constructives à adopter lors de la conception du barrage ? ;
- 2 - comment gérer et exploiter la retenue ? .

La présente thèse est une contribution à la formulation de réponses à la deuxième question.

Les conditions ultérieures de tassement et de consolidation des dépôts sont influencées par plusieurs facteurs ; la concentration du débit solide qui varie très fortement en fonction du climat, de la géologie et de la couverture végétale ; la hauteur du niveau d'eau dans les barrages ; la nature des matériaux transportés et le milieu. Outre la détermination de la fréquence du dragage, il est nécessaire au constructeur, ou à défaut à l'exploitant de connaître l'exacte répartition spatiale des sédiments dans la retenue, afin d'éviter des problèmes d'engorgement, voire d'obturation des bouches de prise d'eau.

Nous allons présenter dans ce premier chapitre les différentes phases et conséquences conduisant à l'envasement des retenues de barrages ; entre autres nous montrerons les différentes recherches essentielles concernant les comportements et les aspects physiques, rhéologiques et mécaniques des sédiments rencontrés. Enfin, nous justifierons l'importance économique et pratique de nos travaux de recherche.

1.2 - Caractéristiques de l'envasement quantitatif des réservoirs

1.2.1 - L'érosion dans les bassins versants

Le taux d'érosion est généralement important et les quantités transportées sont extrêmement variables suivant les dispositions du bassin, les pentes des rives, l'état de végétation, etc.

On définit l'importance de ce phénomène par le taux annuel d'érosion (par exemple en $t/Km^2/an$). Ce paramètre peut varier de quelques dizaines à plusieurs milliers (BERTHIER et al., 1970). Parmi les travaux existants, on peut citer ceux de DEMMAK, (1982), qui a étudié l'érosion dans les bassins et le transport solide en rivières algériennes dans la période 1972-1979. La figure 1-1 montre la distribution de l'érosion pour différents bassins versants (BELLESORT, 1982). Par contre en France la distribution de l'érosion varie entre 130 et 3500 $t/Km^2/an$ (QUESNEL, 1973). L'érosion est importante surtout dans les zones semi-arides (OLIVRY), (HALITION, 1988).

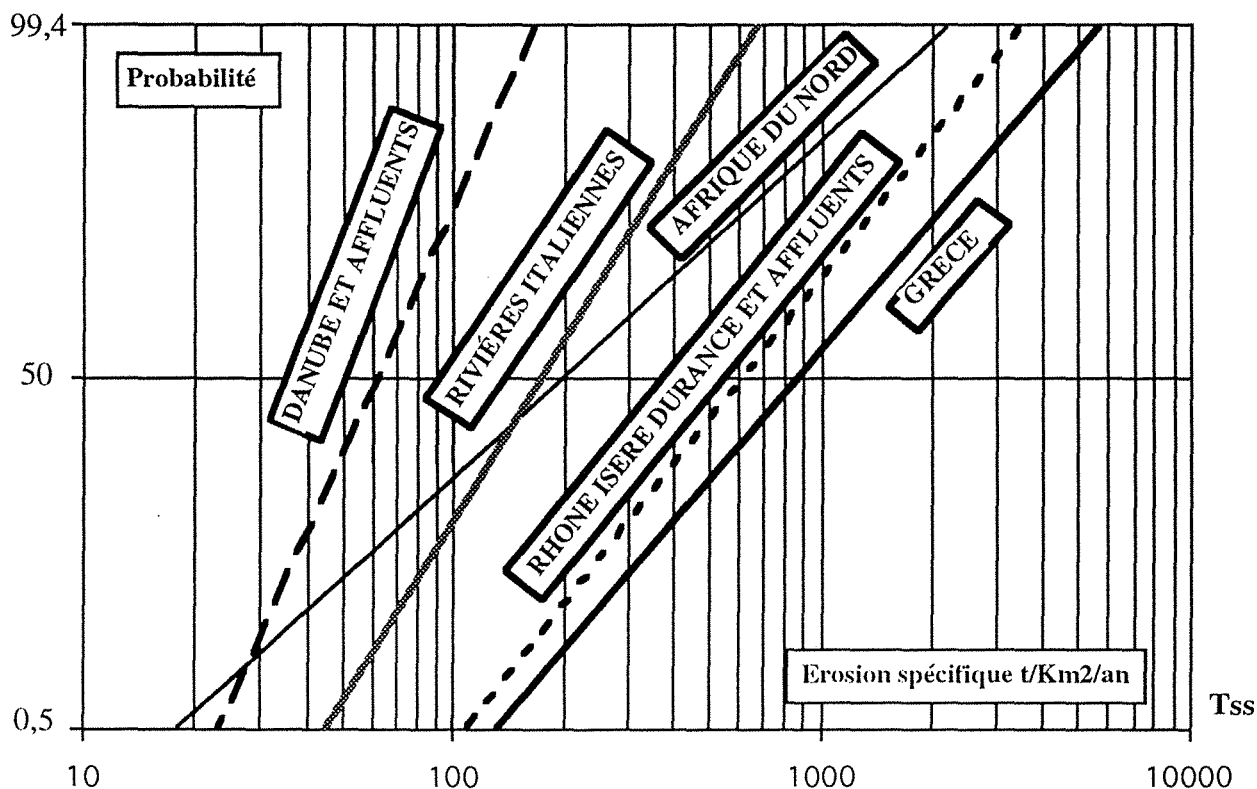


Fig. 1-1 - Distribution de l'érosion pour différents bassins versants (BELLESORT, 1982).

La distribution de ces sédiments transportés dans les retenues est un phénomène compliqué. D'une façon générale la granulométrie des matériaux déposés dans les réservoirs est graduellement décroissante de l'amont vers l'aval (PARZONKA, 1967-1986). Une fois ces sédiments arrivés dans une retenue, ils se déposent de manière différenciée (KELLER et BOUCHARD, 1986).

La matière volumineuse qui est amenée par charriage se dépose tout près de l'entrée de la retenue en forme de delta, il s'agit des matériaux les plus grossiers (fig. 1-2). Cette quantité transportée par charriage est de l'ordre de 10 à 40% de la quantité totale des sédiments transportés.

Les matériaux transportés en suspension se déposent d'une manière plus ou moins uniforme et dans différentes parties de la retenue. Les plus fins peuvent même arriver près du barrage où là ils décantent (fig. 1-3). Généralement la quantité de sédiments en suspension est égale 5 à 10 fois le volume de celui en charge assise (en dépôt).

C'est là un schéma classique de l'envasement d'une retenue de barrage. Cependant, il est simpliste puisque qu'il suppose constant le niveau d'eau dans la retenue. En fait, le niveau variant, sa baisse a pour effet de remanier le talus des particules grossières. De plus, les crues fort chargées

n'arrivant pas toujours à retenue pleine, les matériaux grossiers qu'elles transportent peuvent se déposer très loin à l'aval, voire même parfois, au pied du barrage.

Enfin les caractéristiques géographiques des bassins versants peuvent favoriser beaucoup plus l'érosion, le transport et les dépôts des matériaux solides.

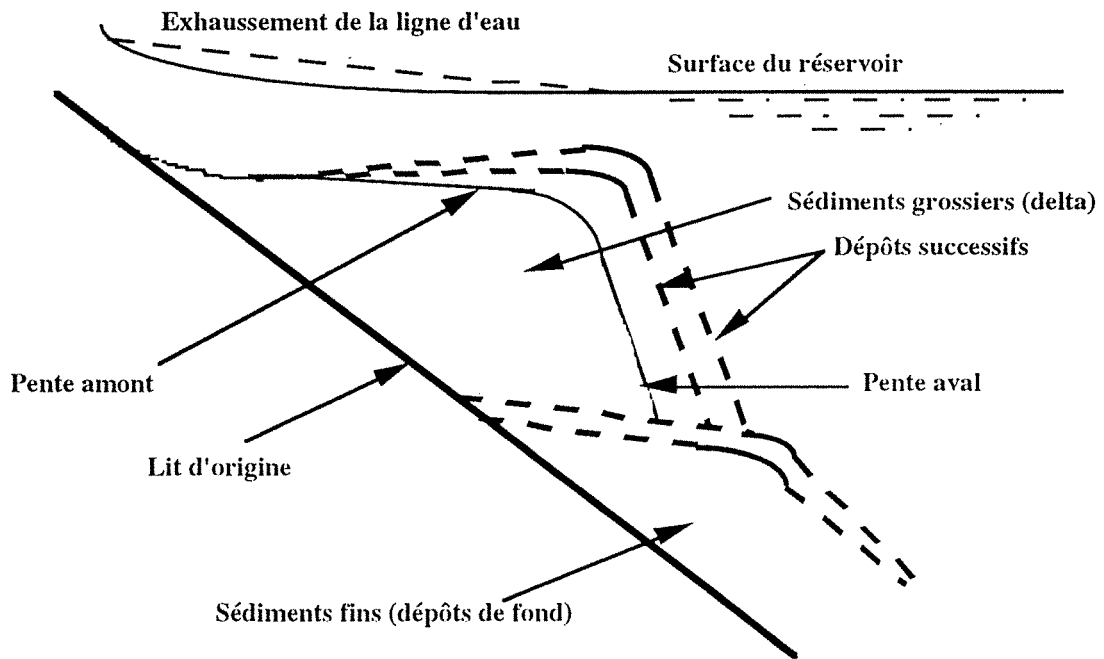


Fig. 1-2 - Progression du delta d'éléments grossiers (KELLER et BOUCHARD, 1986).

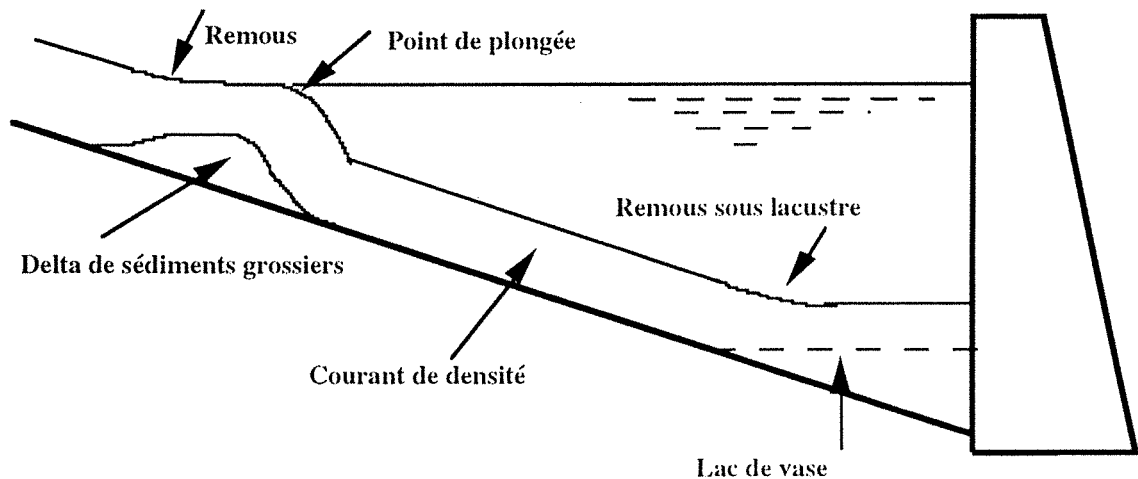


Fig. 1-3 - Comportement des sédiments fins (KELLER et BOUCHARD, 1986).

L'analyse des facteurs intervenant dans l'érosion des bassins versants a conduit les chercheurs à proposer des équations faisant intervenir divers paramètres comme : la pluie, la nature du sol, la pente, la végétation, etc. L'équation la plus répandue pour calculer l'érosion superficielle est l'équation universelle des pertes des sols (Universal Soil Loss Equation, U. S. L. E.) (WISHMEIER et SMITH, 1960 in HARTI et YACOUBI, 1992).

$$T = R * K * L * S * C * P$$

T : érosion moyenne annuelle des sols en t/Km²/an
 R : facteur d'agressivité climatique lié à l'énergie de pluie
 K : facteur d'érodabilité relative du sol
 L : coefficient de longueur de pente
 S : coefficient de déclivité

La variation relative de ces facteurs est de 1 à 40.

C : coefficient d'exploitation représentant l'influence de la végétation et du travail du sol, sa variation est de 1 à 100 et dépend de l'occupation du sol
 P : coefficient de protection contre l'érosion (lié à la lutte contre l'érosion)

1.2.2 - L'envasement des retenues

En ce qui concerne l'Algérie, des valeurs plus précises peuvent être trouvées dans les publications de DEMMAK, (1982), PARZONKA, (1984-1986), PARZONKA et KORSO, (1984), E.N.R.B., (1984) et M.T.P.C., (1970). L'envasement des retenues en Algérie est présenté dans le tableau 1-I. Les concentrations moyennes de l'eau T_S dans les oueds pendant les crues varient de 50 à 150 g/l et les valeurs maximales atteignent même 500 à 600 g/l et plus.

L'érosion spécifique dans 30 bassins versants étudiés varie entre 30 et 3350 t/Km²/an. Quinze bassins situés dans la région de Cheliff et le côtier algérois produisent des débits solides aux taux d'érosion T_{ss} supérieurs à 1000 t/Km²/an ; les quinze autres ont des valeurs de T_{ss} largement inférieures mais égales en moyenne à 500 t/Km²/an.

En comparant ces valeurs avec la figure 1-1, on voit que l'érosion spécifique en Algérie dépasse celle citée sur la figure 1-1. On remarque que dans une même zone (fig. 1-1) les valeurs d'érosion spécifique peuvent varier dans des rapports importants, de l'ordre de 1 à 10 et plus.

Barrage	Bassin versant	Année de la mise en eau	Capacité initiale (10 ⁶ m ³)	Capacité en 1967	Capacité en 1977	Envasement annuel (10 ⁶ m ³)	Taux d'envasement en % (1977)
Ghrib	Cheliff	1939	280	185	150	3,4	46%
Fodda	Cheliff	1932	228	139	109	2,6	52%
Hamiz	Côtiers Algériens	1935	21,5	12	17,3 (après dragage)	0,33	51% en 1968 (avant dragage) (1)
Foum-el-Guerza	Chott Melrhir	1950	47	35	27	0,74	43%
Ksob	Hodna	1940	11,6	3	29 (après surélévation)	0,27	84% en 1976 (avant surélévation) (2)

(1) Dragage de 8 hm³ effectué de 1968 à 1971.

(2) Surélévation réalisée en 1977.

Tableau 1-I - Envasement des retenues Algériennes (DEMMAK, 1982).

On présente l'évolution de la capacité de deux retenues de barrages du Fergoug et de Bou-Hanifia étudiées par MEKERTA, (1986), voir tableau 1-II et 1-III.

Année de mesure bathymétrique	Capacité en eau V_L million m^3	Volume solide déposé ΣV_s million m^3	Dépôt solide déposé dans la période observée V_s million m^3	Dépôt solide unitaire \bar{V}_s million m^3 /an
Avril 1970	17			
1973	12,57	4,43	4,43	1,48
1983	5,54	11,46	7,03	0,7
1985	4,10	12,90	1,44	0,72

* Envasement quantitatif 1984-85 estimé.

Tableau 1-II - Envasement quantitatif de la retenue de barrage du Fergoug (MEKERTA, 1986).

Année de mesure bathymétrique	Capacité en eau V_L million m^3	Volume solide déposé ΣV_s million m^3	Dépôt solide déposé dans la période observée V_s million m^3	Dépôt solide unitaire \bar{V}_s million m^3 /an
1940	73	0		
1945	69	4	4	0,8
1953	63,5	9,5	5,5	0,69
1955	62	11	1,5	0,75
1967	52,5	20,5	9,5	0,79
1974	56	17	-3,5	-0,50
1985	51,64	21,36	4,36	0,4

Tableau 1-III - Envasement quantitatif de la retenue de barrage de Bou-Hanifa (MEKERTA, 1986).

L'envasement des barrages en Algérie a pris de telles proportions qu'il diminue la capacité des retenues de 50 à 80 % ; l'espérance de vie des retenues de barrages est de l'ordre de 20 à 100 ans. Mais, d'après DEMMAK, (1982), la durée de vie d'un barrage réservoir est la période durant laquelle sa capacité est supérieure à 50% de la capacité initiale ; sachant que sur plusieurs barrages le taux d'envasement est compris entre 43 et 84%, on constate que la majorité des retenues de barrages algériennes ont une durée de vie d'une trentaine d'années.

L'érosion en Tunisie est comparable à celle en Algérie, (ABID et al., 1981). Le fort taux d'érosion qui est généralement supérieur à 2000 t/Km²/an, fait que sur l'ensemble des 11 barrages étudiés, l'espérance de vie actuelle se situe entre 35 et 120 ans.

Plusieurs auteurs ont aussi montré les conséquences et les prévisions dramatiques de la sédimentation dans les retenues de barrages, qui sont fonction surtout du site, de l'importance et du mode d'exploitation de l'ouvrage ; on peut citer : ENGEZ, (1955), LIECHTI et HAEBERLI, (1970), MURTHY, (1970), SIMAIKA, (1970), GUPTA et SINGHAL, (1981), MUKAMEDOV, (1981), CORSO, (1986), et MEKERTA, (1986).

Ainsi, chaque année il y a une perte de capacité de la retenue due à la sédimentation rapide. TALEB, (1987), donne une idée sur l'envasement de quelques retenues dans le monde (tableau 1-IV).

Pays	Barrage	Capacité initiale en hm ³	% annuel de perte de capacité
Algérie	Ksob	11,6	3,5
	Cheurfas	14,4	2,0
	Foum el Gherza	47	1,7
	Ghrib	280	1,1
Autriche	Bachental	0,7	3
	Burg	0,24	2,5
Chine	Heisonglin	8,6	6,5
Espagne	Dona Al Donza	23	6,5
	Pedro Marin	19	5,9
	Las Torcas	8,9	1,9
France	Beauvoir	11	3
	Escale (Durance)	15,7	4,2
Grèce	Lauros	1	4,3
Inde	Tungabhadra	3750	1,4
	Nizamsagar	1050	1,4
	Panchet Hill	1580	0,7
Maroc	Neckor	43	6,3
	Lalla Takerkouste	77	2
	Mohammed V	725	2
	IBN Battouta	43,6	1
U.S.A.	Laguana (Colorado Arizona)	25	100
	Imperial (Colorado Arizona)	104	11,2
	Austin (Colorado Texas)	39,4	7,35
	Boysen (Big Horn River)	22	6,25
	McMillan (N.Mexique)	35	6,1
	Zuni (Zuni River)	19,5	3,5
	Alhogordo(N. Mexique)	19,1	2,3
	Worth (West Forth Trinity)	58,2	2,3

Tableau 1-IV - Envasement de quelques retenues dans le monde (TALEB, 1987).

La figure 1-4 montre l'évolution du profil en long dans le temps du fond de la retenue de barrage du Sautet en France (BERTHIER et al., 1970). On remarque que la vidange de fond a été surélevée plusieurs fois car il y a eu colmatage par suite de la consolidation des dépôts.

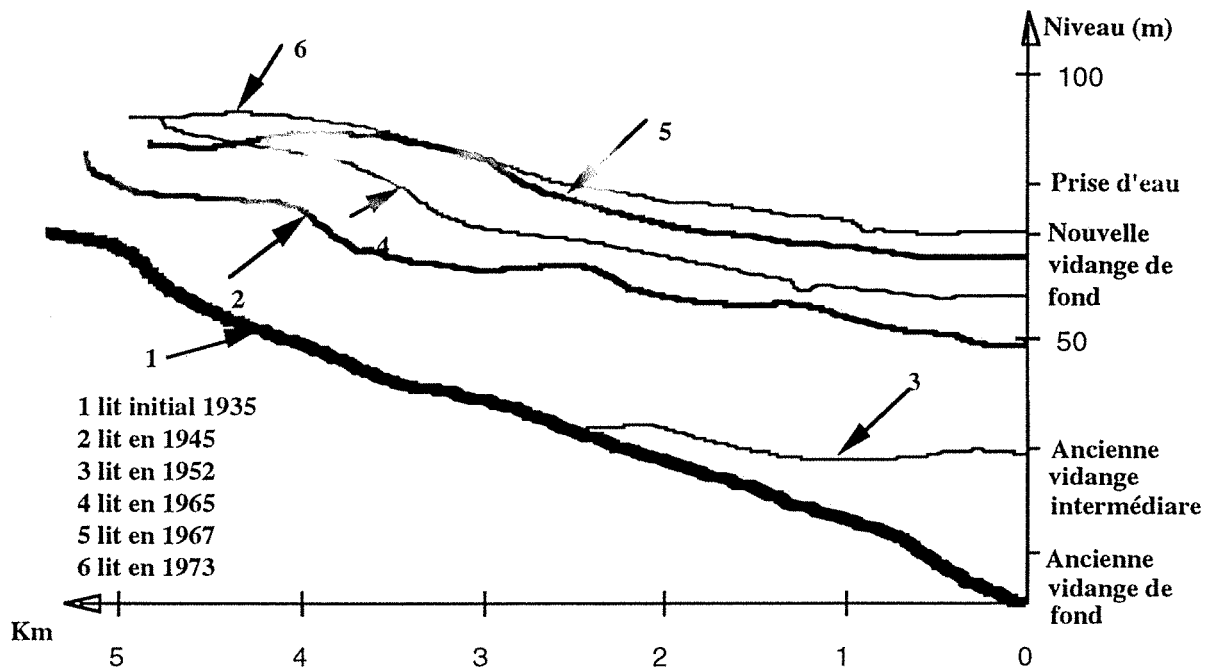


Fig. 1-4 - Retenue du Sautet - Évolution du profil en long (BERTHIER et al., 1970).

De plus le mécanisme de l'envasement est influencé par plusieurs facteurs :

- le taux de renouvellement de la retenue qui est le rapport de la capacité sur l'apport liquide annuel ; la figure 1-5 présente le pourcentage de sédiments entrant dans la retenue qui y seront piégés appelée "efficacité de piégeage" (Brune, 1953) ;
- la topographie de la retenue qui peut modifier les conditions d'écoulement ;
- le mode d'exploitation du réservoir ;
- la présence d'affluents ;
- la présence de végétation en fond de retenue pouvant retenir une grande partie des sédiments.

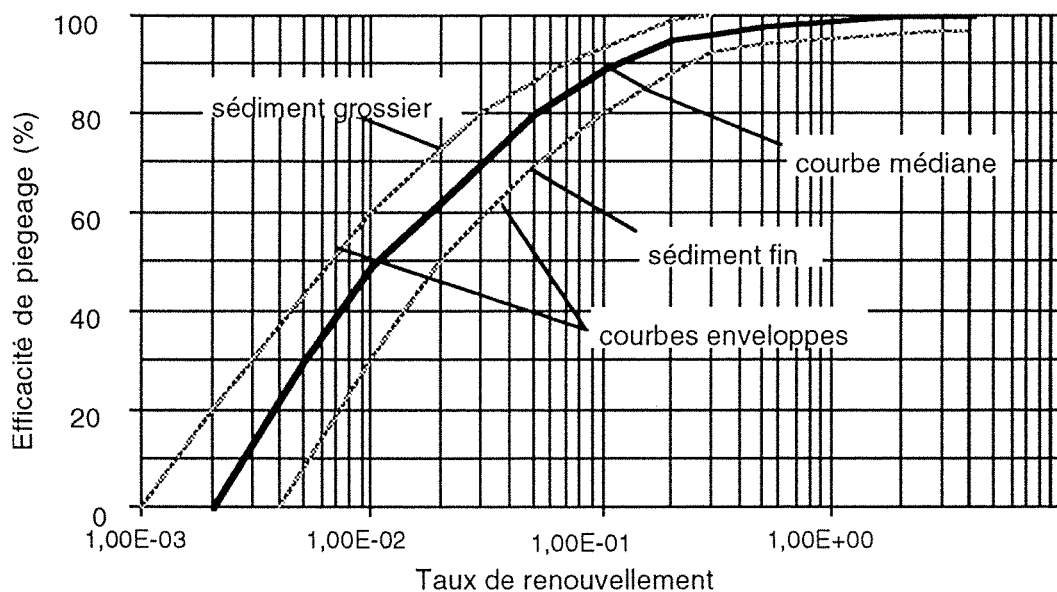


Fig. 1-5 - « Efficacité de piégeage » des sédiments (BRUNE, 1953).

La perte annuelle en capacité due à la sédimentation peut être déterminée par l'équation suivante :

$$\Delta V_L = \frac{Q_s}{V_r} * t_e$$

ΔV_L est le pourcentage de capacité perdue annuellement

Q_s est le volume de sédiment en m^3/an

V_r est le volume d'origine du réservoir en m^3

t_e est l'efficacité de piégeage en % (fig. 1-5).

1.2.3 - Influences économiques

MARZOUKI, (1992), montre dans le tableau 1-V l'importance économique de l'envasement des grands barrages marocains et les conséquences économiques de perte de capacité dans les années à venir. Dans le cas de ces barrages, les valeurs en concentration sont comprises entre 3,14 et 21 g/l ; mais les valeurs observées sont en général plus élevées, car la période concernée par les mesures a été relativement sèche.

Pertes	Pertes horizon 2000	Pertes horizon 2030
Energie hydroélectrique	60 GWH	300 GWH
Eau potable	40 millions m^3	> 200 millions m^3
Irrigation	> 50.000 ha	> 100.000 ha

Tableau 1-V - Conséquences économiques futures de l'envasement (MARZOUKI, 1992).

Dans beaucoup de régions du monde, l'érosion constitue une véritable catastrophe. Ainsi, la perte d'eau due à la sédimentation rapide des retenues de barrages a un impact économique considérable.

1.3 - Conditions de dépôt

Suivant les conditions climatiques, de transport et de déposition, les particules constituant les sols fins se déposent dans des cours d'eau, des bassins, des deltas et leurs caractéristiques physiques et mécaniques actuelles dépendent de nombreux facteurs dont principalement le milieu de dépôt.

Quand les particules du sol et les flocons deviennent suffisamment rapprochés pour développer une structure, le comportement physique peut être décrit par les théories de la consolidation incluant le poids intrinsèque et sans restriction l'ampleur de la déformation. Dans ce cas, il faut s'attendre à trouver des sols compressibles.

En effet dans de nombreuses exploitations, on rejette des matériaux dans un bassin de décantation où ils se déposent. Ainsi d'après BRUN et al., (1988), les boues de lavage des granulats se classent parmi les limons plus au moins sableux ou argileux. Plusieurs industries rejettent des boues en grande quantité dans des bassins qui par la suite constituent une gêne. Il serait dans ce cas intéressant d'accélérer le tassement des boues pour une meilleure utilisation du réservoir. Dans ce cas il serait possible de remplacer l'eau claire par une nouvelle arrivée du matériau. On recherche en fin de compte à améliorer le pouvoir récepteur du bassin.

On peut aussi citer les travaux de LOUDENOT, (1976), qui ont porté sur la décantation des boues polluantes et qui consistaient à rechercher des moyens simples permettant de connaître, et si possible d'accélérer, la vitesse de dépôt des boues argileuses.

1.4 - Consolidation des sols mous

Bien que le terme de consolidation soit un phénomène complexe, on remarque qu'il regroupe plusieurs facteurs faisant appel à lui. Ces facteurs essentiels sont souvent rencontrés dans la littérature.

1.4.1 - Analyse du tassement

Le terme tassement est un facteur employé dans l'étude de la consolidation. On parlera de tassement des vases liquides qui est la fraction la plus fine des sédiments qui présentent une grande variété de matériaux fins, plus au moins cohésifs et argileux, mélangée à l'eau dans des proportions très variables. D'après MIGNIOT, (1968), le tassement des vases s'opère suivant différentes phases. Au cours de ce tassement, la vase présentera des états physiques très différents suivant son âge, au début liquide, ensuite solide, plastique ou dure. Après une dessiccation prolongée (vase émergée) cette vase pourra prendre la consistance d'une véritable roche. Ainsi, la concentration moyenne d'une vase liquide varie en fonction du logarithme du temps avec différents domaines de tassement (voir figure 1-6).

Au début de la sédimentation, les particules solides tombent sous forme de flocons ou d'agrégats (vitesse entravée de chute) et forment le culot de tassement. Dans le processus du tassement, on peut distinguer trois phases :

- dans la première phase, les flocons sont écrasés et l'eau interstitielle est progressivement éliminée ;
- par la suite, et dans une deuxième phase de tassement, les eaux sont évacuées par porosité et par puits de drainage (tassement primaire) ;
- dans la troisième phase de ce processus, les eaux sont éliminées par compression (tassement secondaire).

Ce processus de tassement est aussi décrit plus précisément par PARTHENIADES, (1971) ; d'après lui, les flocons se regroupent par agrégats et forment dans l'état le plus lâche des "réseaux maillés" (networks), voir figure 1-7-a.

Dans la première phase de tassement, le réseau des agrégats se réorganise pour devenir plus dense (fig. 1-7-b), puis les agrégats sont rompus et les flocons se rapprochent (fig. 1-7-c).

Dans la seconde phase, les flocons se déforment et l'eau entre flocons s'évacue par puits de drainage. On obtient la structure homogène représentée sur la figure 1-7-d.

Dans la troisième phase de tassement, cet édifice est comprimé et les distances interparticulaires diminuent. C'est dans cette phase que la cohésion des dépôts augmente le plus fortement, mais elle nécessite de grandes épaisseurs de vases.

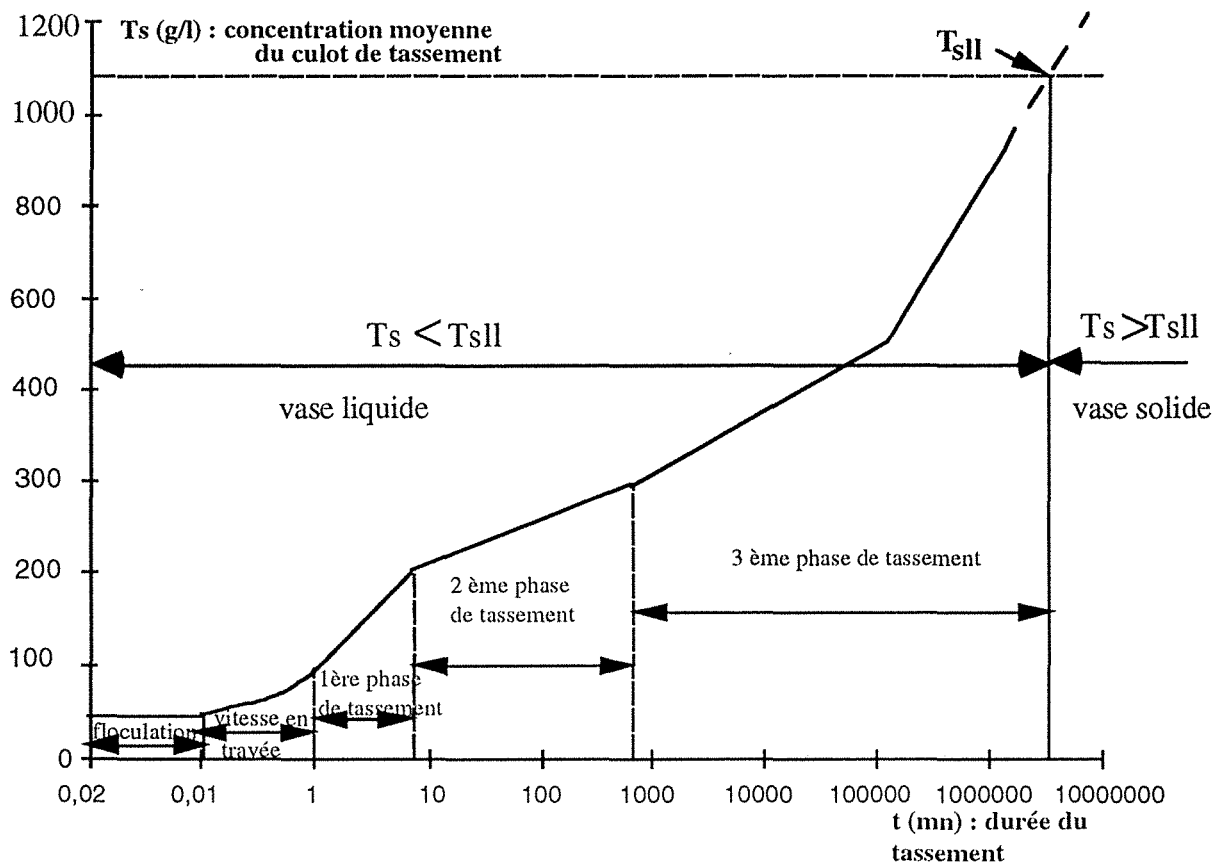


Fig. 1-6 - Différentes phases de tassement des vases liquides superficielles (MIGNIOT, 1968).

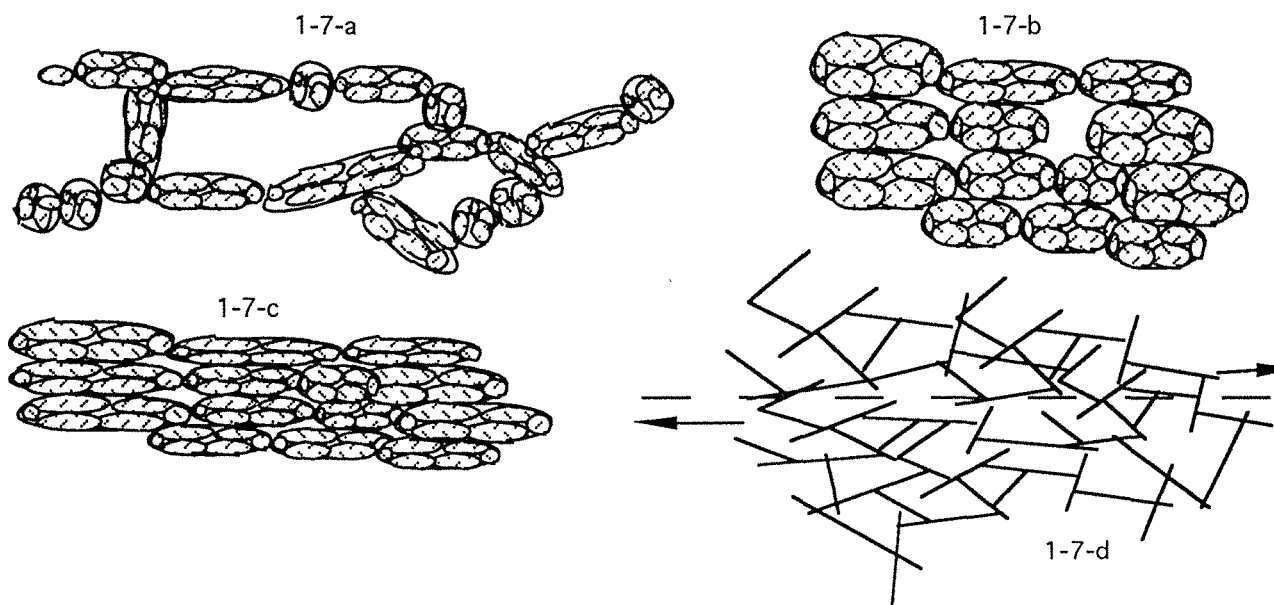


Fig. 1-7 - Phases successives du tassement des vases flocculées (PARTHENIADES, 1971).

BLANC et GUYON, (1991), ont qualifié le processus de croissance des agrégats de «<balistique>>. Car, d'après eux, cette croissance est limitée par la résistance mécanique qu'ils peuvent opposer aux contraintes qu'ils subissent dans leur chute.

Les travaux de MIGNIOT, (1989), ont montré que si l'épaisseur initiale du dépôt est faible, alors les eaux s'évacueront très vite et, au bout de quelques heures, les vases se tasseront très vite. Par contre, le processus est inverse si les dépôts sont répartis sur de grandes hauteurs (fig. 1-8).

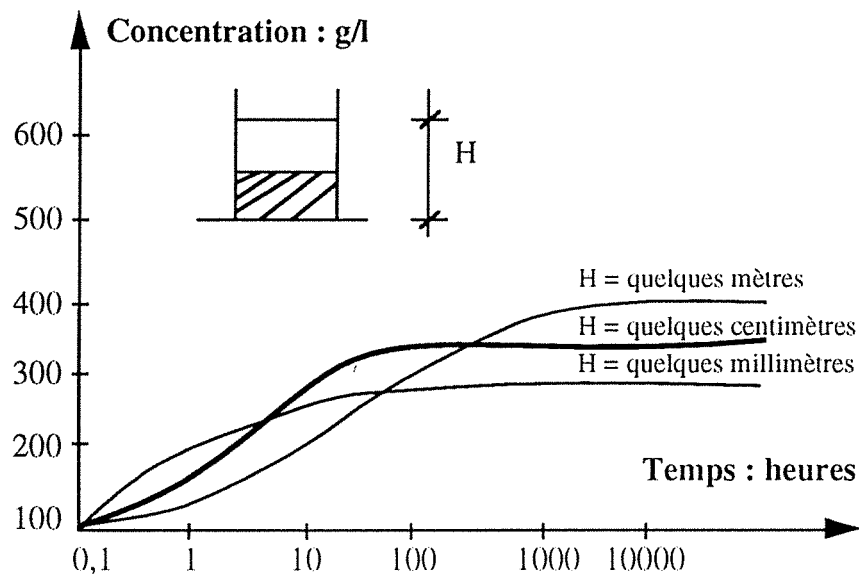


Fig. 1-8 - Influence de l'épaisseur du dépôt sur le tassement (MIGNIOT, 1989).

1.4.2 - Analyse de la concentration

MEHTA, (1991), a montré qu'en associant la concentration de la boue et le régime d'écoulement, on pouvait définir plusieurs types de comportements (fig. 1-9). De plus, on peut identifier différentes couches mises en liaison, en associant la profondeur d'eau et la concentration (fig. 1-10). La figure 1-10 montre qu'il y a un changement rapide de la concentration avec la profondeur.

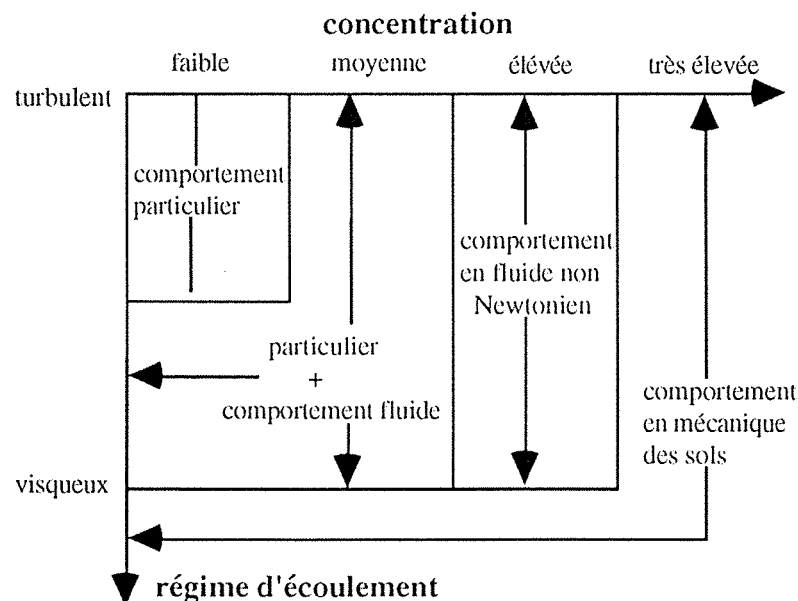


Fig. 1-9 - Graphe qualitatif montrant les transitions entre le comportement particulier et le comportement en mécanique des sols associés à la concentration du sédiment et le régime d'écoulement (MEHTA, 1991).

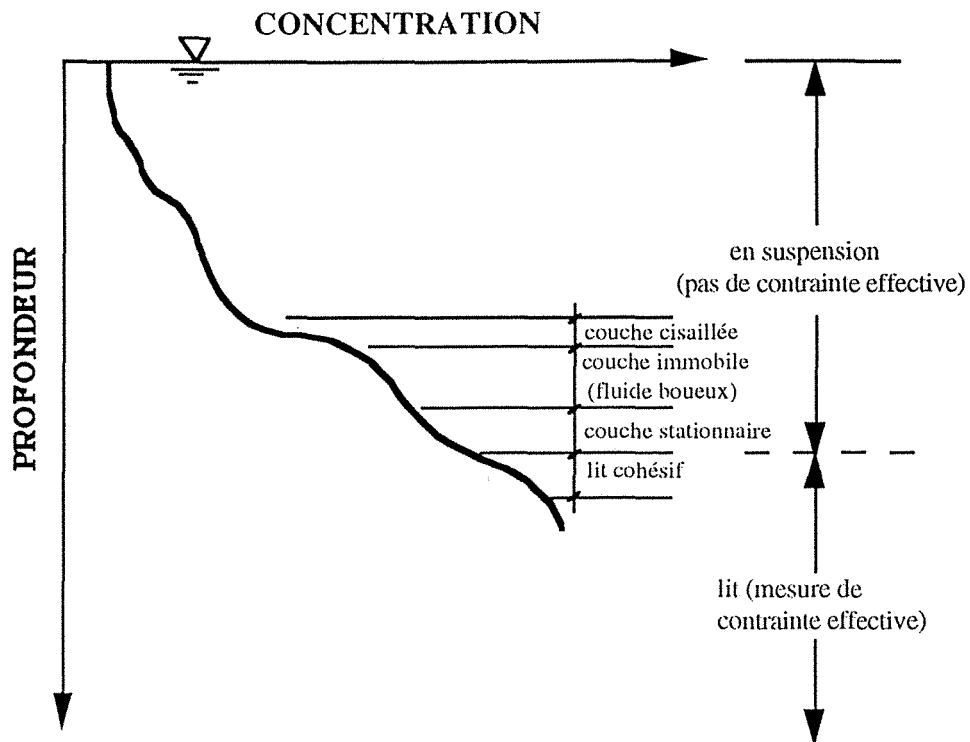


Fig. 1-10 - Profil vertical de la concentration en couches horizontales du sédiment. L'axe horizontal représente le logarithme de la concentration, impliquant un changement rapide de la concentration avec la profondeur (MEHTA, 1991).

Après un tassement prolongé, il existe souvent à l'intérieur des dépôts liquides un gradient de concentration entre la surface et le fond. La loi de variation de la concentration à l'intérieur des vases liquides (fig. 1-11) peut être exprimée par la relation ci-dessous, d'après MIGNIOT, (1968).

$$T_s(H) = T_s(s) + n \text{ Log } H$$

$T_s(H)$: concentration à la profondeur H

$T_s(s)$: concentration à la surface du dépôt

n : paramètre dépendant de la nature du complexe sol-eau

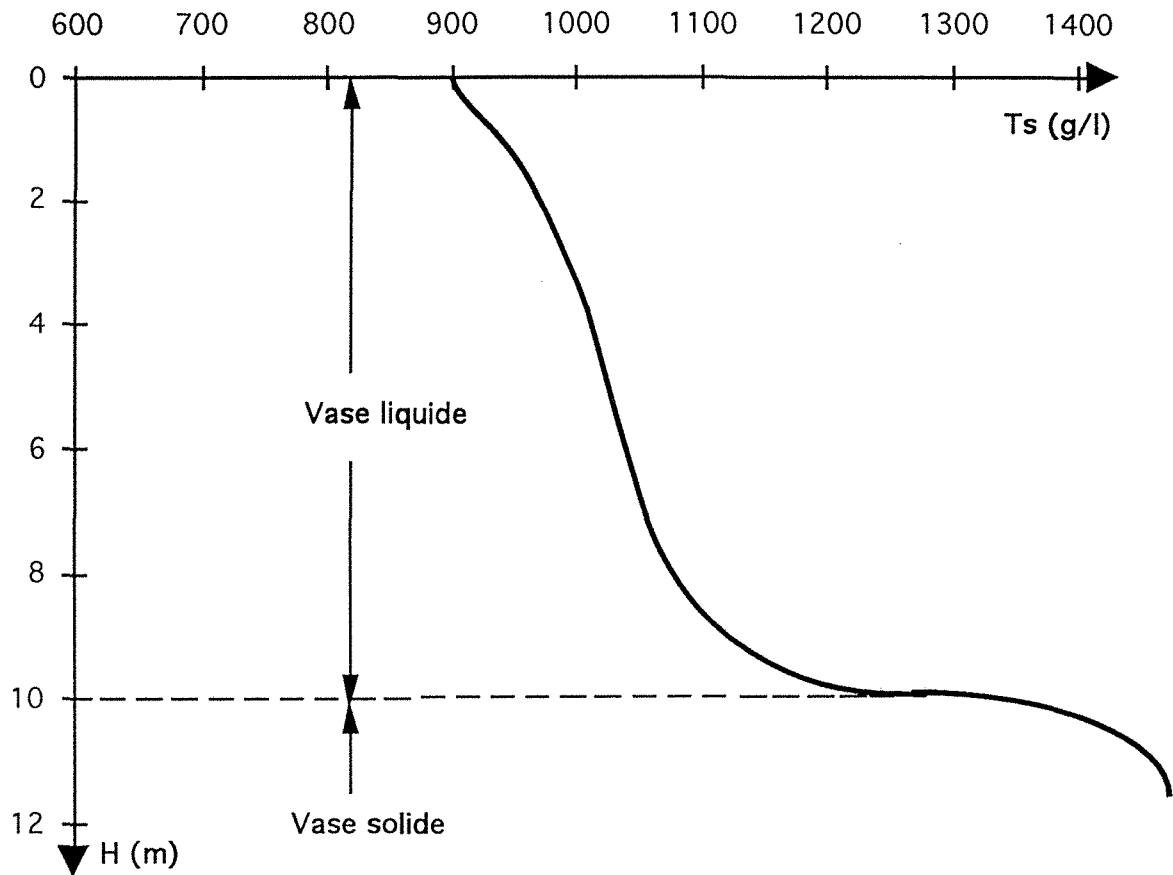


Fig. 1-11 - Exemple de gradient de concentration des vases liquides en fonction de la profondeur (MIGNIOT, 1968).

La variation de la concentration peut être déterminé par la relation suivante :

$$T_s = 100 * \gamma_w * \gamma_s / (\omega * \gamma_s + 100 * \gamma_w)$$

T_s : concentration en matériaux solides en g/l

γ_w : masse volumique de l'eau en kg/m^3

γ_s : masse volumique des grains solides en kg/m^3

ω : teneur en eau en %

MEKERTA, (1986), a défini deux types de comportement des vases en fonction de la variation de la concentration (voir figure 1-6) :

- vase liquide aux concentrations T_s inférieures aux concentrations de la limite de liquidité d'ATTERBERG T_{sll} , ce cas concerne la partie superficielle des dépôts immergés ;

- vase solide aux concentrations T_s supérieures aux concentrations à la limite de liquidité d'ATTERBERG T_{sll} , ce cas concerne les vases immergées déposées plus profondément d'une part et pratiquement tous les dépôts émergés exposés au rayonnement solaire et dessiccation d'autre part.

MIGNIOT, (1989), rappelle qu'il y a des procédés, soit par drainage, soit par utilisation de produits chimiques qui feront en sorte de diminuer ou d'augmenter la concentration des dépôts (fig. 1-12).

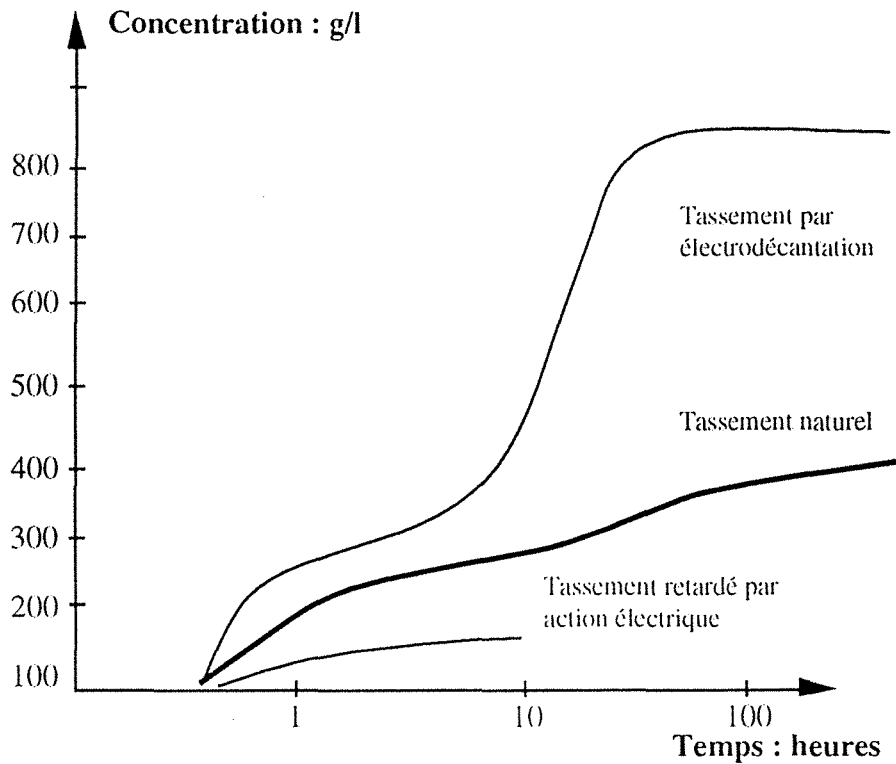


Fig. 1-12 - Modification du tassement des dépôts de vases immergées (MIGNIOT, 1989).

La vitesse de chute des vases floculées W_f est influencée par la concentration T_s . MIGNIOT, (1968), a montré que W_f augmente de façon importante lorsque la concentration croît ($T_s < 15$ g/l environ). Mais à partir d'un certain seuil, les flocons se gênent entre eux avec une vitesse qui diminue (fig. 1-13).

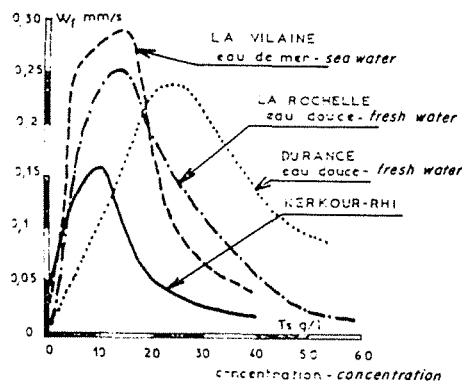


Fig. 1-13 - Influence de la concentration en particules solides sur la vitesse de chute des flocons (MIGNIOT, 1968).

Ce gradient de concentration à l'intérieur du culot de la vase déposée a été étudié plus précisément à l'aide de jauges d'étude sédimentométrique (densimètre radiométrique), d'après COURTOIS, (1970). On notera l'augmentation de la concentration finale du culot, ainsi que la densité (fig. 1-14 et 1-15).

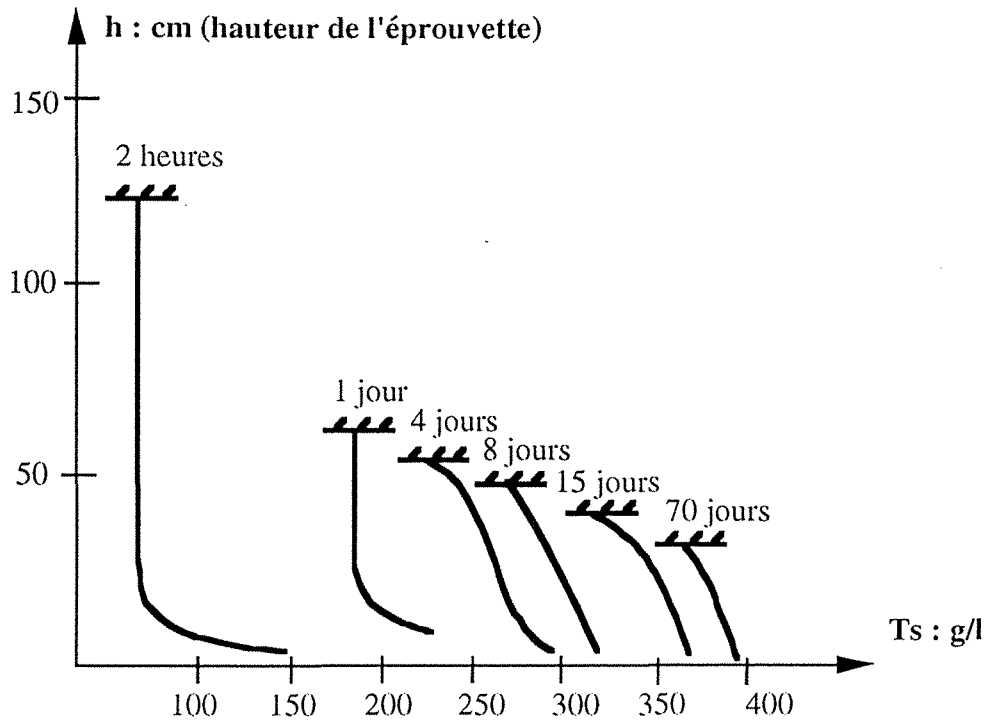


Fig. 1-14 - Variation de la concentration dans la vase en cours de tassement, vase du Mahury (COURTOIS, 1970).

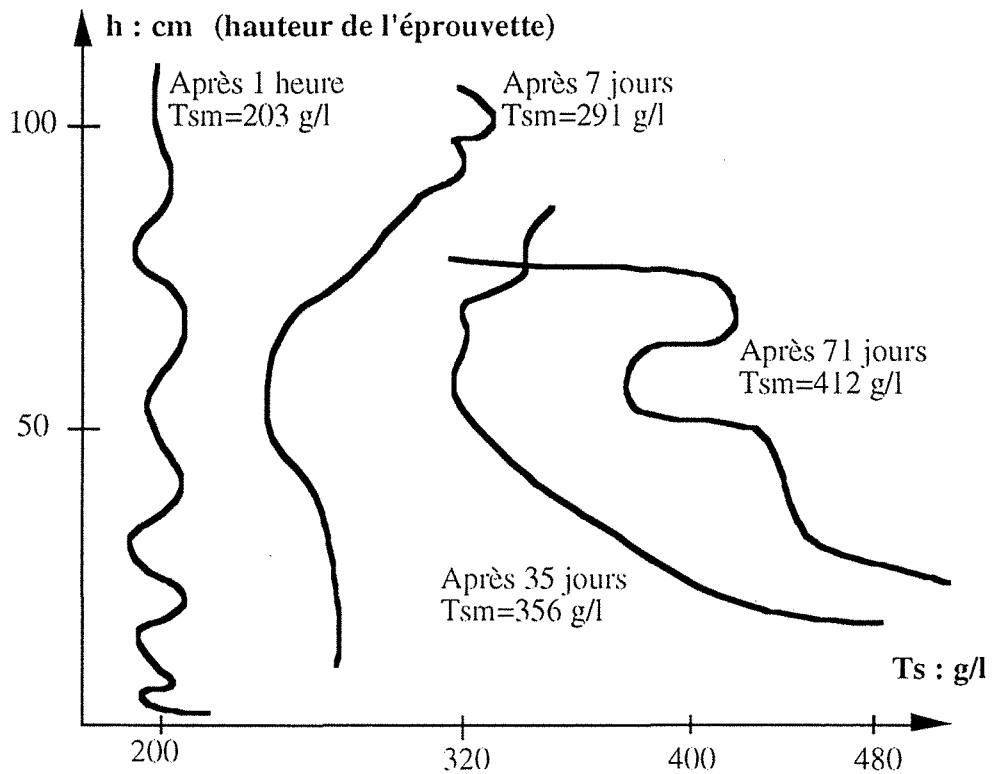


Fig. 1-15 - Variation de la concentration dans la vase en cours de tassement, vase de Gironde (COURTOIS, 1970).

1.4.3 - Analyse de la consolidation des sols mous

On peut faire intervenir plusieurs termes pour l'approche de l'étude de la consolidation des sols mous : vitesse de chute des particules, floculation des particules, variation de la concentration en cours de tassement, géométrie de la matière. Ces complexes sol-eau sont variables dans le temps et les conditions de tassement et de consolidation sous l'eau des sédiments fins dépendent de nombreux facteurs dont :

- la taille des particules élémentaires, leur forme et leur assemblage ;
- la nature des eaux associées (degré de salinité, etc.) ;
- la température ;
- les conditions de drainage ;
- l'épaisseur du dépôt ;
- la concentration initiale ;
- le rythme de sédimentation (vitesse de chute des particules) ;
- les pourcentages d'éléments silteux ou sableux ;
- la perméabilité (possibilité d'évacuation de l'eau du sol).

Afin que les conditions de consolidation ne soient pas modifiées, il faut s'assurer qu'il existe une certaine homogénéité dans les dépôts.

1.4.3.1 - Relation entre les paramètres géotechniques et l'état de consolidation des couches

Les propriétés physiques des sédiments varient en fonction de l'état de consolidation, car d'après CHIARELLI, (1973), in BESBES et al., (1984), pour un sédiment normalement consolidé, la porosité diminue régulièrement avec la profondeur, presque linéairement et, pendant la phase de dépôt, la porosité initiale est très élevée, 68 à 75%. Par contre dans le cas d'un sédiment anormalement consolidé, la densité est presque constante en fonction de la profondeur ; c'est-à-dire que la porosité n'a pas diminué et que le sédiment n'est pas tassé.

L'étude de DROUHIN et al., (1951), a montré qu'une forte proportion de dépôts d'éléments silteux ou sableux tend à augmenter la consolidation et la vase pourra prendre une consistance telle qu'il faudra l'attaquer à la pioche pour la désagréger.

Par suite de l'envasement rapide de la retenue du barrage de Fergoug (tableau 1-II), l'Entreprise Nationale de Réalisation des Barrages d'Algérie (E.N.R.B.) a réalisé en 1984 douze forages profonds dans la partie immergée des vases afin de connaître le comportement des sédiments dans la retenue. Des échantillons non remaniés ont été prélevés à différentes profondeurs allant jusqu'au fond initial de la retenue. Cela a permis la détermination des différentes propriétés physiques et géotechniques des vases prélevées.

On a constaté que le poids volumique humide augmente visiblement avec la profondeur. Pour un des forages, il croit de 15,5 à 17 kN/m³ dans la couche liquide. Par contre aux profondeurs plus élevées, la vase est solide avec un poids volumique variant de 17,2 à 21,6 kN/m³. La concentration Ts dans la même verticale augmente de 900 à 1140 g/l dans la couche liquide et de 1180 à 1880 g/l dans la couche à l'état solide.

Durant la formation et la consolidation de la boue avec une dimension graduée de 0,1 à 1,2 μm , deux relations ont pu être mises en évidence par OCKENDEN et DELO, (1991). La première relation est entre la contrainte effective et la masse volumique sèche (fig. 1-16) et la seconde relation est entre le coefficient de perméabilité k et la masse volumique sèche γ_d (fig. 1-17).

$$\sigma' = a_0 + a_1 \gamma_d + a_2 \gamma_d^2$$

(σ' en Nm^{-2} et γ_d en Kgm^{-3})

avec $\sigma' = 0$ pour $\gamma_d = \gamma_0$ et pour tout $\gamma_0 \geq 0$ où γ_0 est la masse volumique sèche à la surface du sol, dans notre exemple $a_0 = 0,00045$, $a_1 = -0,009$, $a_2 = 0,045$

$$\log k = C_0 + C_1 \gamma_d$$

(k en ms^{-1} et γ_d en Kgm^{-3})

où C_0 et C_1 sont des constantes, dans notre exemple $C_0 = -0,0111$ et $C_1 = -4,9$

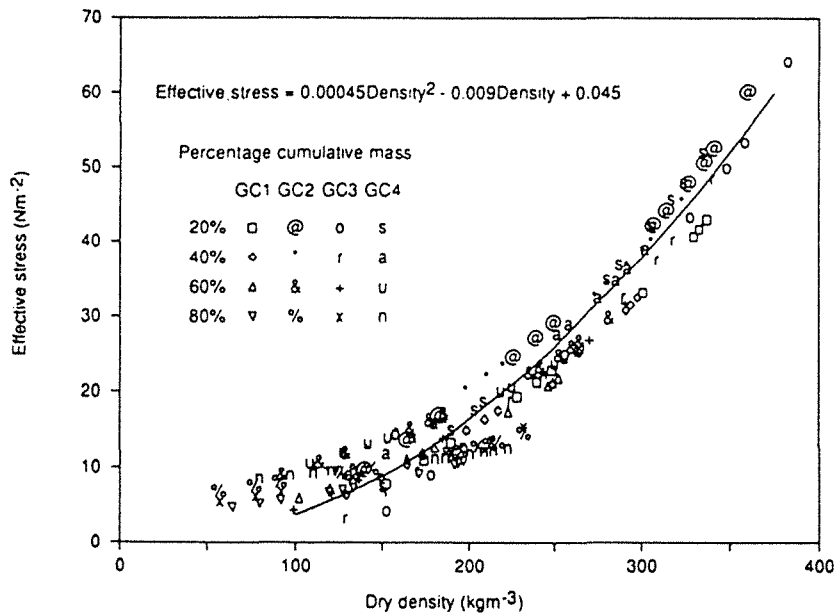


Fig. 1-16 - Relation entre la contrainte effective et la masse volumique sèche à partir d'essais de consolidation en contrainte normale. Chaque groupe de symboles représente une série de temps de changement de masse volumique sèche (et de contrainte effective) pour un point du lit de masse fixe (OCKENDEN et DELO, 1991).

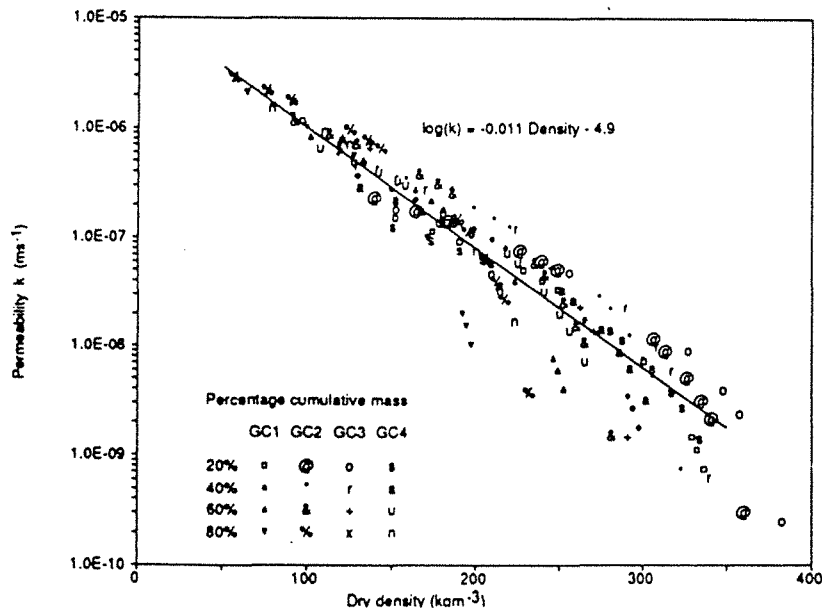


Fig. 1-17 - Relation entre la perméabilité et la masse volumique sèche à partir d'essais de consolidation en contrainte normale (OCKENDEN et DELO, 1991).

Quand les particules du sol et les flocons deviennent suffisamment rapprochés pour développer une structure, le comportement physique peut être décrit par les théories de la consolidation du sol. La compréhension réelle des processus physiques doit être obtenue à partir d'expériences détaillées au laboratoire et même in situ. BEEN et SILLS, (1981), ont réalisé la mesure du comportement d'un sol véritable sédimentant dans des conditions idéales et contrôlées. L'échantillon utilisé était de la boue d'estuaire tamisé humidement à travers un tamis de 75 μm . L'échantillon tamisé était uniformément gradué de limon avec 30% d'argile.

On a pu tracer les profils de poids volumique exacte de sédimentation de la boue en se servant de la technique des rayons X non destructifs sur une colonne de 2 m de hauteur et 102 mm de diamètre. Sur la figure 1-18, on montre les détails de l'appareillage d'expérimentation.

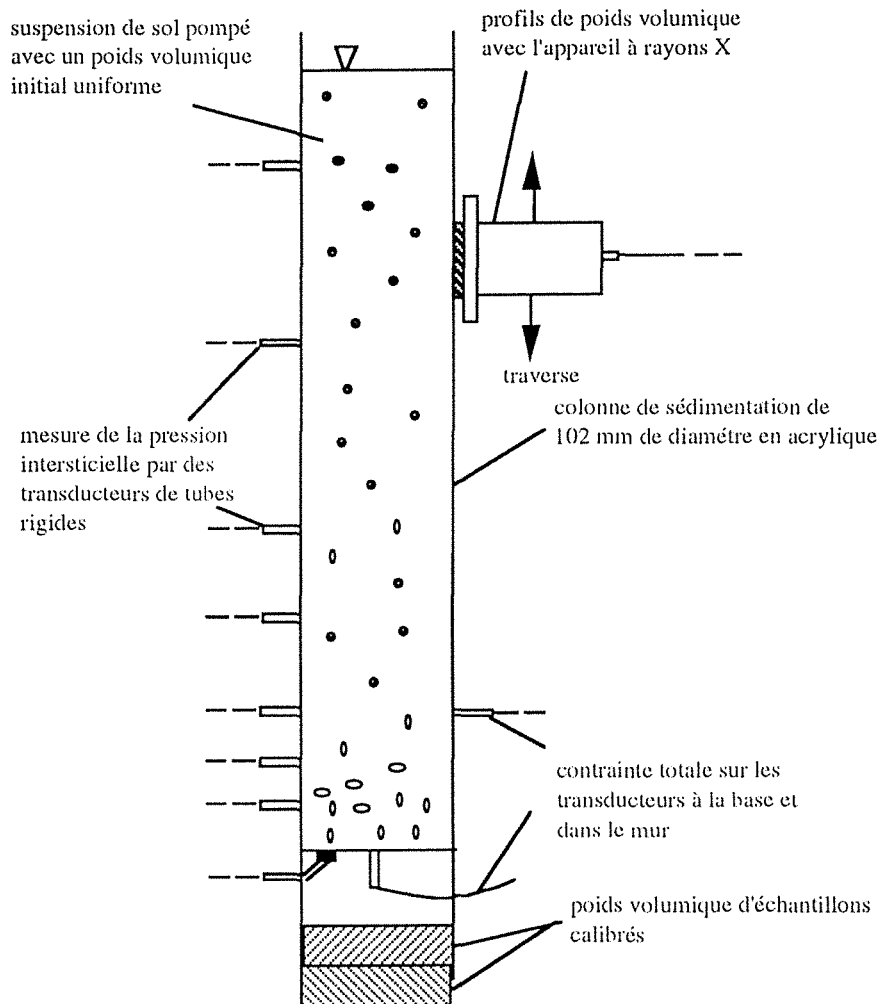


Fig. 1-18 - Colonne de sédimentation expérimentale (BEEN et SILLS, 1981).

Le processus de sédimentation a été étudié qualitativement par des observations sur les changements de poids volumique dans le tube. La figure 1.19 montre les profils de poids volumique pour les 79 premières heures de sédimentation et consolidation d'une suspension avec un poids volumique initial de $10,7 \text{ kN/m}^3$. Initialement le poids volumique est presque uniforme montré par le profil théorique de 20 mn. Les autres profils montrent l'accumulation du sol à la base avec l'augmentation du poids volumique. Visuellement, on observe un dépôt de l'interface entre la suspension et l'eau au dessus de lui. Une sédimentation rapide des grosses particules se forme en premier avec un poids volumique relativement élevé. On remarque une consolidation rapide à la base avec une couche relativement mince.

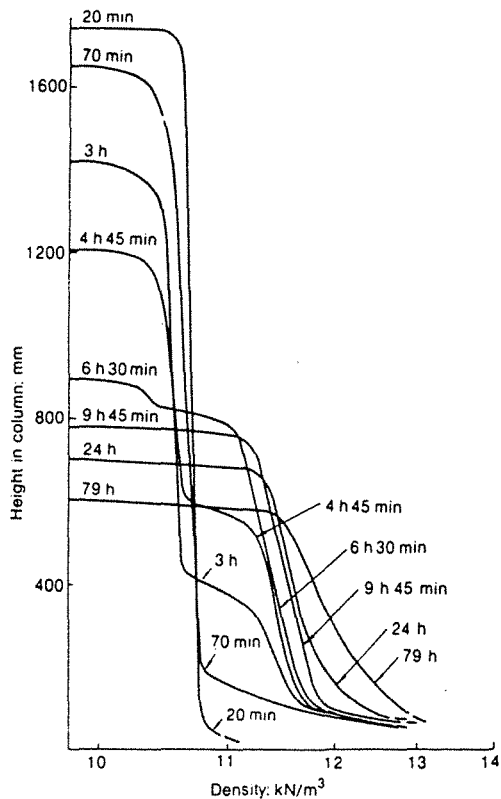


Fig. 1-19 - Profils de poids volumique, poids volumique initial $10,7 \text{ kN/m}^3$ (BEEN et SILLS, 1981).

La figure 1-20 délimite les zones distinctes entre l'eau, la suspension et le sol ; où pour chaque zone le poids volumique est constant pour les 10 premières heures du même essai.

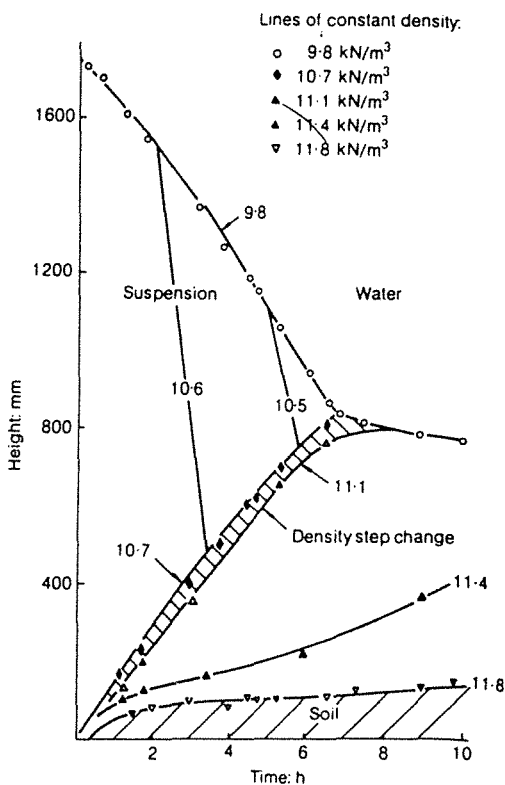


Fig. 1-20 - Représentation de la hauteur en fonction du temps, poids volumique initial $10,7 \text{ kN/m}^3$ (BEEN et SILLS, 1981).

La figure 1-21 donne la distribution de la contrainte effective pour le profil de 4h 45mn par mesure de la contrainte totale et de la pression interstitielle.

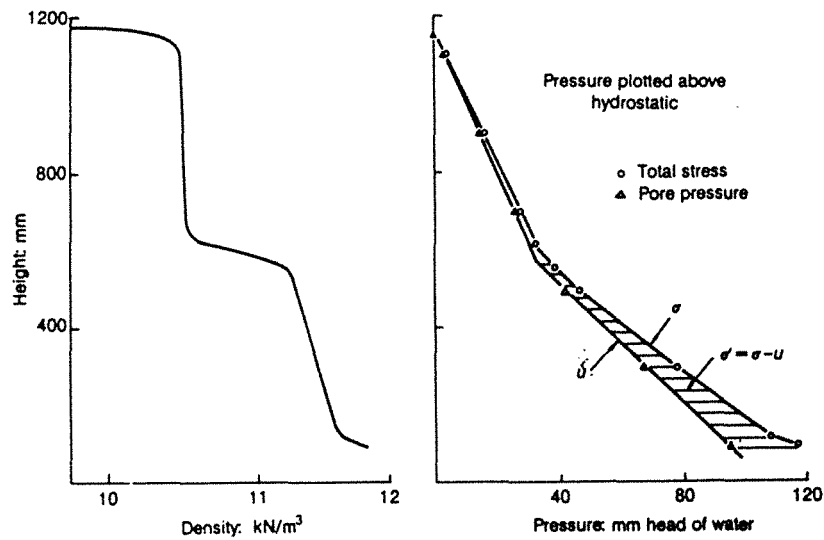


Fig. 1-21 - Représentation de la hauteur en fonction du poids volumique et de la distribution de la contrainte à 4 h 45 min, poids volumique initial $10,7 \text{ kN/m}^3$ (BEEN et SILLS, 1981).

Les expériences menées par BEEN et SILLS, (1981), montrent bien les changements rapides des propriétés physiques et mécaniques en fonction du temps d'une suspension de sol se sédimentant. Ceci peut nous servir à prédire l'ampleur et les taux de déformation qui ont lieu et en plus à distinguer les différentes phases d'un sol se déposant par sédimentation à travers l'eau.

1.5 - Aspects rhéologiques de l'érosion des vases

Généralement les vases sont des sédiments cohésifs et ont une rhéologie complexe. Le comportement rhéologique des vases est une fonction de la concentration T_s en g/l qui mesure le poids de sédiments secs contenus dans un volume de vase.

Pour les faibles concentrations PERIGAUD, (1983), a défini plusieurs modèles rhéologiques.

1.5.1 - Modèle visqueux linéaire

La contrainte de cisaillement τ est proportionnelle à la vitesse de cisaillement $\partial u / \partial z$ (fig. 1-22).

$$\tau = \mu (\partial u / \partial z)$$

$\mu \{ \text{Kg/m}^2\text{s} \}$ est le coefficient de viscosité dynamique

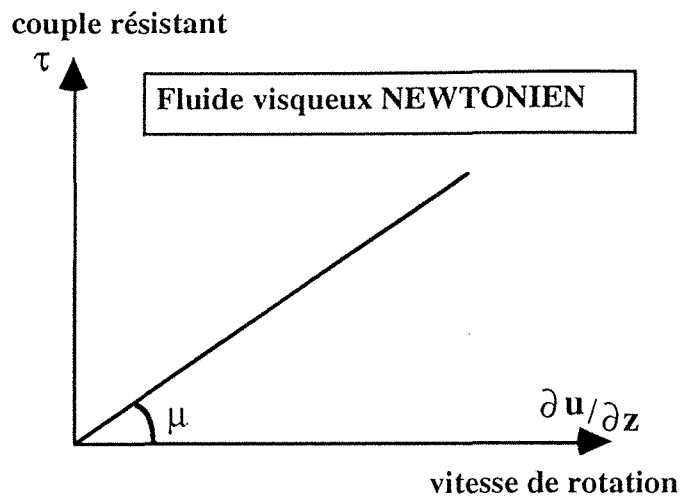


Fig. 1-22 - Modèle visqueux linéaire (PERIGAUD, 1983).

1.5.2 - Modèle pseudo-plastique

Ce comportement est souvent illustré par une loi en puissance (fig. 1-23).

$$\tau = \alpha (\partial u / \partial z)^m$$

α est un coefficient de dimension $M L^{-1} T^{m-2}$

m est un exposant sans dimension compris entre 0 et 1

Ce comportement est dû en général au cisaillement des flocons de vase.

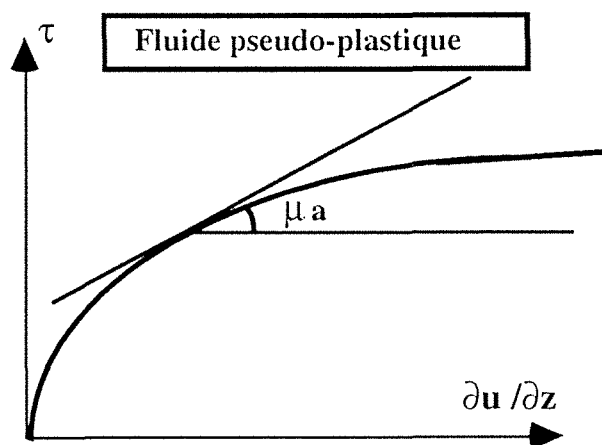


Fig. 1-23 - Modèle pseudo-plastique (PERIGAUD, 1983).

1.5.3 - Modèle visco-plastique

Il y a apparition d'une rigidité initiale τ_y avant la mise en mouvement du fluide. Au delà de τ_y , on a un comportement linéaire qui est le modèle de BINGHAM.

$$\tau = \tau_B + \mu_B \left(\frac{\partial u}{\partial z} \right)$$

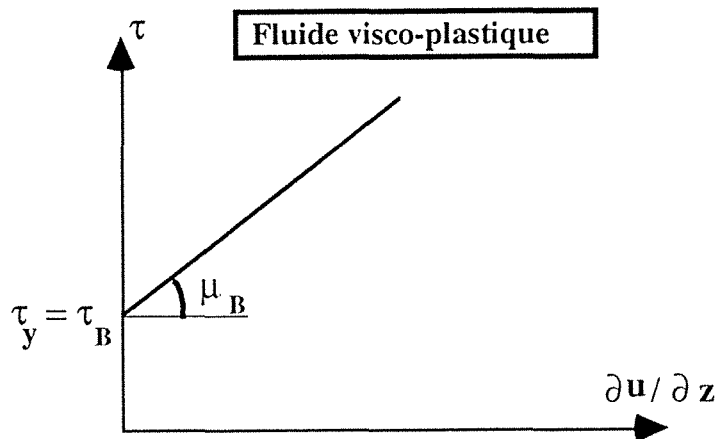


Fig. 1-24 - Modèle visco-plastique (PERIGAUD, 1983).

1.6 - Aspects mécaniques de l'érosion des vases

Il y a une multiplicité de facteurs qui interviennent dans la création de la rigidité qui sont la pesanteur, les différentes forces physiques et chimiques. Pour la mise en mouvement de ces matériaux cohésifs, différents chercheurs ont pu lier la force de traction critique τ_0 , la vitesse de frottement critique V_0 et la concentration T_s . Comme par exemple sur la figure 1-25 qui donne la vitesse critique d'érosion U^* des différentes vases en fonction de leur concentration T_s (MIGNIOT, 1989).

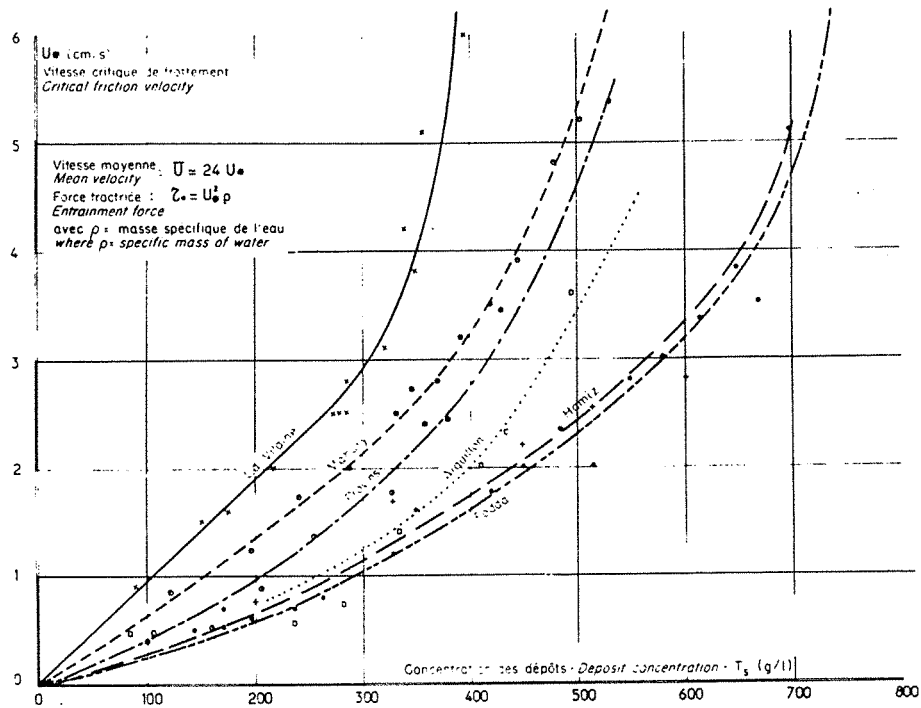


Fig. 1-25 - Vitesses critiques d'érosion de différentes vases (MIGNIOT, 1968).

Dans le cas de vases non ou peu consolidées (concentration T_s comprise entre 150 et 450 g/l), CORMAULT (1971) a trouvé expérimentalement (fig. 1-26) :

$$V_0 = 0,0055 T_s + 0,0000026 T_s^2$$

V_0 en cm/s et T_s en g/l

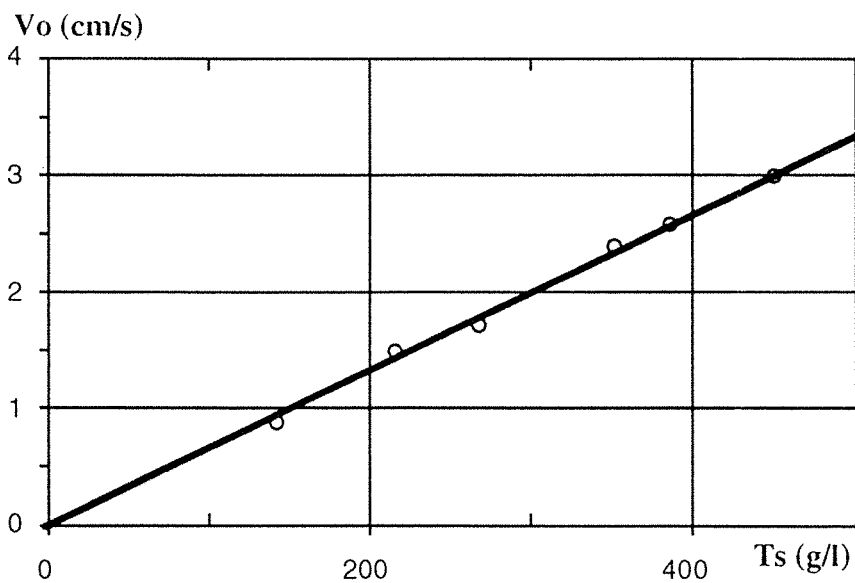


Fig. 1-26 - Début de mise en suspension de la vase de Gironde en fonction du tassement des dépôts (CORMAULT, 1971).

On a pu aussi lier V_0 à la rigidité mesurée τ_y des dépôts.

$$V_0 = c \tau_y^{1/2}$$

V_0 en m/s et τ_y en N/m^2

$c = 0,016$ pour un début d'entraînement
 $c = 0,03$ pour un entraînement généralisé

Les travaux de OCKENDEN et DELO, (1991), ont montré que la contrainte de cisaillement de la boue due à l'érosion avec un courant unidirectionnel est fonction de la masse volumique sèche (fig. 1-27).

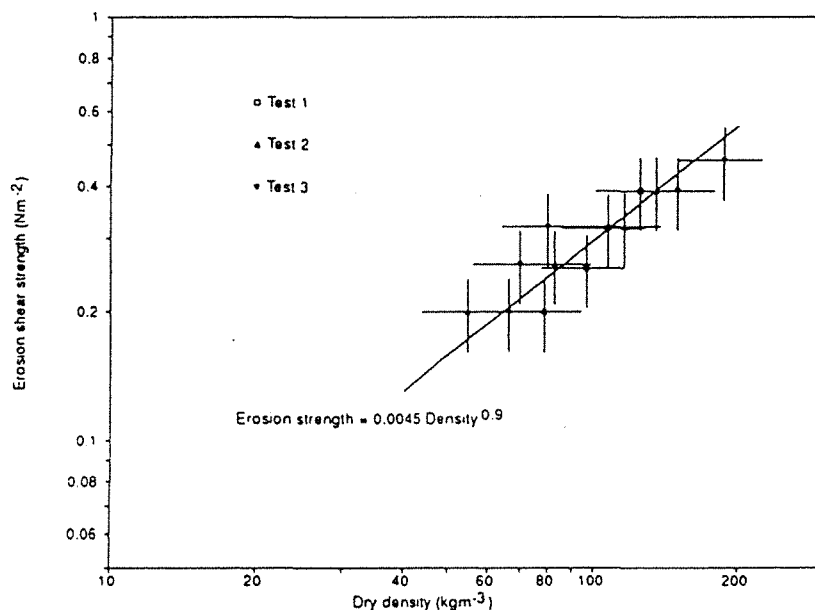


Fig. 1-27 - Relation contrainte de cisaillement avec la masse volumique sèche (OCKENDEN et DELO, 1991).

$$\tau_e = a (\gamma_d)^b \quad (\tau_e \text{ en } N/m^2 \text{ et } \gamma_d \text{ en } kG/m^3)$$

où a et b sont des constantes déterminées au laboratoire. Les dimensions des grains de la boue sont comprises entre $0,1$ et $1,2 \mu m$.

De nombreuses recherches ont donné lieu à une diversité de résultats, par exemple la variation de τ_0 et V_0 en fonction de la granulométrie, la rigidité en fonction du pourcentage de sable et du temps de tassement, etc. La figure 1-28 montre un exemple de variation de la vitesse critique d'érosion U^* (MIGNIOT, 1968). Cependant, la figure 1-29 (MIGNIOT, 1989) illustre bien la condition d'érosion par les courants d'un dépôt de vase présentant un gradient de concentration. Le sujet a certes donné lieu à de nombreuses et abondantes recherches, mais la diversité des résultats obtenus montre qu'aucune loi satisfaisante n'a été trouvée.

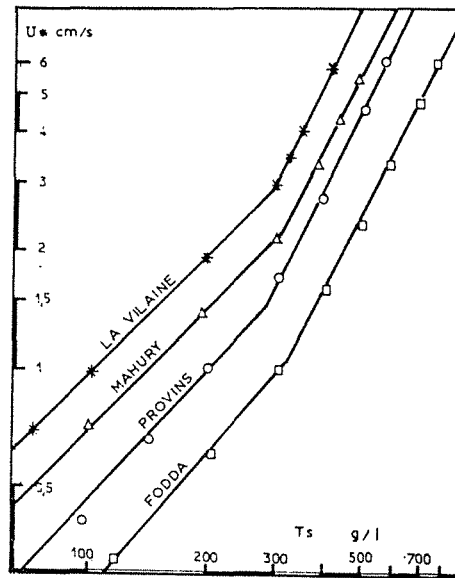


Fig. 1-28 - Variation de la vitesse d'érosion en fonction de la concentration (MIGNIOT, 1968).

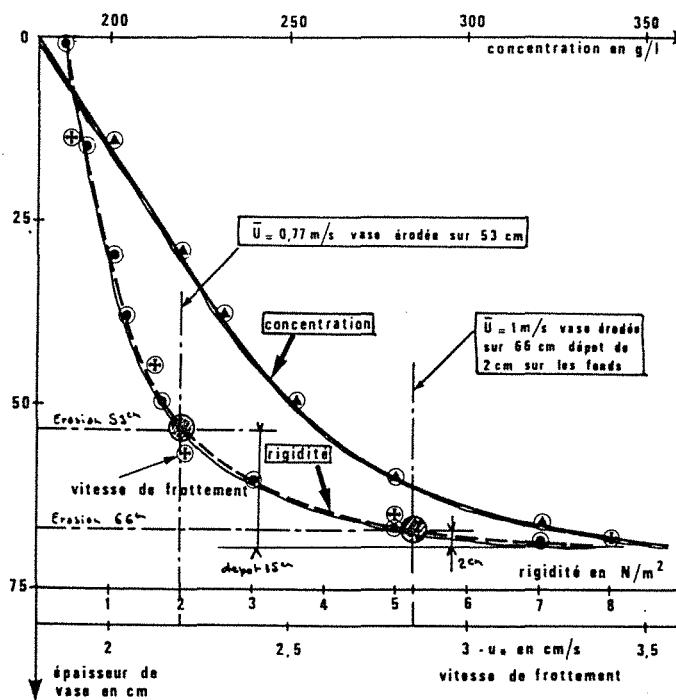


Fig. 1-29 - Condition d'érosion par les courants d'un dépôt de vase présentant un gradient de concentration (MIGNIOT, 1989).

Les observations faites ont montré clairement que le fluage visco-plastique peut apparaître pendant les crues, surtout près du fond de la rivière et de la retenue. PARZONKA, (1984), a constaté que le fond vaseux est facilement érodable pour des rigidités initiales $\tau_y < 1,5$ Pa (par les ondes d'interface entre le fluide et le toit des dépôts), et difficilement mis en mouvement pour $1,5 \text{ Pa} < \tau_0 < 10$ Pa (par étirement) ; pour $\tau_0 > 10$ Pa le fond présente une grande résistance.

1.6.1 - Comportement du type solide déformable avant rupture

Pour les fortes concentrations en grains, on mesure le couple de torsion τ exercé par la vase en fonction de la déformation angulaire ε (figure 1-30).

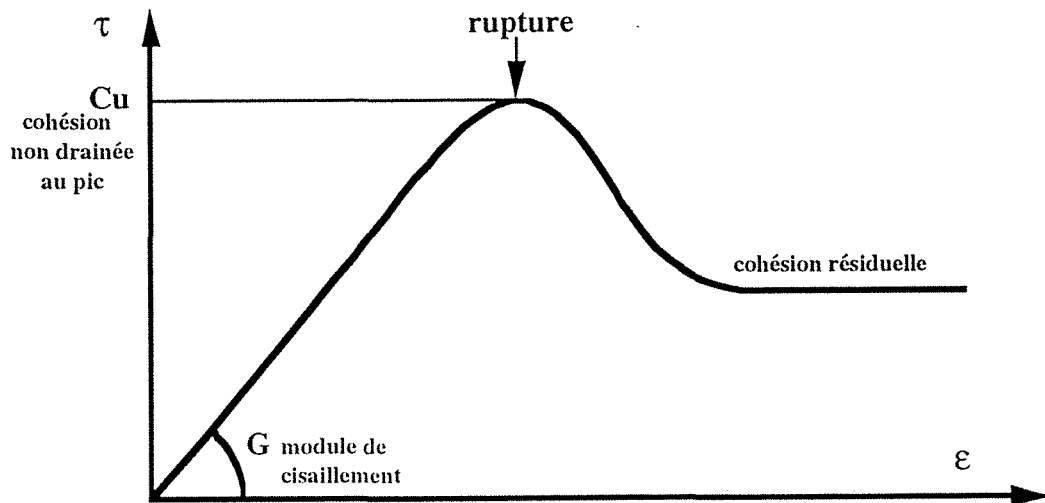


Fig. 1-30 - Courbe obtenue par des essais au scissomètre (PERIGAUD, 1983).

1.6.2 - Influence de différents paramètres sur le comportement rhéologique des vases

Le comportement rhéologique des vases est influencé par différents paramètres comme la dimension des particules, le pourcentage de sable, la salinité des eaux, le remaniement des vases, le pourcentage de matières organiques, la température, le temps de tassement. MIGNIOT, (1989), a montré cette influence par la variation de la rigidité ou de la cohésion. Les figures 1-31 et 1-32 montrent un exemple de ces variations.

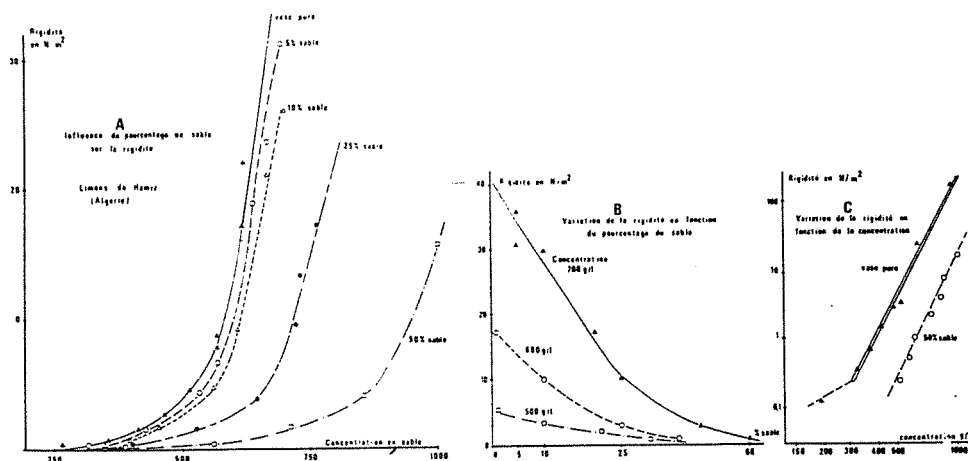


Fig. 1-31 - Influence du pourcentage de sable sur la rigidité (vases du Hamiz, Algérie) (MIGNIOT, 1989).
 A. Variation de la rigidité en fonction de la concentration globale (vase+sable).
 B. Variation de la rigidité en fonction du pourcentage en sable.
 C. Variation de la rigidité de vases pures et de vases sableuses (50 % de sable).

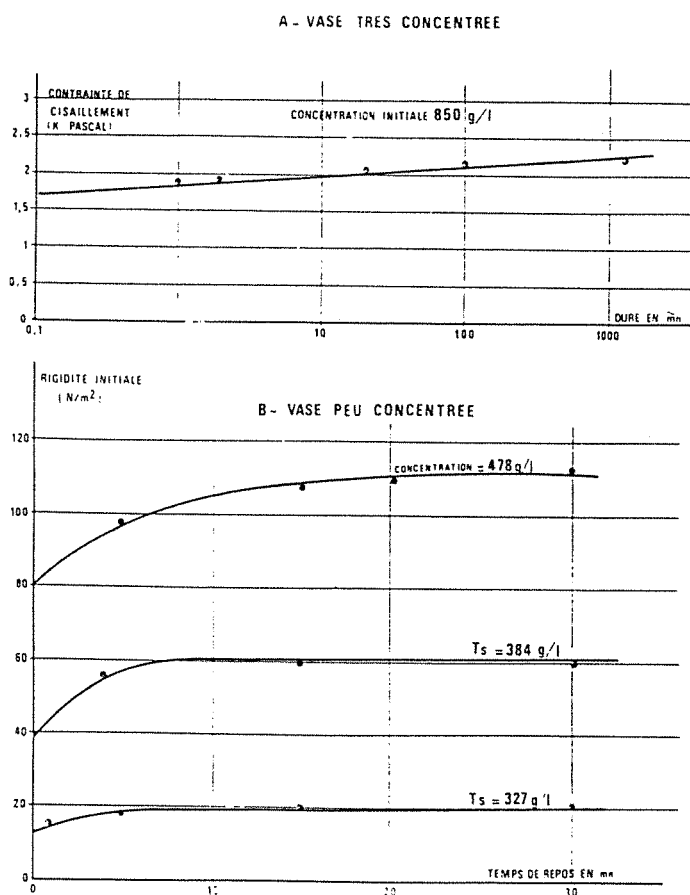


Fig. 1-32 - Variation de la cohésion et de la rigidité en fonction du temps de repos (vase de Gironde) (MIGNIOT, 1989).
 A. Vase très concentrée ($T_s = 850$ g/l). B. Vase moyennement concentrée ($T_s = 327$ à 478 g/l).

1.7 - Moyens de lutte contre l'envasement

La lutte contre l'envasement consiste soit à éliminer les dépôts au fur et à mesure de leur arrivée dans le réservoir ou soit à empêcher leur formation.

Le premier procédé n'est pas économique et ne peut être employé de manière efficace. Le second procédé ne pourra jamais permettre de supprimer entièrement l'envasement.

Un des moyens indirects susceptibles de retarder l'envasement est le reboisement. On peut employer aussi d'autres méthodes qui consistent en l'établissement d'obstacles aux eaux de ruissellement, petits barrages en gabions afin de briser la force vive des eaux de ruissellement, ou multiplier le long du cours d'eau les plages d'épandage sur lesquelles le courant d'eau, en perdant de sa vitesse, laisse déposer une partie des matériaux qu'il entraîne (DROUHIN et al., 1951).

Bien qu'il existe plusieurs méthodes pour réduire au minimum la production de sédiments dans le cours d'eau, on ne peut espérer éliminer entièrement le dépôt de sédiments dans les réservoirs. Le volume de ces sédiments peut progresser d'année en année et il peut en résulter l'obturation des vidanges de fond. Plusieurs méthodes peuvent être employées afin de réduire le volume des sédiments après dépôt. Ces méthodes varient en fonction des paramètres du barrage (niveau d'eau, rentabilité, climatologie, nature des matériaux, etc.).

Les techniques de dévasement utilisées sont les suivantes :

- évacuation des sédiments par une gestion appropriée de la retenue et de ses organes de fond ; cette évacuation est réalisée au moment des crues (chasse à niveau d'eau, soutirage des courants de densité qui doivent faire l'objet d'études particulières pour tous les barrages) ; il faut essayer de drainer ces courants vers les organes de dévasement avant qu'ils ne se diffusent pas dans la retenue ;
- le dévasement par dragage qui nécessite l'emploi d'une énergie externe ; ces techniques de dragage sont nombreuses et nécessitent avant tout une bonne connaissance de la variation de la cohésion des sédiments dans la retenue en fonction de la profondeur.

1.8 - Position du problème et but de la recherche

La durée de vie d'un barrage est fonction de son temps de remplissage en matériaux solides. Une mauvaise exploitation des barrages peut d'une façon importante diminuer la quantité d'eau et ne plus répondre aux besoins (usine hydro-électrique, industrie, agriculture, foyers domestiques).

Par ailleurs la prévision des apports solides et des mécanismes sédimentaires est d'une importance capitale, aussi bien au niveau de la conception de l'ouvrage, qu'au niveau de son exploitation. Dans ce cas, il faut prévoir la tranche morte de la retenue, la morphologie des dépôts ainsi que leur répartition.

Jusqu'à présent, il n'existe pas de modèles complets qui tiennent compte du risque d'envasement de la retenue. Il existe une difficulté réelle à la prédiction des apports solides qui empêche le gestionnaire du barrage d'utiliser des méthodes de dévasement au temps opportun et dans le souci majeur de la perte d'eau minimum. Il est à noter que le débit des cours d'eau et le transport de matières en suspension varient beaucoup au cours des années, surtout en région accidentée. Dans ce cas, il est utile de connaître l'état d'équilibre de la sédimentation qui s'établit en l'absence de toute manoeuvre de dévasement, au bout de combien de temps et quelle sera la meilleure fréquence des vidanges. Il sera intéressant de définir la rapidité de consolidation des sédiments devant toute manoeuvre de dévasement afin de pouvoir manoeuvrer avec le maximum de rentabilité. On pourra envisager la recherche d'un optimum entre la perte d'eau et le gain en volume de la retenue, et déterminer la quantité des vases soutirées en fonction de leurs temps de consolidation dans la retenue.

Les conditions de tassement et de consolidation des dépôts solides sont influencées surtout par la concentration du débit solide et par la hauteur du niveau d'eau dans les barrages. Le processus

de la consolidation des dépôts est fonction surtout des caractéristiques physiques et géotechniques des matériaux transportés, de leurs concentrations initiales et du temps de consolidation.

Les techniques de dévasement qui sont connues actuellement nécessitent avant leur emploi la connaissance des propriétés géomécaniques des matériaux afin de minimiser le coût de l'opération. Les références bibliographiques consultées ne comportent pas d'études détaillées (propriétés géomécaniques) sur les sédiments d'un cas réel d'une retenue de barrage envasé. C'est ce que nous allons présenter dans le cadre de la présente thèse, ceci par la réalisation d'une campagne de sondages dans une retenue de barrage envasé.

1.9 - Conclusions

Si pour une retenue donnée, la configuration géométrique est connue et si la nature des sédiments transportés peut l'être avec une assez bonne précision, il n'en demeure pas moins que les processus d'envasement et de désenvasement ne sont pas faciles à prédire puisqu'ils sont sous la dépendance directe de trois facteurs importants et liés ; à savoir, l'évolution des débits (liquide et solide), la variation des caractéristiques géomécaniques des sédiments dans la retenue et le plan de gestion du barrage.

Vu la complexité, la diversité et la variation tant temporelle que spatiale des facteurs qui interviennent dans une retenue de barrage envasé, on a remarqué par l'analyse des travaux antérieurs qu'il n'a pas été possible d'avancer un modèle qui puisse prétendre tenir compte de l'ensemble de ces facteurs ou tout au moins des plus importants.

Ainsi, la connaissance du comportement des matériaux déposés dans la retenue et la conception d'un modèle dynamique intégrant les différents états de ces sédiments en respectant les équations de continuité (RAIS et ABIDI, 1989), permettrait une meilleure compréhension et description des phénomènes d'envasement. Ceci entraînera par la suite la possibilité d'effectuer de meilleures prévisions et d'adopter les solutions les plus appropriées aux problèmes du dévasement. L'utilisation des courants de densité pour l'évacuation des dépôts nécessite la connaissance des caractéristiques rhéologiques, et ceci afin de déterminer la rigidité initiale d'entraînement des sédiments qui varie en fonction de leur état de consolidation.

Cependant cette technique de "chasse" est limitée par la rigidité du matériau, il est alors nécessaire de changer de méthode ; c'est pourquoi une connaissance approfondie des propriétés géomécaniques classiques permettrait d'optimiser les opérations de dragage.

CHAPITRE 2 : ÉTUDE EXPÉRIMENTALE

2.1 - Introduction

Ce chapitre est consacré essentiellement aux résultats expérimentaux des sondages réalisés dans une retenue de barrage envasé.

Nous présenterons les grandes lignes des conséquences de la sédimentation de la retenue et les opérations de lutte menées contre l'envasement. Puis, nous montrerons l'importance de l'étude de la nature et de l'état des propriétés géomécaniques des sédiments à l'état intact. En dernier, nous tenterons de dégager les points essentiels caractérisant les sédiments.

Le thème principal de ce chapitre est la reconnaissance des sédiments.

2.2 - Étude d'un cas réel de barrage envasé

2.2.1 - Description de l'ouvrage

Un des barrages envasés en France qui fait l'objet de notre étude est le barrage usine de Génissiat qui se trouve sur le fleuve du Rhône et qui est conçu pour répondre à la production hydroélectrique. La chute de Génissiat comprend : une retenue de 23 Km de longueur dans le lit du fleuve, d'une capacité utilisable de 20.10^6 m^3 ; un barrage de retenue en béton du type poids d'une hauteur de 100 m environ ; une usine hydroélectrique située au pied du barrage ; un évacuateur de crues de surface, situé en rive droite ; un évacuateur de demi-fond, situé en rive gauche ; une vidange de fond, située en rive droite. La figure 2-1 donne un schéma d'ensemble.

2.2.2 - La sédimentation dans le Rhône

a - Le cas de Génissiat

Comme tous les fleuves, le Rhône charrie des matériaux ; leur transit a été perturbé par la création de barrages. La figure 2-2 montre un schéma d'ensemble de l'aménagement du Rhône. QUESNEL, (1973), montre l'importance du transport solide, en donnant un chiffre du poids moyen annuel transporté sous forme de suspension sur le fleuve du Rhône à Lyon, qui est de 3500 millions de tonnes. On définit aussi la dégradation spécifique qui est de 170 ; cela représente le poids moyen annuel de matériaux solides arrachés au sol du bassin et transportés en suspension par le cours d'eau qui en draine la surface rapportée au Km^2 et exprimée en général en tonnes. Le tableau 2-I montre la variation de ces valeurs pour différents types de cours d'eau.

Tous les trois ans, les aménagements suisses se trouvant sur le Rhône, sont dévasés par des opérations de chasses. Ceci entraîne par la suite ; l'apport d'un volume important de sédiments qui est rejeté à l'aval. Le barrage de Génissiat crée, en amont de la chaîne des aménagements du Rhône français, un réservoir dans lequel se dépose une partie des sédiments ; il est le moyen de contrôler le

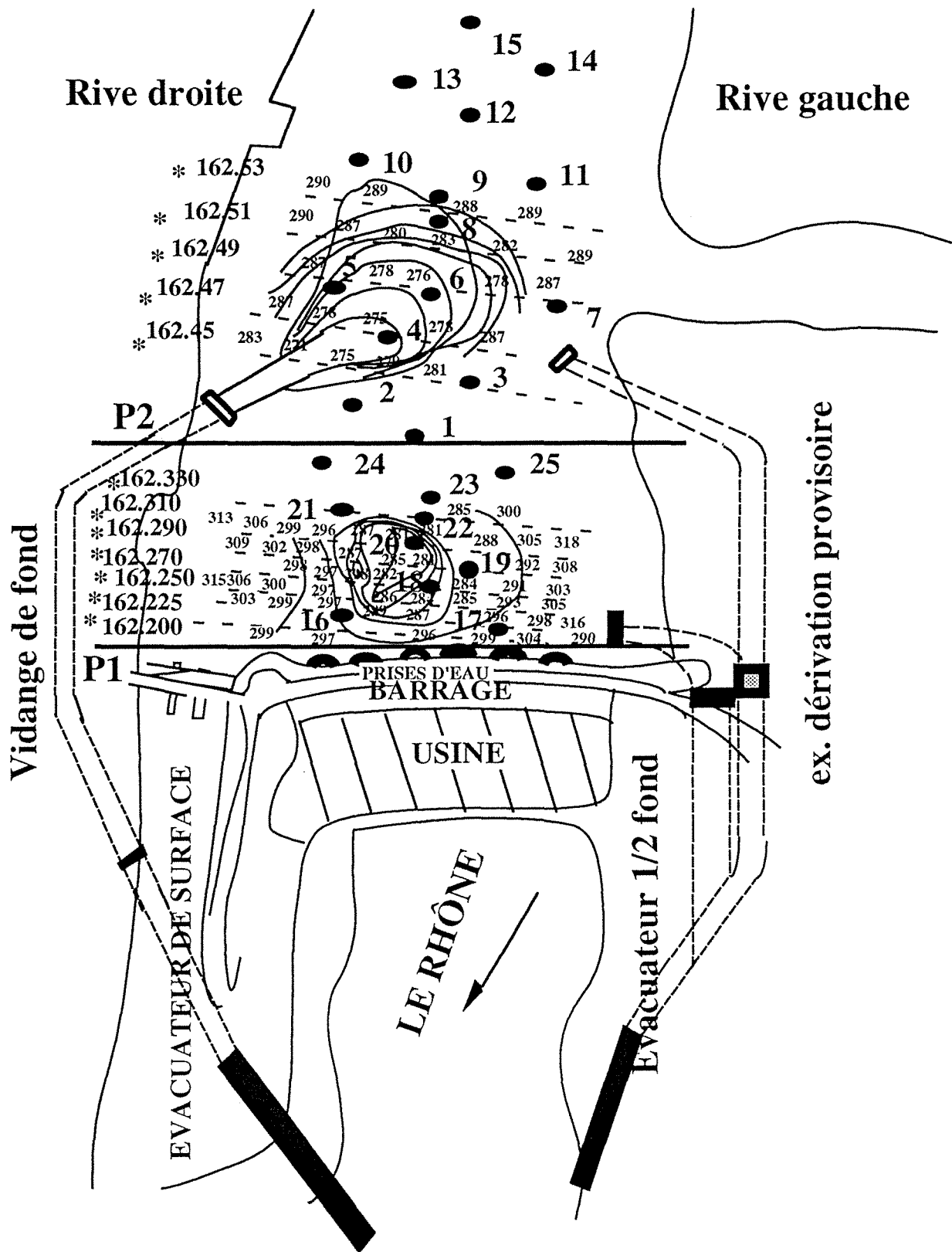


Fig. 2-1 - Plan d'ensemble du barrage - Implantation des sondages (Retenue de Génissiat).

flux des matières en suspension (M.E.S.) qui transiteront à l'aval (LAPASSE, 1994). Les sédiments qui s'accumulent dans la retenue étudiée, sont essentiellement apportés par le Rhône. Cependant, en amont de la retenue, se trouve le lac Léman, ce lac naturel couvre une grande superficie et il est de plus très profond (fig. 2-3). Les eaux sont donc parfaitement calmes, ainsi tous les sédiments apportés par ses affluents se déposent dans le lac. Le Rhône coulant en aval du lac Léman est son trop plein. Par conséquent les eaux du lac Léman sont pratiquement claires, il ne charrie aucun sédiment. L'origine des sédiments se déposant dans la retenue de Génissiat est donc à rechercher ailleurs, dans

les différents affluents que le Rhône reçoit entre le Léman et Génissiat. Le seul affluent susceptible d'apporter les sédiments est l'Arve. L'Arve, affluent de rive gauche, dont le confluent est en Suisse, à l'aval immédiat de Genève, charrie énormément de sédiments provenant de l'érosion du massif alpin. Les mesures effectuées par les services industriels de Genève (S.I.G.), montrent qu'ils se déposent chaque année, dans la retenue, 400.000 à 500.000 tonnes de matériaux, soit environ 50% de la masse transitant annuellement sur le Rhône à l'aval de l'Arve ; la quasi totalité des matériaux provient de cet affluent, car les eaux du Rhône sont parfaitement décantées dans le lac Léman. L'Arve charrie et transporte un volume important de matériaux de toutes dimensions. On y a mesuré jusqu'à 13 g/l de matières en suspension (M.E.S.) au cours de la crue de février 1990 (RICARD, 1991) ; ces particules solides sont fines et leurs dimensions élémentaires sont de l'ordre de 1 à 30 μm (argile, limon et un pourcentage de sable plus au moins important). Ce matériau fin, cohésif à tendance à former des courants de densité qui apportent les vases jusqu'au barrage. Ces matériaux se déposent principalement dans les retenues de Verbois, Chancy-Pougny et Génissiat. Les autres affluents du Haut-Rhône, en amont de Lyon, amènent peu de matériaux au Rhône, sauf le Fier qui amène principalement des limons. Le remplissage de la retenue de Génissiat dépend donc principalement de l'Arve ; d'après LAPASSE, (1994), PIERRY, (1989), PIERRY et BRAVARD, (1989), BLANC et al., (1989) et SÉMIOND (1994).

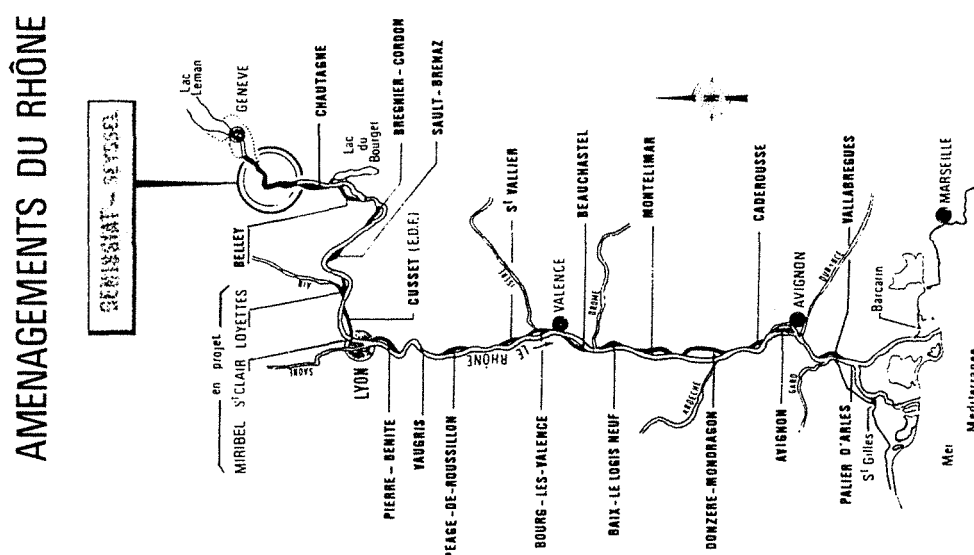


Fig. 2-2 - L'aménagement du Rhône.

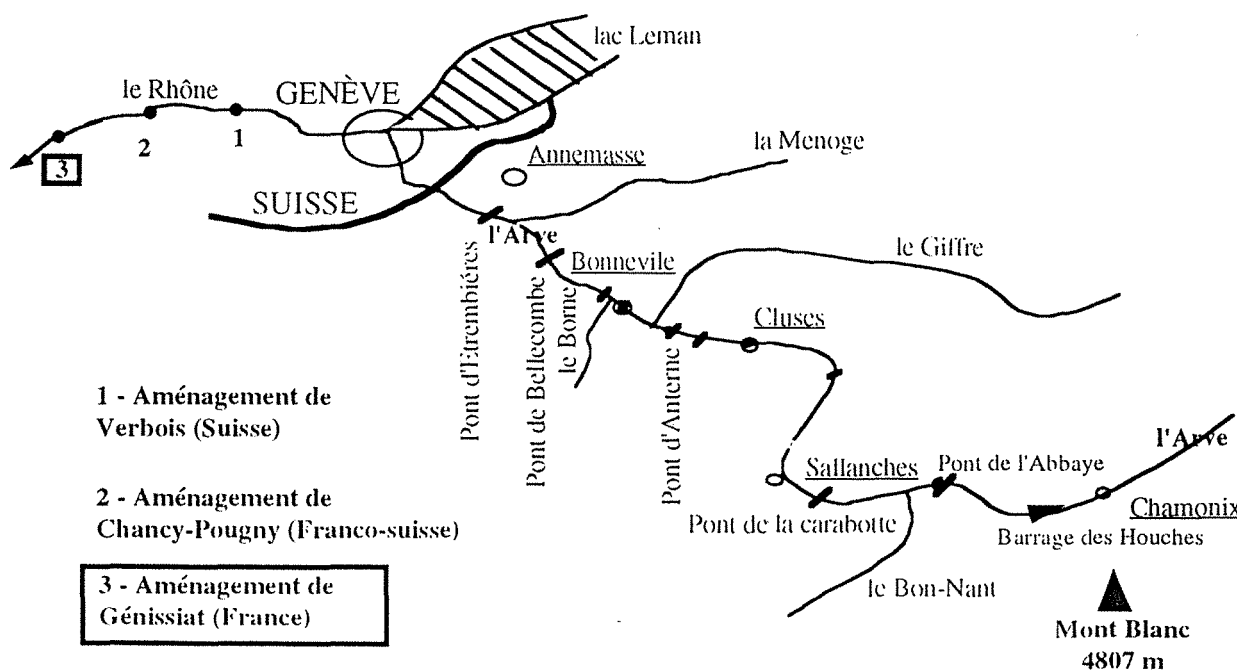


Fig. 2-3 - Principaux affluents du Rhône en amont de Génissiat (BLANC et al., 1989).

Cours d'eau	Poids moyens annuels transportés sous forme de suspension	
	en millions de tonnes	en tonnes par Km ² de surface de bassin versant (dégradation spécifique)
Durance du Valais à MARTIGNY (1909-1918)	851	1270
Arve à GENÈVE	2000	1000
Drac à SAUTET	987	1000
Drac à GRENOBLE	2500 à 2800	700 à 780
Isère à la SAÔNE	6000 à 70000	510 à 580
Durance à SISTERON	6900	1000
Durance à MIRABEAU (1868-1879)	16000	1350
Rhône à BEAUCAIRE	30000	314
Rhône à LYON	3500	170
Garonne à TOULOUSE	2500	250
Colorado à IOPACH	231000	522
Adige à BOARA-PISANI(1929-1935)	1056	88
Pô à PIACENZA (1924-1935)	9770	268
Pô à PARMA (1924-1925)	693	130

Tableau 2-I - Variation des poids moyens annuels transportés sous forme de suspension des cours d'eau (QUESNEL, 1973).

b - L'Arve

L'Arve prend sa source dans le massif du Mont Blanc puis traverse un relief vigoureux, les bassins versants alimentant la retenue de Génissiat sont donc essentiellement en zone montagnarde et favorisent les phénomènes d'érosion. Les régions se trouvant en milieu montagnard subissent fréquemment des orages violents qui favorisent le déplacement des terres et aucune opposition n'est possible. Cependant, connaissant les périodes auxquelles surviennent de telles intempéries (printemps, été), cela permettra de connaître la période à laquelle vont se déposer les sédiments. Cette période est un moment opportun pour réaliser d'éventuelles vidanges. Les bassins versants présentent des pentes fortes sur des dénivelés importants, ceci augmente et accélère les phénomènes d'érosion.

Certains terrains sont de nature très érodables, on observe les phénomènes suivants :

- solifluxion ;
- glissements de terrains et éboulements ;
- crues glaciaires : le bassin versant est surmonté d'un domaine glaciaire, les torrents qui s'en écoulent charrient des éléments de grosse taille ; d'autre part, ils sont soumis aux crues glaciaires qui

augmentent le débit solide (rupture de lac sous glaciaire) ; ces crues sont la conséquence de phénomènes dynamiques qu'il est difficile de prévoir ;

- neige et avalanches : les phénomènes décrits ci-dessus sont aggravés par les conditions importantes d'enneigement hivernal ; en effet, les avalanches de printemps et la reptation du manteau neigeux durant l'hiver accélèrent et augmentent le volume de ces éléments en labourant les pentes qu'elles parcourent et en descendant les blocs ; d'autre part, elles arrachent la végétation qui se trouve être un des meilleurs facteurs naturels de lutte contre l'érosion.

La conséquence de tout cela est l'accumulation dans les thalwegs de quantité importante de matériaux détritiques. Le degré de stabilité des bassins torrentiels dépend pour une grande part des fluctuations du bilan sédimentaire de ces bassins. Une accumulation excessive augmente considérablement le débit solide de l'Arve indépendamment des variations des précipitations.

2-2-3 - Résultats des campagnes de mesures bathymétriques dans la retenue de Génissiat

Des campagnes de mesures bathymétriques ont été réalisées par la Compagnie Nationale du Rhône (C.N.R., 1992) de 1958 à 1991 afin de mesurer le niveau des sédiments dans la retenue de Génissiat. On présente sur les figures 2-4 et 2.5 deux exemples de l'évolution dans le temps du fond de la retenue, d'un profil (P1) se trouvant au pied du barrage et de l'autre (P2) près de la vidange de fond (voir figure 2-1). On remarque sur la figure 2-4, de façon claire, une remontée rapide des sédiments de l'ordre de 54,50 m, au milieu du profil et avec une hauteur d'eau utile de 34,50 m. Par rapport à ce profil, l'envasement est estimé à 64 % en 1991 et c'est le profil le plus menaçant, car la remontée rapide des sédiments a même atteint une des prises d'eau. Ceci s'explique, par le fait que lors d'une crue, les courants de fond et de surface favorisent beaucoup plus l'arrivée des sédiments jusqu'au pied du barrage.

Cependant, sur la figure 2-5, l'envasement calculé près de la vidange de fond est de 24 % (13 m de sédiments et 42 m d'eau) ; ceci montre que, même près de la vidange de fond, l'envasement est important et que si celle-ci n'est pas manoeuvrée régulièrement, il y a risque de colmatage par suite de consolidation des dépôts.

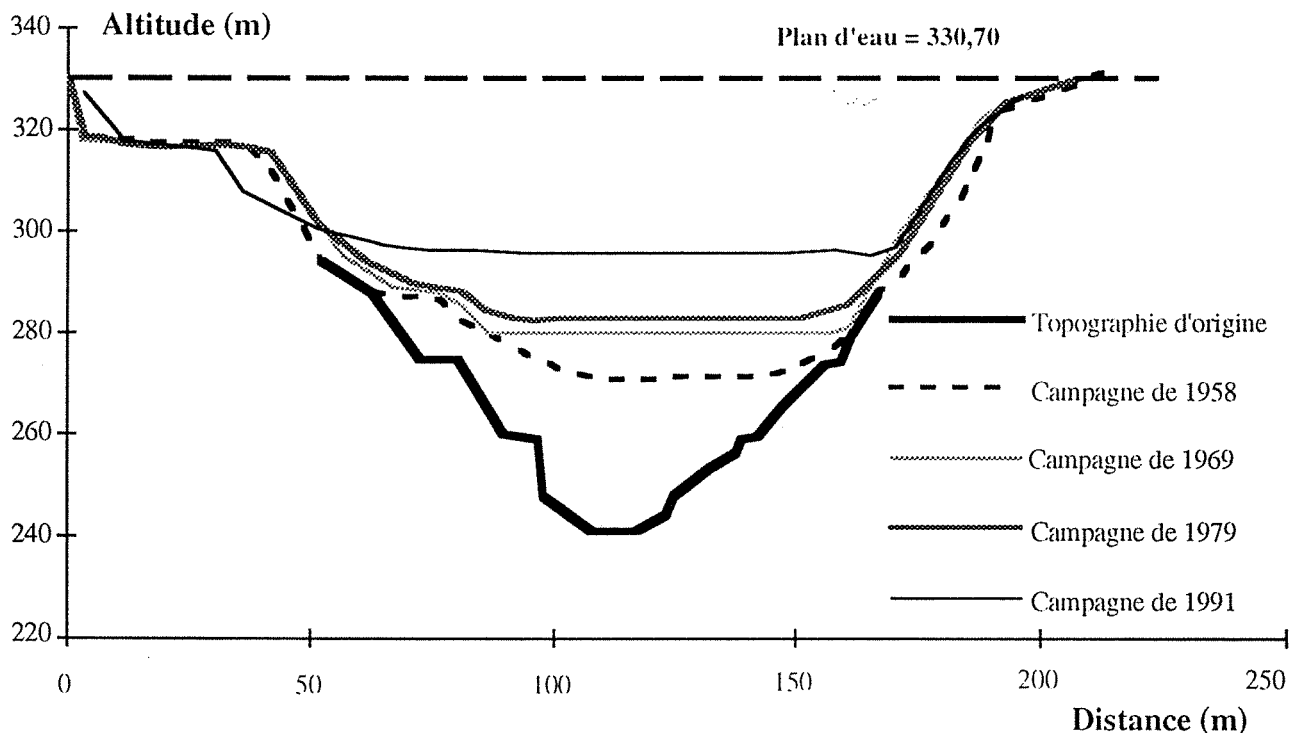


Fig. 2-4 - Exemple de variation du niveau des sédiments dans la retenue par rapport à un profil (P1) se trouvant au pied du barrage.

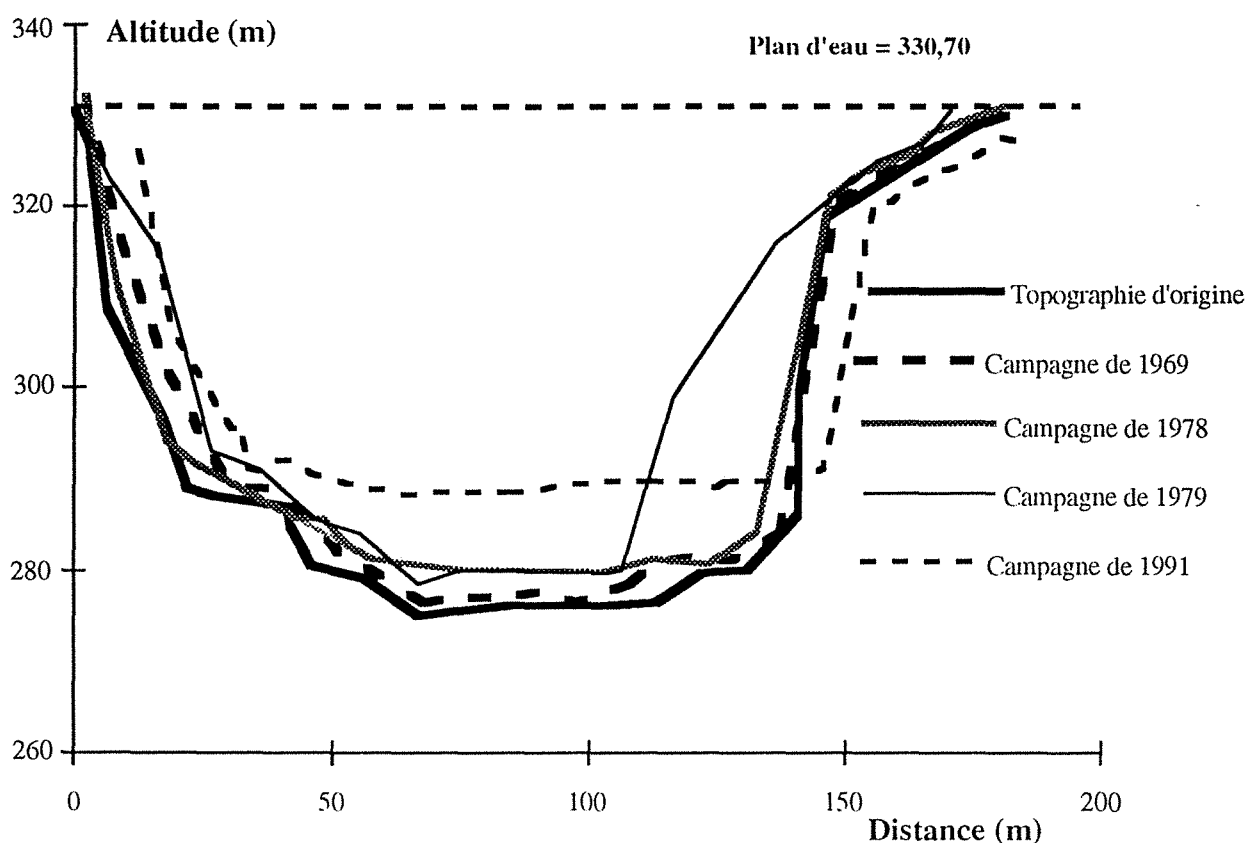


Fig. 2-5 - Exemple de variation du niveau des sédiments dans la retenue par rapport à un profil (P2) se trouvant près de la vidange de fond.

Le tableau 2-II montre une comparaison du bilan d'envasement par rapport aux profils P1 et P2. Par rapport aux années des campagnes de mesures bathymétriques réalisées par la C.N.R., on remarque qu'en général, le taux d'envasement cumulé est croissant dans le temps et qu'il est important pendant les premières années d'exploitation. On constate un envasement relativement considérable entre 1979 et 1991.

	Année de mesure	Hauteur d'envasement pendant l'année de mesure (%)	Hauteur d'envasement cumulé (%)	Hauteur d'envasement annuel moyen (%)
Profil P1	1943-1958	34	34	2,3
	1958-1969	10	44	0,9
	1969-1979	3	47	0,3
	1979-1991	17	64	1,4
Profil P2	1958-1969	4	4	0,4
	1969-1978	5	9	0,6
	* 1978-1979	- 1	8	- 1
	1979-1991	17	25	1,4

* 1978-1979 : correspond à une évacuation de sédiments

Tableau 2-II - Taux d'envasement du barrage retenue de Génissiat.

2.2.4 - Opérations de lutte contre l'envasement de la retenue de Génissiat

Concernant l'envasement de cette retenue, on effectue des "chasses" (ouverture complète du barrage) coordonnées Franco-suissees qui ont lieu tous les trois ans ; et l'opération devrait se dérouler à une période où la fonte des neiges donne une assurance de débit (mois de juin généralement). En outre, des interventions d'extraction de sédiments qui s'avéraient nécessaires ont été déjà effectuées en 1986 et fin 1989.

Durant les chasses, l'objectif de l'exploitant est d'éviter le stockage massif de sédiments dans les retenues en réalisant les meilleures conditions de transit et une dilution acceptable pour éviter les dommages à l'environnement (maîtrise du taux de M.E.S.). Pour respecter les contraintes de la consigne, la C.N.R. contrôle le flux à Génissiat et mesure les taux de M.E.S., en temps réel, en diverses stations implantées sur le Rhône entre la frontière et la région Lyonnaise (fig. 2-3). L'ensemble des contraintes imposées à la C.N.R., qu'elles soient naturelles comme l'hydrologie ou réglementaires comme les taux de M.E.S. à respecter, font des chasses des opérations délicates, dépendant étroitement des conditions hydrologiques du moment.

Le barrage de Génissiat est équipé de trois organes de vidange, à trois niveaux de l'ouvrage, qui permettent d'assurer ce contrôle (fig. 2-1) :

- l'évacuateur de surface, capable de débiter $1200 \text{ m}^3/\text{s}$;
- la vanne de demi-fond, capable de débiter $1500 \text{ m}^3/\text{s}$;
- la vanne de fond, capable de débiter $500 \text{ m}^3/\text{s}$.

LAPASSE, (1994), fait remarquer que l'envasement excessif de la retenue de Génissiat a été un obstacle à la maîtrise de l'opération des chasses en 1990 ; car à la sortie de la vanne de demi-fond on enregistrait des taux de M.E.S. approchant 10 g/l . Le remplissage de la retenue en sédiments a pris des proportions inquiétantes, car une reconnaissance en plongée a permis de constater une remontée rapide des sédiments se trouvant à quelques mètres d'une des prises d'eau. Vu l'ampleur du phénomène, on a été contraint d'arrêter le fonctionnement de cette prise d'eau, ce qui a entraîné une perte sensible de la production hydroélectrique. Le tableau 2-II et les figures 2-4 et 2-5 montrent les conséquences de la sédimentation dans la retenue de Génissiat. Suite à cela, une décision s'imposait de procéder à un dragage de la retenue nécessaire à la réussite des chasses prévues en 1993. De ce fait, il a été programmé un dragage sous la vanne de fond (profondeur 70 m) et de demi-fond (45 m) en 1991. Il était prévu d'évacuer 300.000 m^3 de sédiments en 6 mois par système "air-lift" qui nécessite un matériel spécifique. Cette technique consiste à injecter de l'air sous pression dans la vase à des profondeurs variant de 35 à 65 m . L'air en se décompressant, remonte à la surface à grande vitesse et crée ainsi une aspiration très importante ; il entraîne eau, sédiments et corps lourds noyés. La mixture est rejetée à l'aval par l'intermédiaire d'une conduite flottante. Des difficultés sont apparues pendant les opérations de dragage, résultant de la profondeur de dragage et de la présence d'enrochements, s'ajoutèrent aussi des difficultés liées à la méconnaissance de la résistance de la vase aux profondeurs plus grandes. Ces difficultés qui allaient augmenter la durée de réalisation des travaux ont conduit à annuler le procédé de dragage par air-lift et à nécessiter de changer de méthode.

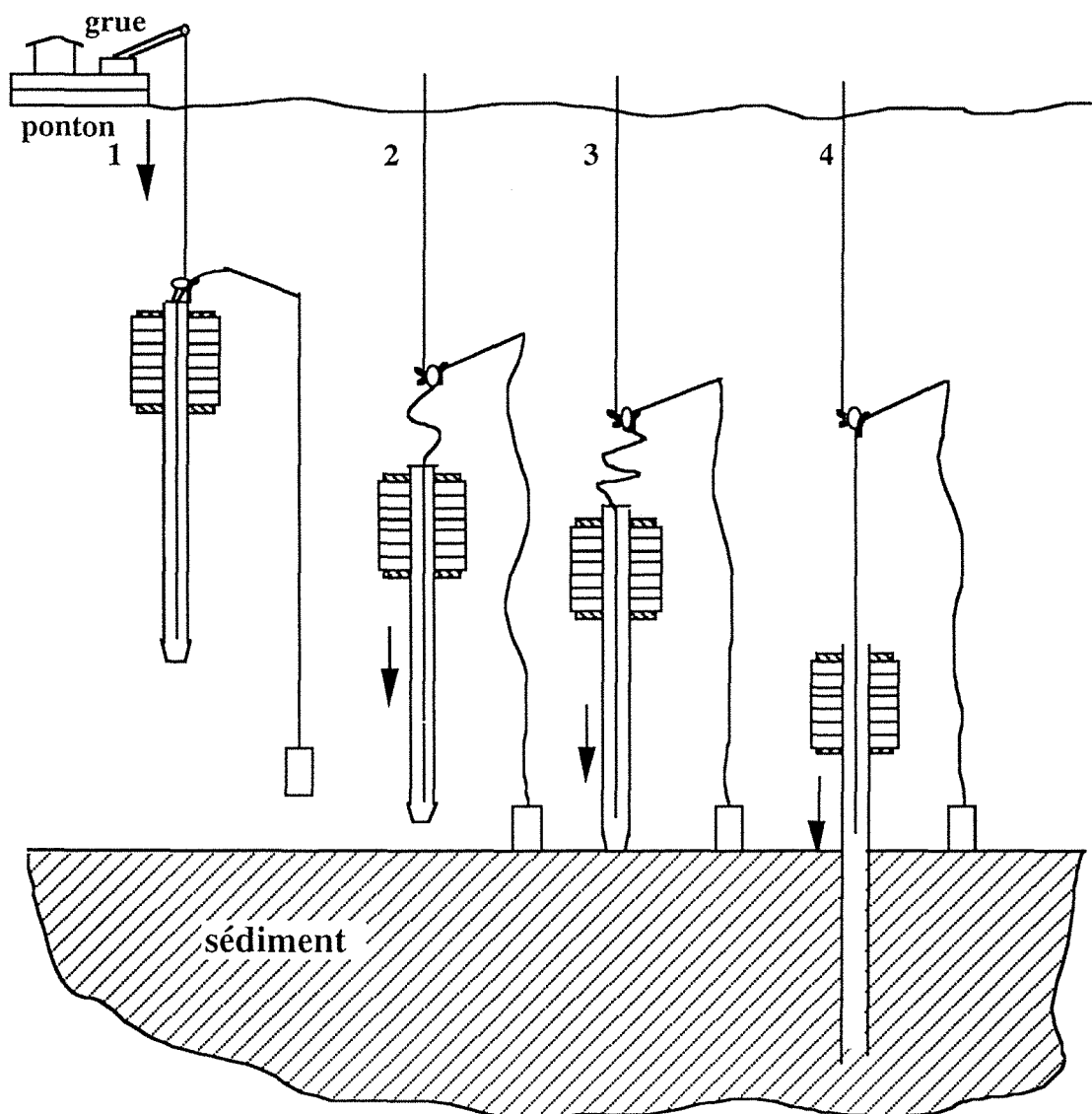
Le nouveau procédé a utilisé une benne preneuse de grande capacité (6 m^3). La drague est couplée par un système de trémie immergée à une drague suceuse à désagrégateur, dont la pompe, de forte dimension, permet le passage d'éléments jusqu'à 200 mm . Celle-ci refoule les matériaux à l'aval par conduite flottante. Cette méthode innovante a donné de bons résultats et les objectifs prévus ont été atteints, suite à cela, l'opération des chasses prévue en 1993 a pu se dérouler.

On estime qu'une quantité de 1330.000 t a été évacuée des retenues suisses pendant les opérations de chasse avec un taux de M.E.S. maximum de 30 g/l . Dans la retenue de Génissiat, le taux moyen de M.E.S. a été inférieur à 5 g/l . Suite aux opérations de chasses, près de 50% de la quantité des sédiments évacués des retenues suisses s'est cependant déposée dans la retenue de Génissiat ; cela est dû aux précautions prises lors de l'exécution des manoeuvres afin de respecter les contraintes imposées par la C.N.R. (hydrologie et taux de M.E.S.). On remarque que l'envasement de la retenue de Génissiat ne peut être éliminé entièrement et le dragage d'entretien qui est très coûteux, est maintenant une nécessité pour assurer une bonne gestion des chasses.

2.3 - Présentation générale des prélèvements et des types d'essais réalisés

Devant un tel problème complexe de l'envasement des barrages, on voudrait rechercher quel est le moyen économique (à la rigueur scientifique) du dévasement de la retenue. Avant toute tentative, il s'avère nécessaire de connaître le comportement des sédiments en profondeur par la détermination des propriétés physiques et mécaniques.

Dans le but d'obtenir une caractérisation géotechnique des sédiments déposés dans la retenue de Génissiat, 25 sondages ont été réalisés par l'I.F.R.E.M.E.R. (Institut Français de Recherche pour l'Exploitation de la MER) en utilisant la technique du carottier Küllenberg (fig. 2-6). Cette technique est celle qui est couramment utilisée pour les prélèvements des sols marins ; TISOT, (1984) et MULDER, (1992). Sur la figure 2-1 on présente le plan d'implantation des sondages et les courbes de niveaux après travaux de dragage (Avril et Octobre 1992), le repérage des points de prélèvement est réalisé par rapport à un des profils se trouvant sur la rive droite. La profondeur de prélèvement varie entre 0,65 et 6,45 m, et ceci est fonction de la nature des terrains rencontrés et des dispositions prises pour le carottier.



Principe de fonctionnement du carottier KÜLLENBERG

Fig. 2-6 - Technique de carottage (I.F.R.E.M.E.R.).

Dans quelques cas, des remaniements ont pu se produire, ils sont liés à la technique de prélèvement et à l'état du matériau en place. Le tableau 2-III donne la liste des sondages et les longueurs carottées, ainsi que la profondeur d'eau.

N° Sondage	Longueur (m)	Pe (profondeur d'eau)
S1	6,22	37,81
S2	3,60	41,81
S3	6,13	37,81
S4	6,45	50,86
S5	3,33	49,81
S6	3,43	49,91
S7	0,65	38,91
S8	6,39	39,91
S9	5,90	38,26
S10	5,94	36,81
S11	5,73	38,81
S12	6,35	37,81
S13	5,585	35,81
S14	5,12	35,81
S15	5,10	36,31
S16	4,66	35,05
S17	1,53	38,11
S18	5,57	44,58
S19	4,45	45,03
S20	3,90	48,20
S21	5,15	37,80
S22	5,48	44,80
S23	5,09	36,80
S24	5,66	32,08
S25	5,74	33,60

Tableau 2-III - Caractéristiques des sondages.

Par la suite, les échantillons prélevés sous gaine plastique ont été étudiés au laboratoire par les techniques classiques de la mécanique des sols. La description sommaire des différents paramètres mesurés et leur définition sont fournis au paragraphe 2-4.

Le programme expérimental qui a été suivi est le suivant :

- mesures systématiques de la teneur en eau, des poids volumiques, de la cohésion non drainée au pic, résiduelle et remaniée ;
- essais d'identification : analyse granulométrique, limites d'Atterberg et valeur de bleu ;
- essais mécaniques ponctuels de longue durée : essais oedométriques et essais triaxiaux du type CU + U (consolidé non drainé avec mesure de la pression interstitielle).

Le tableau 2-IV présente une récapitulation des types d'essais effectués par sondage.

N° Sondage	Essai au Scissomètre	Teneur en eau	Poids volumique sec	Poids volumique humide	Essai au bleu	Essai oedométrique	Granulométrie	Limites d'AT-TER-BERG	Essai triaxial CU+U
S1	/	/	/	/	/	/	/	/	
S2	/	/	/	/	/	/	/	/	
S3	/	/	/	/	/	/	/	/	
S4	/	/	/	/	/	/	/	/	
S5	/	/	/	/	/	/	/	/	/
S6	/	/	/	/	/	/	/	/	
S7							/		
S8	/	/	/	/	/	/	/	/	/
S9	/	/	/	/	/	/	/	/	
S10	/	/	/	/	/	/	/	/	
S11	/	/	/	/	/	/	/	/	/
S12	/	/	/	/	/	/	/	/	
S13	/	/	/	/	/	/	/	/	
S14	/	/	/	/	/	/	/	/	
S15	/	/	/	/	/	/	/	/	
S16	/	/	/	/	/	/	/	/	
S17	/	/	/	/	/	/	/	/	/
S18	/	/	/	/	/	/	/	/	/
S19	/	/	/	/	/	/	/	/	
S20	/	/	/	/	/	/	/	/	
S21	/	/	/	/	/	/	/	/	/
S22	/	/	/	/	/	/	/	/	/
S23	/	/	/	/	/	/	/	/	
S24	/	/	/	/	/	/	/	/	/
S25	/	/	/	/	/	/	/	/	/

Remarque : / essai réalisé

Tableau 2-IV - Types d'essais par sondage.

2.4 - Définition des paramètres mesurés

2.4.1 - Essais systématiques

Sous la dénomination d'essais systématiques, nous avons regroupé les essais visant à déterminer les propriétés géotechniques suivantes :

- teneur en eau naturelle (intacte) ω_i ou ω ; les essais sont réalisés tous les 10 ou 20 cm ; les valeurs de la teneur en eau permettent de suivre l'évolution du sédiment le long d'un sondage et les variations brutales ou progressives dues à des changements lithologiques ;

- poids volumique des grains solides γ_s ; il est déterminé par mesure au picnomètre et c'est le rapport entre le poids des grains et le volume des grains ;

- poids volumique humide γ_h et poids volumique sec γ_d ; les déterminations du poids volumique humide γ_h et du poids volumique sec γ_d ont été réalisées conjointement aux teneurs en eau par la

méthode du creuset ; le sol est trituré à l'aide d'une spatule dans un creuset dont on aura déterminé le volume auparavant et que l'on remplira à ras-bord ; par simple pesée, on obtient la valeur de γ_h ; la valeur de γ_d est obtenue par le calcul en connaissant la valeur de la teneur en eau qui est appelée ω_r (teneur en eau remaniée) ; ces paramètres sont reliés par la formule suivante :

$$\gamma_d = \gamma_h (1 + \omega_r)$$

- cohésions non drainées ; elles ont été mesurées au scissomètre de laboratoire tous les 10 ou 20 cm par cisaillement à vitesse constante ; la cohésion d'un sol donné varie d'une manière importante en fonction de l'état de déformation du sol ; sur la figure 2-7, nous donnons une schématisation de la courbe effort déformation, on retient trois valeurs caractéristiques ; on distingue pour le matériau intact (tel que prélevé) la cohésion au pic C_u (valeur maximale obtenue en général à faible déformation et pour un déplacement angulaire faible) et la cohésion résiduelle $C_{rés}$ (au palier) (valeur stabilisée aux grandes déformations) mesurée après une rotation de 180° , il s'agit d'une valeur conventionnelle, et pour le matériau entièrement remanié (destructuré à teneur en eau constante) la cohésion remaniée C_{rem} ; les valeurs de la cohésion remaniée sont obtenus sur un matériau dont la structure initiale a été détruite par trituration et homogénéisation du sédiment à teneur en eau constante ; des expériences au laboratoire ont montré que la valeur atteinte après 10 tours sur le matériau intact est égale à la cohésion remaniée obtenue par trituration (TISOT, 1984) ; théoriquement, la cohésion remaniée est inférieure à la cohésion résiduelle si le prélèvement a été réalisé correctement ;

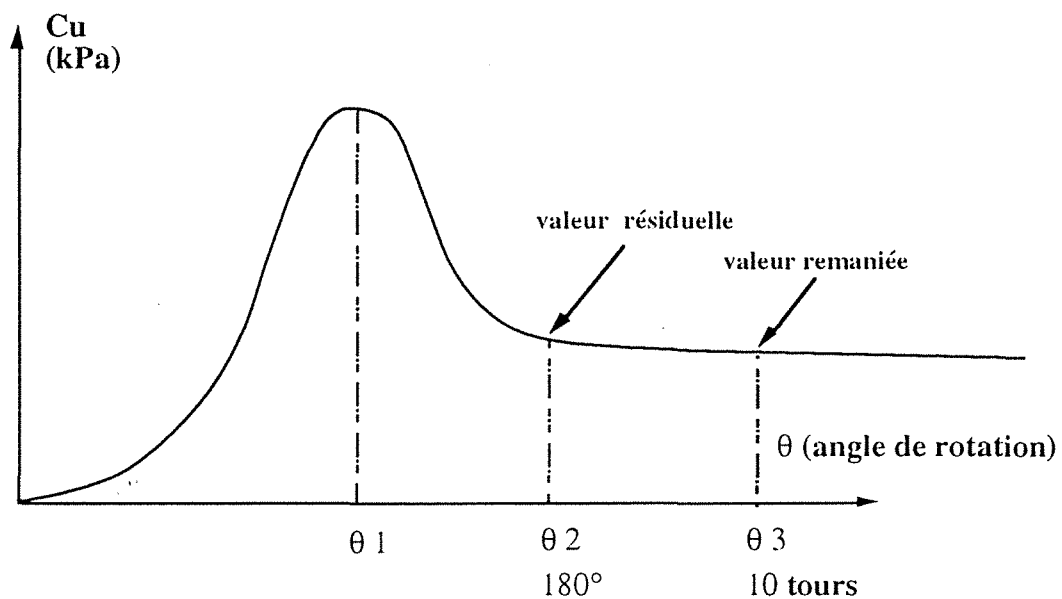


Fig. 2-7 - Schématisation d'une courbe obtenue lors d'un essai au scissomètre : évolution de la valeur de la cohésion en fonction de la rotation (TISOT, 1984).

- la sensibilité du sol ; qui exprime le rapport entre la cohésion au pic et la cohésion remaniée ($S = C_u/C_{rem}$).

2.4.2 - Essais d'identification

Ce sont les mesures les plus classiques effectuées en géotechnique. Ils permettent d'identifier les sédiments de la retenue. On distingue les essais suivants :

- l'analyse granulométrique : l'analyse granulométrique se compose de deux opérations ; une première opération de tamisage sépare la fraction supérieure à 80 μm du reste du sol ; une seconde opération permet d'étudier la fraction inférieure à 80 μm par sédimentométrie à l'aide du densimètre ;

- les limites d'Atterberg : il s'agit de valeurs standards de teneurs en eau correspondant respectivement à la limite de plasticité ω_p et à la limite de liquidité ω_l ; de là, on peut calculer l'indice de plasticité I_p qui est la différence entre ω_l et ω_p ($I_p = \omega_l - \omega_p$) ; on peut aussi déterminer deux autres paramètres qui sont l'indice de liquidité I_l et l'indice de consistance I_c (COSTET et SANGLERAT, 1981) ; ils tiennent compte à la fois de la nature du sol (caractérisée par la limite de liquidité ω_l et de plasticité ω_p) et de son état (représenté par la teneur en eau du sédiment dans son état naturel, ω) ; ces indices s'écrivent sous la forme suivante ;

$$I_l = (\omega - \omega_p) / I_p \quad \text{et} \quad I_c = (\omega_l - \omega) / I_p$$

si la teneur en eau est supérieure à la limite de liquidité, l'indice de liquidité est supérieur à 1 ;

- la valeur de bleu est un essai permettant de traduire globalement la quantité d'argiles ; la valeur de bleu (technique de la tâche) nous sert de moyen de contrôle des résultats obtenus pour les limites d'Atterberg, en même temps qu'elles complètent ces données ; c'est une donnée qui peut être aussi utilisée pour la classification des sols fins (MAGNAN et YOUSSEFIAN, 1989) ; la valeur de bleu caractérise les sols de façon rationnelle ; ainsi, la quantité de bleu absorbée sera d'autant plus élevée que la quantité d'argile est importante et que cette argile est active ;

- la couleur des sédiments est d'une grande utilité, car cela nous permet d'avoir une première idée visuelle sur la lithologie ; pour cela, on utilise le code de MUNSELL où les couleurs sont conventionnalisées ; la couleur du sédiment est examinée à l'ouverture de la carotte.

2.4.3 - Essais mécaniques de longue durée

Ce sont des essais qui permettent de déterminer le comportement mécanique réel des sédiments à l'état intact sous l'action de sollicitations avec des essais de type oedométrique et triaxial.

Essai oedométrique : c'est un essai de compression unidimensionnelle fretté durant lequel on mesure d'une part, les variations d'indice des vides en fonction de la contrainte effective appliquée ((évolution de la déformation stabilisée (en fin de consolidation) en fonction de la charge appliquée)) et d'autre part, les tassements en fonction du temps pour une contrainte donnée ; le premier type de mesure fournit la compressibilité à partir de laquelle on détermine la pression de consolidation σ'_c ; l'indice de compression C_c qui correspond à la compressibilité du matériau vierge (au delà de σ'_c) ; l'indice de gonflement C_g lors du déchargement ; dans notre cas (fig. 2-8), nous avons distingué deux valeurs de C_g : C_{g1} et C_{g2} mesurées respectivement dans les contraintes assez élevées (plus de 60 kPa) et les contraintes plus faibles (entre 5 et 45 kPa) ; les essais que l'on peut réaliser dans une cellule oedométrique sont variés ; la charge peut croître continûment ou être appliquée par paliers de durées diverses ; on peut appliquer une charge unique ou plusieurs charges successives, etc ; il est donc utile de définir le programme de chargement qui est le suivant :

- un premier chargement par paliers jusqu'à 40 kPa ;
- déchargement jusqu'à 5 kPa (poids du piston) ;
- rechargement par paliers jusqu'à une contrainte de 1280 kPa ;
- déchargement par paliers jusqu'à 5 kPa ;

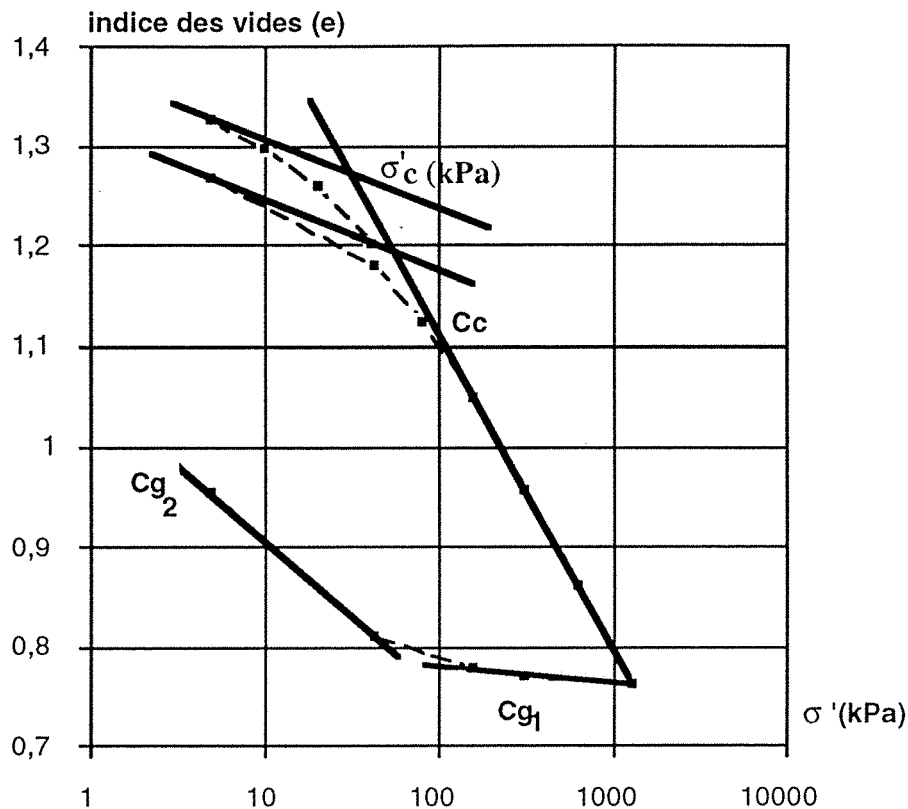


Fig. 2-8 - Courbe oedométrique typique.

Les essais de compression triaxiale auxquels sont soumis une série d'échantillons, sont du type consolidé non drainé, noté CU+U (Consolidated Undrained), avec mesure de la pression interstitielle, généralement utilisé pour les sols cohérents ; ils permettent de déterminer les caractéristiques à long terme en contraintes effectives des sédiments : C' la cohésion effective et ϕ' l'angle de frottement effectif.

A ce propos, il est essentiel de déterminer lors de la phase de consolidation, la vitesse de cisaillement de l'échantillon ; on cherche à adopter la vitesse correspondant à une distribution uniforme de la pression interstitielle (u) ; la vitesse de cisaillement idéale calculée pour nos échantillons est de 0,0344 mm / mn pour des éprouvettes de 35 mm de diamètre et 70 mm de hauteur avec un drainage à la base et papiers filtres latéraux.

Après un traitement initial pendant lequel les éprouvettes sont soumises à saturation, nous les soumettons à une seconde phase de consolidation.

Pour une série de trois éprouvettes constituant un essai triaxial (sauf quelques cas particuliers), nous appliquons trois pressions de confinement différentes : 200, 300 et 500 kPa ; et la contre pression exercée à l'intérieur de l'échantillon reste stable et est fixée à 100 kPa ; les différences de pression définissent les pressions de consolidation effectives (100, 200 et 400 kPa) ;

Le cisaillement est réalisé à pression de confinement constante et à contrainte verticale croissante, sans permettre aucune consolidation ni aucun drainage ; à l'aide d'un capteur de pression, on mesure l'évolution de la pression interstitielle ; l'état de contraintes est représenté par le point sommet du cercle de MOHR, correspondant au point où la contrainte tangentielle est maximale de coordonnées ;

$$P = (\sigma_1 + \sigma_3) / 2 \quad q = (\sigma_1 - \sigma_3) / 2$$

grâce à la mesure de la pression interstitielle durant l'essai, nous pouvons utiliser la représentation en contraintes effectives ;

$$P' = (\sigma'_1 + \sigma'_3) / 2 \quad q' = (\sigma'_1 - \sigma'_3) / 2$$

l'état des contraintes varie au cours du temps et il est nécessaire de pouvoir visualiser le chemin suivi ; sur la figure 2-9, on montre un exemple de l'allure des chemins de contrainte ; ce chemin en contraintes effectives est caractéristique de l'état de consolidation du sol (LEROUEIL et al., 1985).

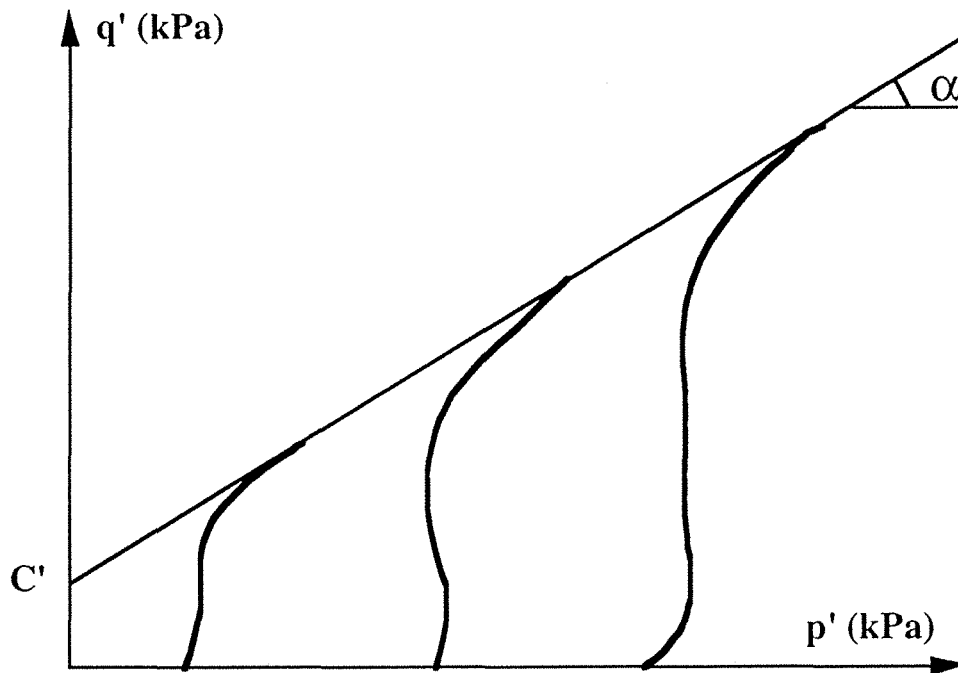


Fig. 2-9 - Chemins en contraintes effectives pour des essais de cisaillement consolidés non drainés (LEROUEIL et al., 1985).

Pour obtenir l'enveloppe de rupture, on joint les différents points terminaux des chemins de contraintes correspondant aux différentes pressions de confinement ; on obtient une droite de pente α permettant de calculer les caractéristiques en contraintes effectives C' et ϕ'

2.5 - Présentation des résultats

Les résultats détaillés sont présentés dans les annexes suivantes :

- L'annexe 1 représente sous forme graphique les résultats des essais systématiques et mécaniques, on y trouve pour chaque sondage les courbes suivantes :
 - variation de la cohésion non drainée au pic C_u avec la profondeur Z ;
 - variation de la teneur en eau ω et des limites d'Atterberg ω_l et ω_p avec la profondeur Z ;
 - variation du poids volumique sec γ_d et du poids volumique humide γ_h avec la profondeur Z ;
 - variation de la sensibilité S avec la profondeur Z .
- L'annexe 2 représente les résultats graphiques des essais oedométriques (variation de l'indice des vides e en fonction du logarithme de la contrainte effective σ').

2.6 - Description des matériaux

D'un point de vue descriptif sommaire, les sédiments rencontrés sont essentiellement constitués de particules fines de la taille des silts (limons) ; on peut rencontrer localement des passages beaucoup plus grossiers, allant jusqu'à des graves sableuses ou plus couramment des passages sableux ; d'une couleur (code MUNSELL) assez homogène dans l'ensemble ; dans les tons gris foncés allant vers les gris plus clairs avec un soupçon de jaune et de vert (5Y 2,5/1 à 5Y 5/3, 2,5Y 4/0 à 2,5Y 5/2 et 10 YR 3/2 à 10YR 6/6) ou dans les tons bruns allant dans le plus clair (5YR 4/3 à 5YR 4/6) et encore dans les tons bruns clairs orangés (2,5YR 3/6 à 2,5YR 4/6) ; à quelques rares exceptions on peut trouver des couleurs dans les tons gris clairs allant vers les gris rouilles (10R 4/1 à 10R 4/4). Ce changement de couleur pourrait correspondre à un changement de sédimentation ; dans l'ensemble nous n'avons cependant pas trouvé d'évolution logique de la couleur avec la lithologie ou la position du sondage.

Par rapport aux sondages effectués, les passages les plus grossiers ont été rencontrés dans les sondages 6, 7 et 8 situés dans la zone se trouvant au débouché de la petite vallée en rive gauche (fig. 2-1). De la même manière, des passages importants de sable propre sont localisés dans la zone des sondages 22, 23, 24 et 25. Enfin, à l'intérieur des zones limoneuses qui constituent la majeure partie des dépôts, on trouve d'une manière aléatoire des intercalations sableuses de quelques centimètres d'épaisseurs. La figure 2-10 présente une vue synthétique de l'ensemble des résultats des 108 analyses granulométriques faites à différentes profondeurs pour chaque sondage. Nous avons regroupé les sédiments de la retenue en trois grandes familles principales :

- la famille I représente environ 60 % des analyses : il s'agit d'un limon très peu sableux caractérisé par un passing à 80 μm supérieur à 96 %, les matériaux très fins (inférieurs à 2 μm) sont compris entre 50 et 16 % ;

- la famille II représente un peu plus de 30 % des échantillons : il s'agit d'un limon peu sableux à sableux (passing à 80 μm variant de 96 à 60 %), la quantité de matériaux très fins est comprise entre 10 et 16 % ;

- la famille III représente moins de 10 % des échantillons et est composée de matériaux à granulométrie très variée qui vont des sables limoneux aux graves propres mal graduées en passant en particulier par des sables propres mal gradués ; cette famille n'est évidemment pas homogène.

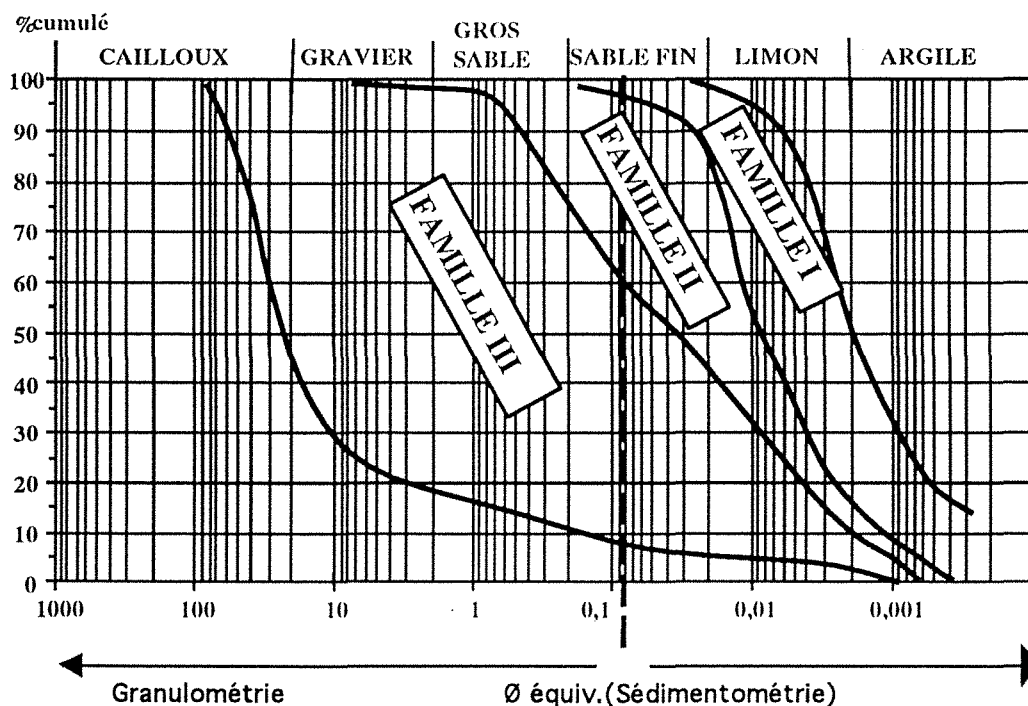


Fig. 2-10 - Familles granulométriques.

Une description à l'ouverture des carottes est montrée sur les figures 2-11 (1), 2-11 (2) et 2-11 (3), où l'on a regroupé les résultats détaillés des observations. La description lithologique est réalisée en utilisant les résultats des analyses granulométriques et les observations visuelles juste après l'ouverture des carottes. On peut constater l'existence de fissures dans les sédiments qui sont dues aux changements lithologiques assez brusques et aussi vraisemblablement liées aux problèmes de carottage.

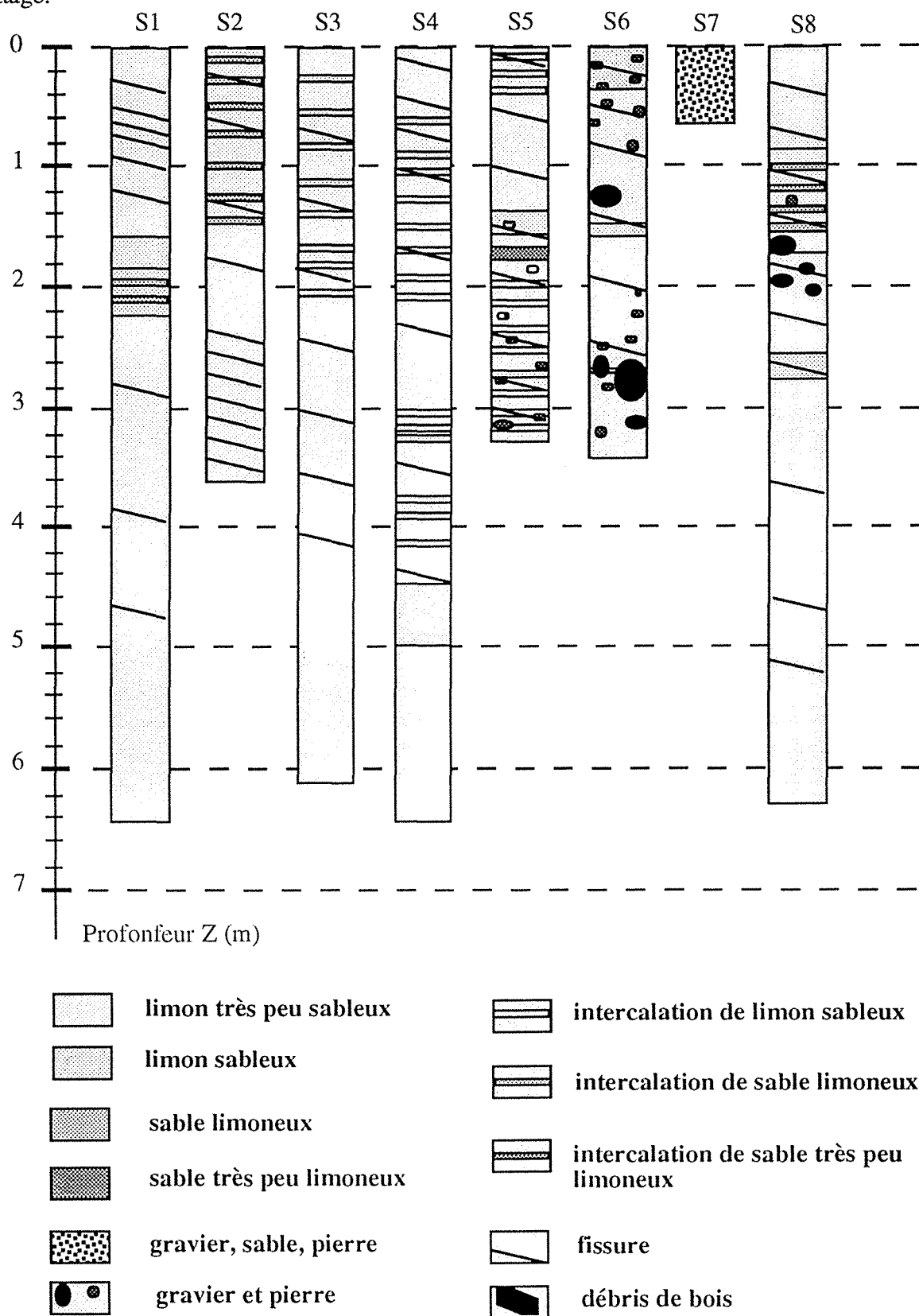


Fig. 2-11 (1) - Description détaillée du sédiment à l'ouverture des carottages (sondages S1, S2, S3, S4, S5, S6, S7 et S8).

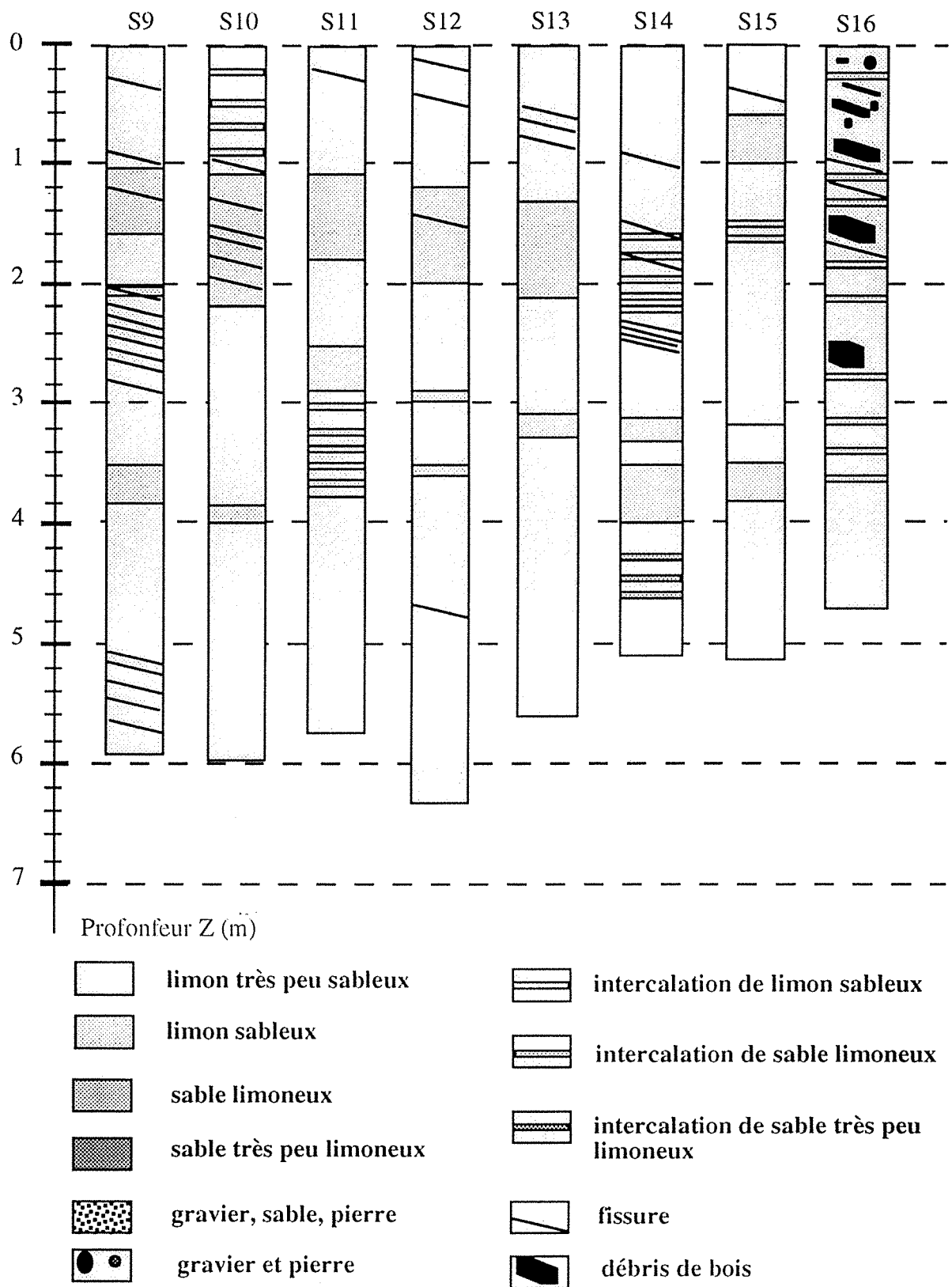


Fig. 2-11 (2) - Description détaillée du sédiment à l'ouverture des carottages (sondages S9, S10, S11, S12, S13, S14, S15 et S16).

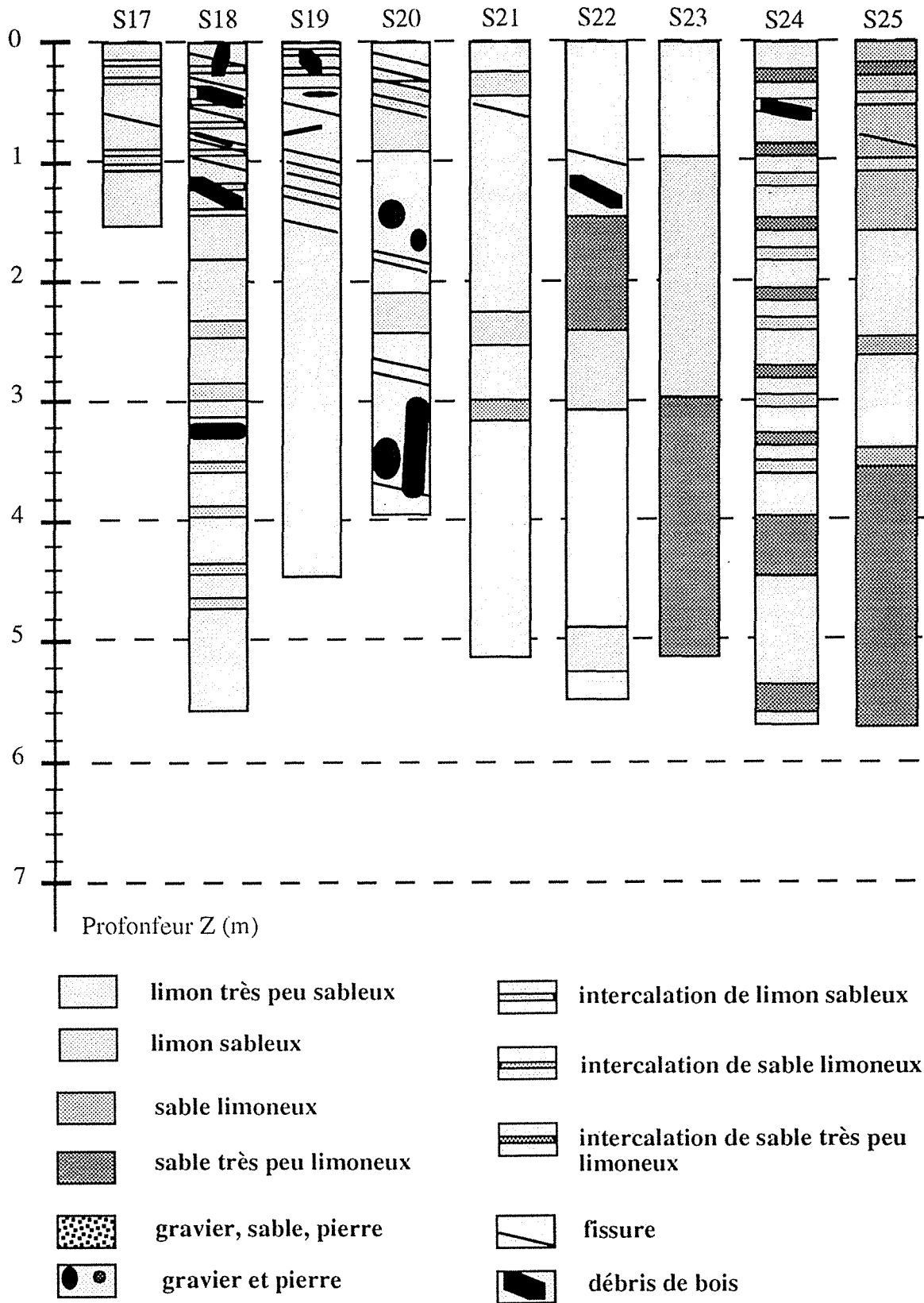
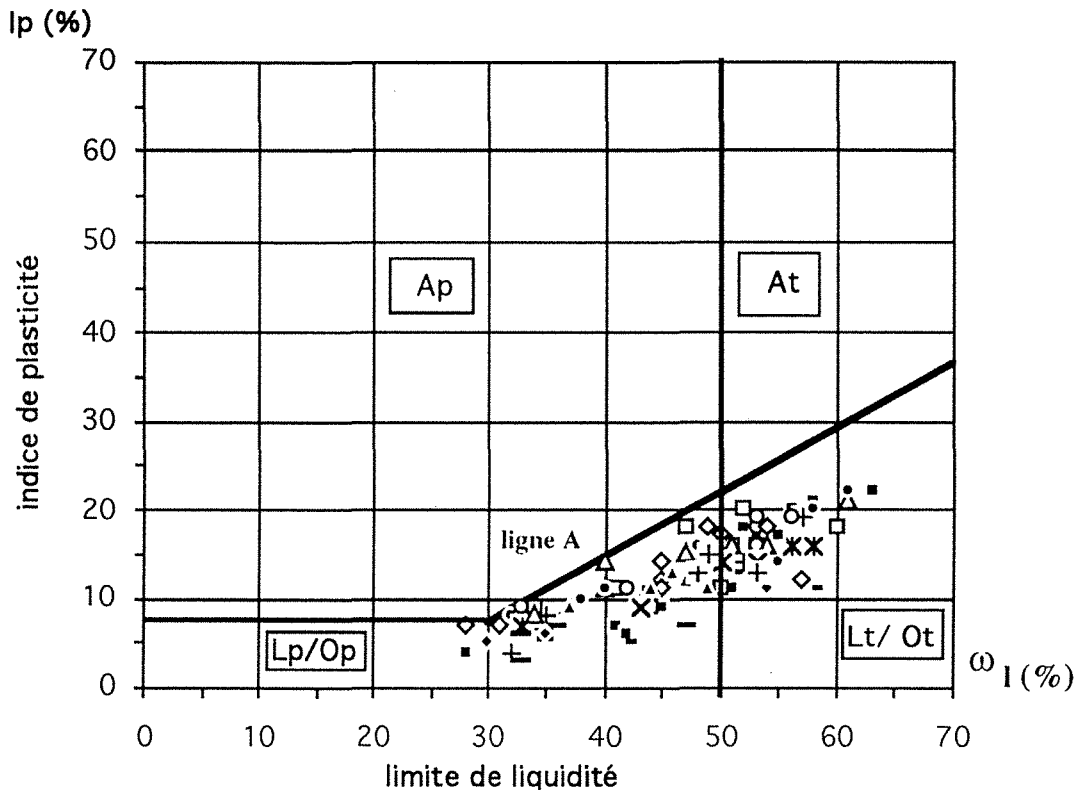


Fig. 2-11 (3) - Description détaillée du sédiment à l'ouverture des carottages (sondages S17, S18, S19, S20, S21, S22, S23, S24 et S25).

La figure 2-12 regroupe les résultats des 108 limites d'Atterberg déterminés à différentes profondeurs pour chaque sondage ; c'est le diagramme de plasticité de CASAGRANDE qui montre la répartition des valeurs de l'indice de plasticité (I_p) reportées en fonction des valeurs de la limite de liquidité (ω_l) ; dans l'annexe 1, on retrouve les variations des limites d'Atterberg ω_l et ω_p en fonction de la profondeur Z pour chaque sondage. Les points représentatifs sont regroupés dans une zone située au-dessous de la ligne A et s'étalent entre des limites de liquidité allant de un peu moins de 30 à un peu plus de 60 pour des indices de plasticité compris entre un peu moins de 5 et un peu plus de 20. Il s'agit du point de vue de la classification L.P.C. de limons peu plastiques à très plastiques. C'est pratiquement les mêmes valeurs qu'on retrouve dans le cas de sols limoneux (ω_l compris entre 20 et 60 et I_p entre 5 et 25), d'après COSTET et SANGLERAT, (1981). Il n'y a apparemment pas de localisation préférentielle des matériaux dans la retenue.



Ap : Argile peu plastique
 At : Argile très plastique
 Lp/Op : Limon et sol organique peu plastique
 Lt/Ot : Limon et sol organique très plastique

Fig. 2-12 - Abaque de Casagrande.

Dans le cas de la retenue de Génissiat, nous avons trouvé la relation $I_p - \omega_l$:

$$I_p = 0,46 \omega_l - 8,74 ; \text{ avec un coefficient de corrélation de } 0,76$$

Dans le tableau 2-V, on a regroupé les valeurs de bleu moyennes de chaque sondage (V_b moy), qui sont comprises entre 0,5 et 1,25 ; à titre indicatif nous avons donné la valeur de bleu supérieure (Sup V_b) et inférieure (Inf V_b) de chaque sondage. D'un sondage à l'autre ou dans le même sondage, on peut rencontrer des variations de valeur de bleu brutales ; ceci dans le cas où on rencontre des passages sableux importants. Les valeurs de bleu sont en général faibles et vont de 0,1 à 2. Sur la figure 2-13, on a reporté les valeurs de bleu de l'ensemble des sondages en fonction de la profondeur et sur les figure 2-14 on montre l'évolution de V_b en fonction de Z pour quelques sondages particuliers ; ceci montre que le paramètre valeur de bleu est mal corrélé avec la profondeur. Ceci est confirmé par l'étude des sondages cas par cas, cependant il semble que les valeurs obtenues entre 4 et 6 m soient en moyenne plus faibles. Au cas par cas, seulement le sondage S25 montre une

relation linéaire de Vb avec Z ($R = 0,78$) et 68 % des coefficients de corrélation sont inférieurs à 0,2. La valeur de bleu moyenne dans la retenue est égale à 1 environ.

N° sondage	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S8	S9
Vb moy	1,044	0,956	1,019	1,035	1,004	1,015	0,927	0,812
Sup Vb	1,567	1,579	2,030	1,800	1,370	1,258	1,419	0,914
Inf Vb	0,629	0,579	0,438	0,773	0,845	0,804	0,728	0,676
N° sondage	S10	S11	S12	S13	S14	S15	S16	S17
Vb moy	1,053	0,808	0,981	1,251	0,978	0,845	0,910	1,158
Sup Vb	1,690	1,094	1,691	1,890	1,522	1,186	1,327	1,978
Inf Vb	0,527	0,614	0,656	0,840	0,547	0,457	0,667	0,633
N° sondage	S18	S19	S20	S21	S22	S23	S24	S25
Vb moy	0,941	0,930	0,976	1,210	0,745	0,724	0,927	0,499
Sup Vb	1,654	1,090	1,324	1,531	1,136	1,389	1,431	1,265
Inf Vb	0,463	0,750	0,582	0,804	0,128	0,066	0,127	0,096

Tableau 2-V - Valeurs moyennes de bleu.

Vb moy totale = 0,920

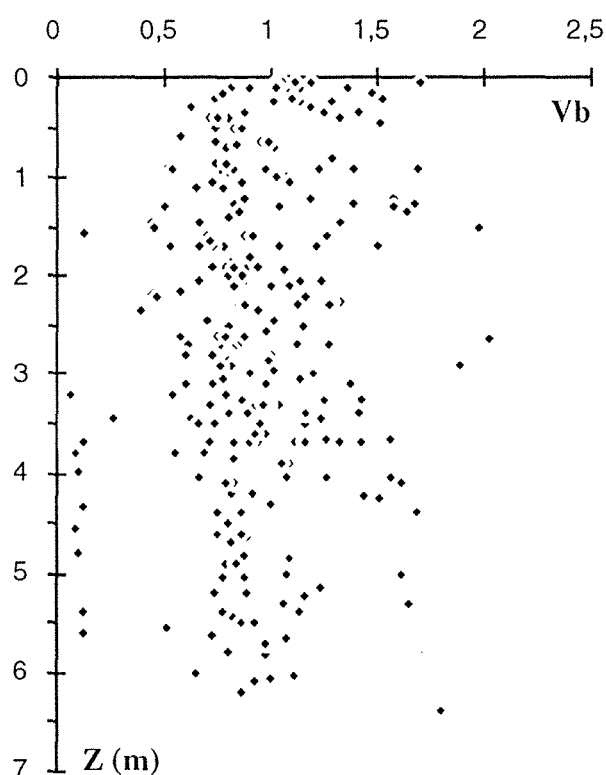


Fig. 2-13 - Valeurs de bleu reportées en fonction de la profondeur de prélèvement.

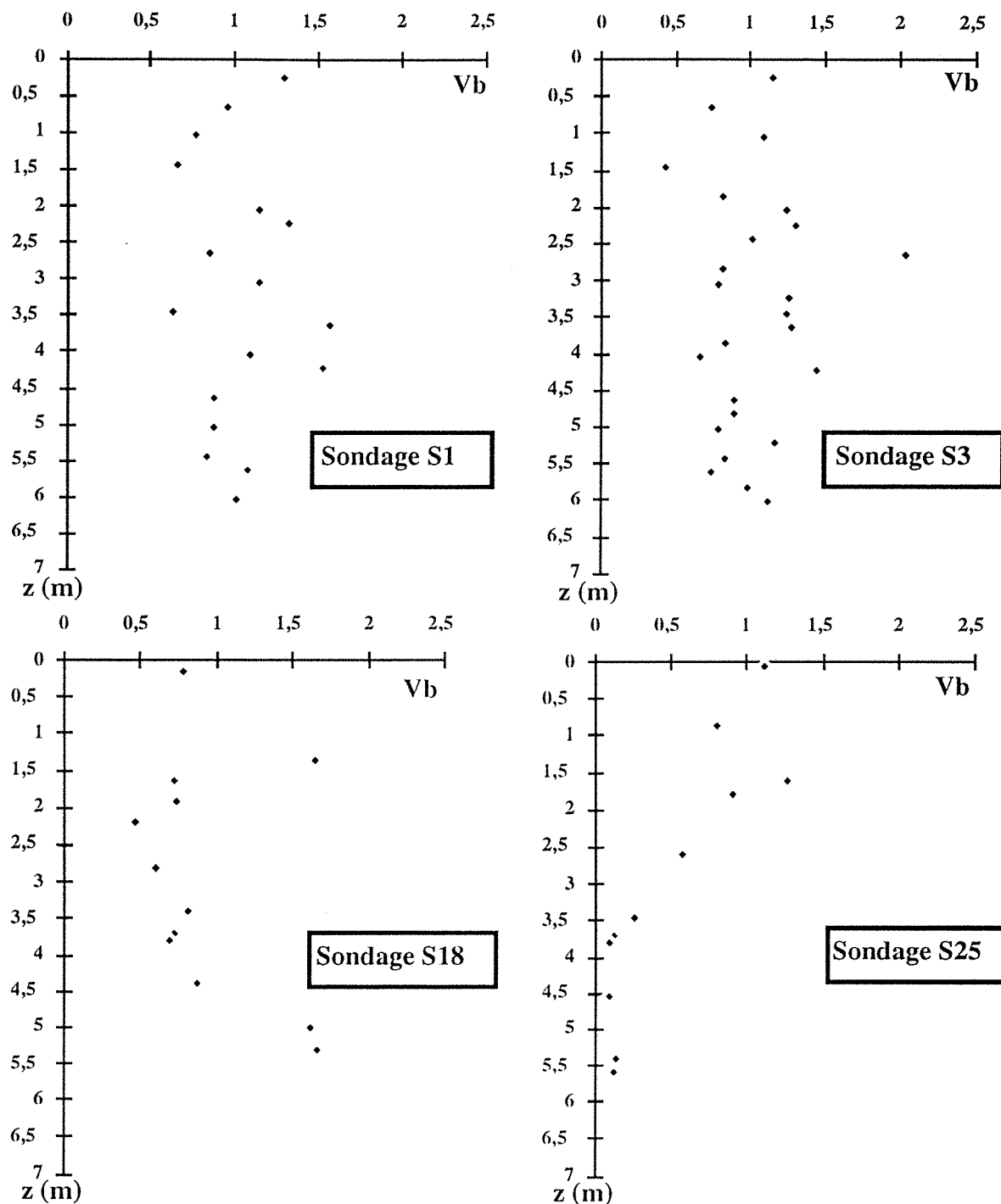


Fig. 2-14 - Exemples d'évolution de Vb en fonction de Z pour quelques sondages.

A partir des courbes granulométriques, nous déterminons le pourcentage d'argile, qui correspond à la fraction du sol inférieure à $2 \mu\text{m}$. A l'aide de ce paramètre, nous avons tenté de déceler une évolution verticale dans la granulométrie. La figure 2-15, où est reporté le pourcentage d'argile en fonction de la profondeur, ne permet cependant pas de conclure à une évolution verticale de ce paramètre avec la profondeur de carottage.

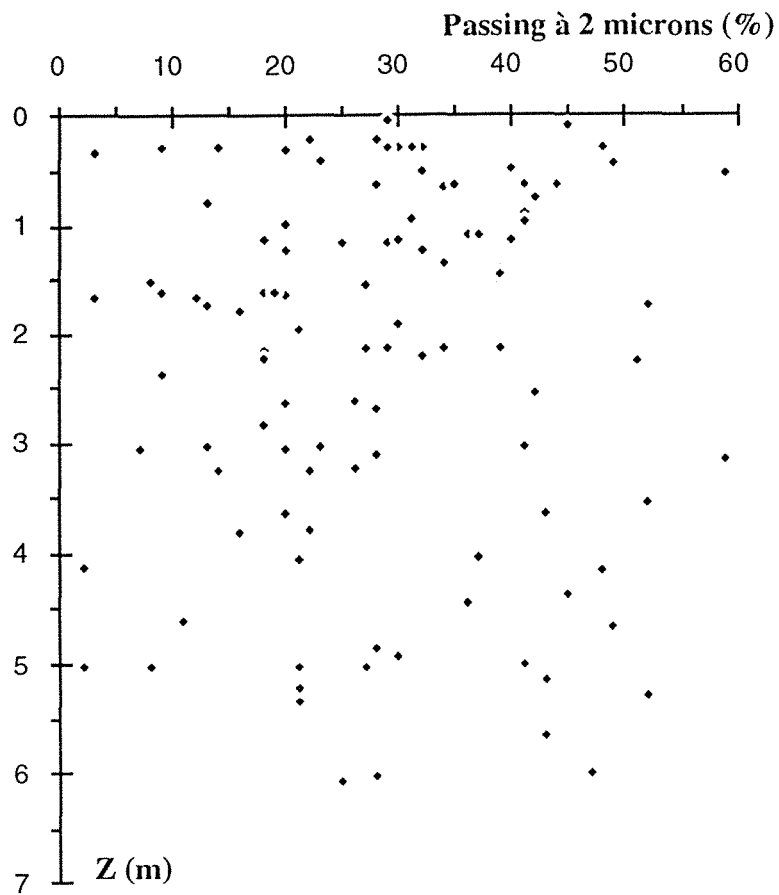


Fig. 2-15 - Evolution du pourcentage d'argile (passing à 2 μm) avec la profondeur Z (m).

Sur la figure 2-16, on a représenté les variations du passing à 2 μm en fonction de la valeur de bleu à différentes profondeurs (entre 0 et 2 m ; 2 et 4 m et supérieure à 4 m). Ces deux paramètres montrent une corrélation assez grossière mais significative. Les relations passing à 2 μm - valeur de bleu sont identiques quelles que soient les profondeurs des prélèvements.

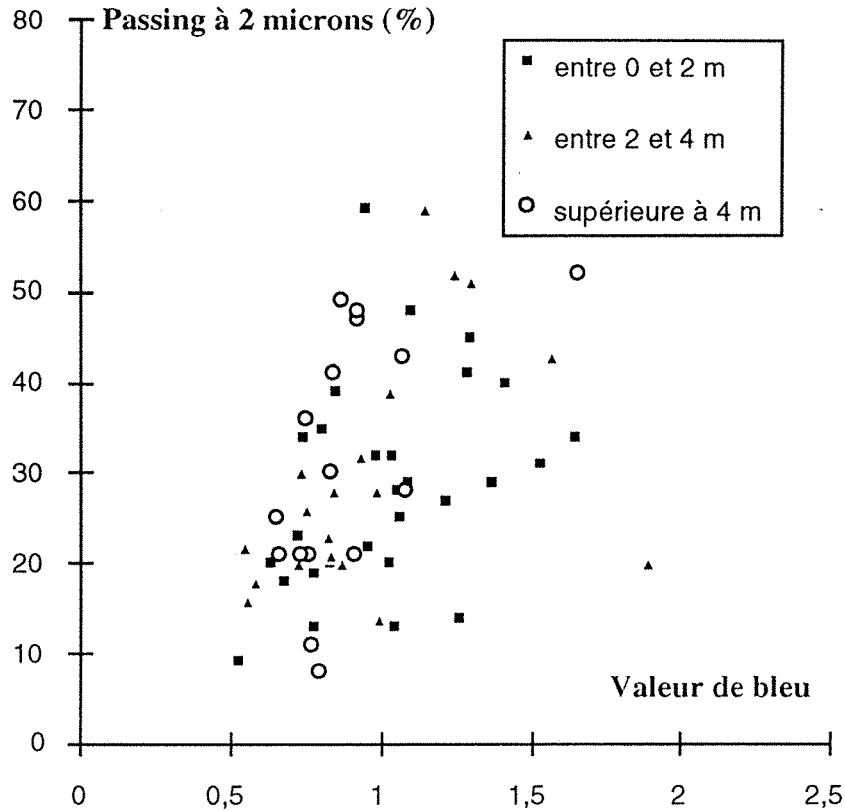


Fig. 2-16 - Passing à 2 μm en fonction de la valeur de bleu.

TRAN NGOC, (1977), a montré que les résultats de l'essai au bleu donnent de bonnes corrélations avec les essais classiques, c'est le cas de la valeur de bleu avec l'indice de plasticité et l'équivalent de sable. De la même manière, sur la figure 2-17, on a représenté les valeurs du passing à 2 μm en fonction de l'indice de plasticité et ceci à différentes profondeurs ; malgré une dispersion assez importante, il apparaît une corrélation entre ces deux grandeurs. Le rapport entre I_p et passing à 2 μm est faible, ce qui confirme que dans les matériaux les plus fins, les argiles au sens minéralogique ne sont pas prédominantes.

Cependant, il convient de signaler que cette recherche de corrélation entre les différents essais d'identification est certainement perturbée par le fait que les diverses mesures n'ont pas été exactement effectuées à la même profondeur ; la variabilité verticale des matériaux est suffisamment grande pour entraîner une dispersion assez importante.

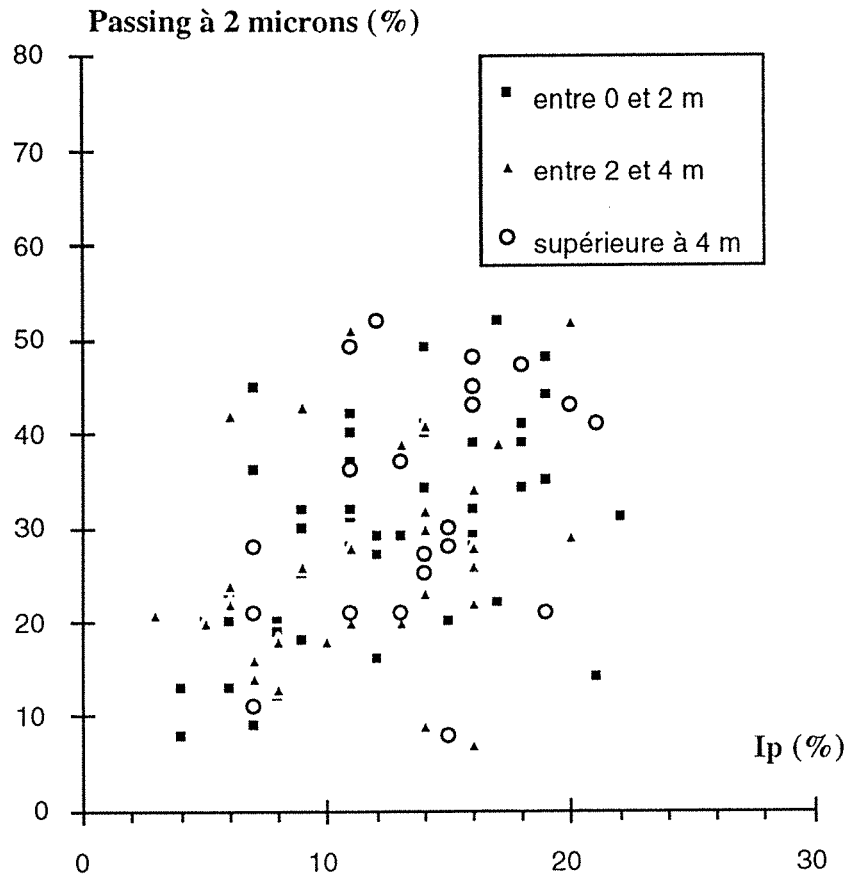


Fig. 2-17 - Passing à 2 μm en fonction de l'indice de plasticité.

En conclusion, les matériaux déposés dans la retenue de Génissiat peuvent être décrits comme des limons peu à très plastiques, la partie très fine (inférieure à 2 μm) est toujours limitée. Cette homogénéité des sols est rompue d'une manière assez aléatoire par des passages carrément sableux et même graveleux.

2.7 - Description de l'état des matériaux

Cette description est réalisée à partir des résultats des mesures des essais systématiques et des essais d'identification.

Les teneurs en eau naturelle varient entre 25 et 80 %, comme cela est montré sur la figure 2-18 où on a regroupé les variations des teneurs en eau des sondages en fonction de la profondeur Z de carottage. L'observation de l'ensemble des résultats sondage après sondage, est montrée dans l'annexe 1. Sur les figures 2-19, on montre des exemples d'évolution de la teneur en eau en fonction de la profondeur pour quelques sondages.

On constate que la distribution de la teneur en eau des sondages en fonction de la profondeur est mieux représentée linéairement. Les coefficients de corrélation compris entre 0 et 0,51 sont néanmoins faibles et ceci est expliqué par la l'évolution en dents de scie de la plupart des courbes, car chaque courbe est souvent constituée de segments de droite mis bout à bout. Ces irrégularités peuvent s'expliquer par les changements lithologiques dans les sondages qui sont parfois assez brusques (passages sableux ou grossiers et liquidités élevées). On peut donc affirmer que ces deux variables ne sont pas très bien corrélées.

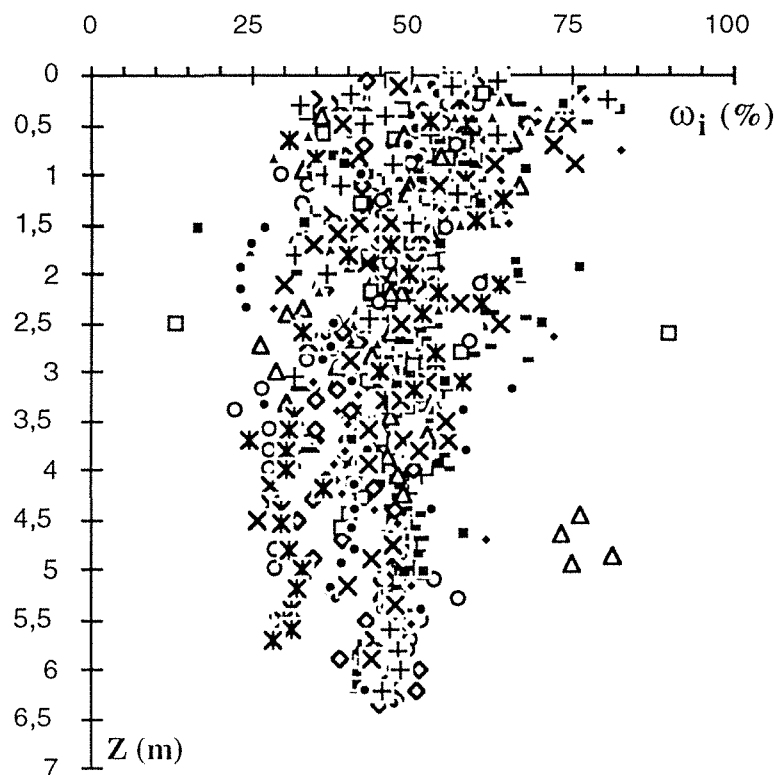


Fig. 2-18 - Variation de la teneur en eau naturelle ω_i des sondages en fonction de la profondeur Z .

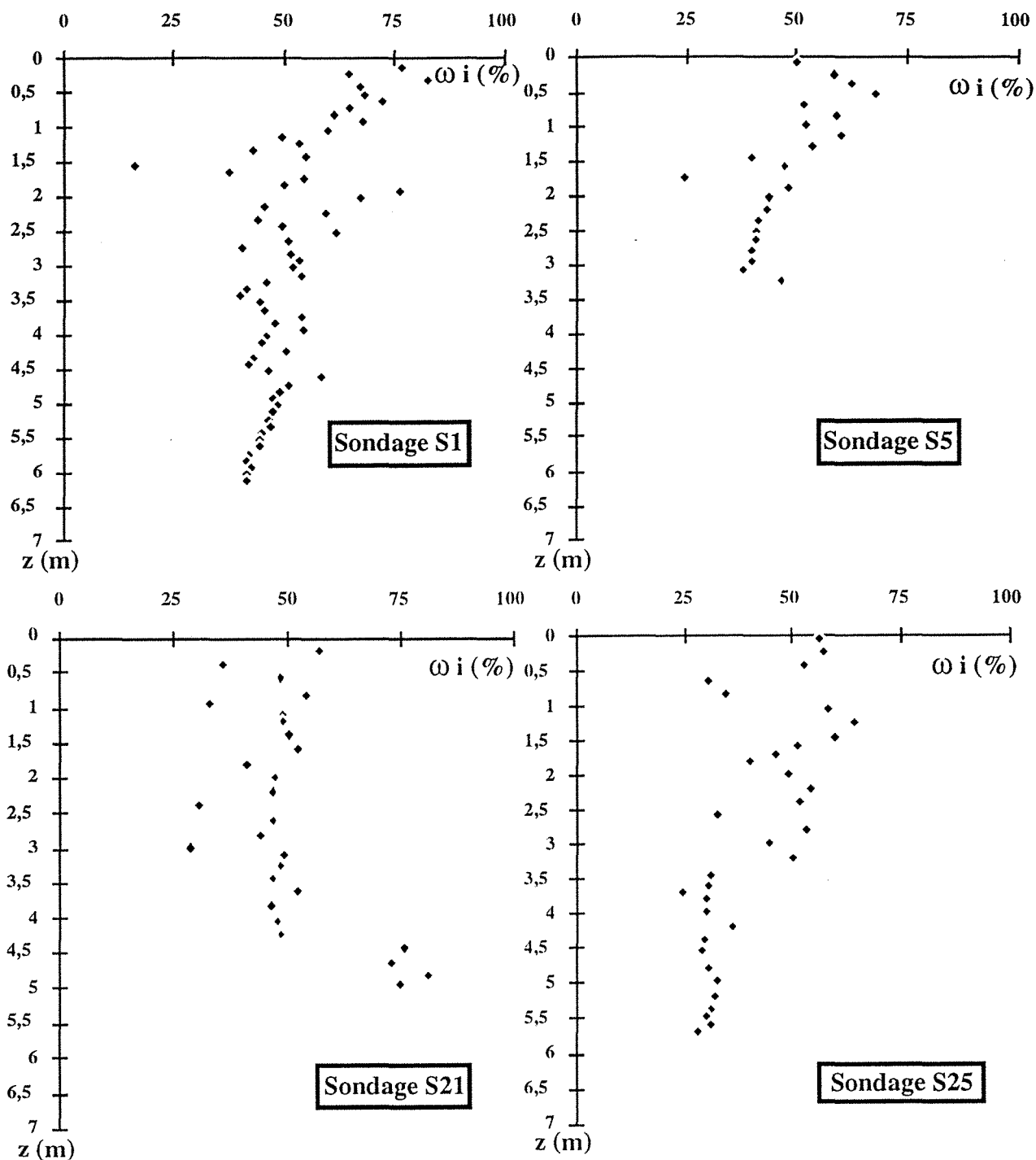


Fig. 2-19 - Exemples d'évolution de ω_i en fonction de Z pour quelques sondages.

Sur les figures 2-20, on a reporté les valeurs du passant à $2 \mu\text{m}$ en fonction de la teneur en eau, et ceci pour différentes profondeurs. On remarque que d'une manière générale, les valeurs des teneurs en eau diminuent lorsque la profondeur augmente, mais elles sont très fortement influencées par la granulométrie comme le mettent en évidence les figures ci-dessous.

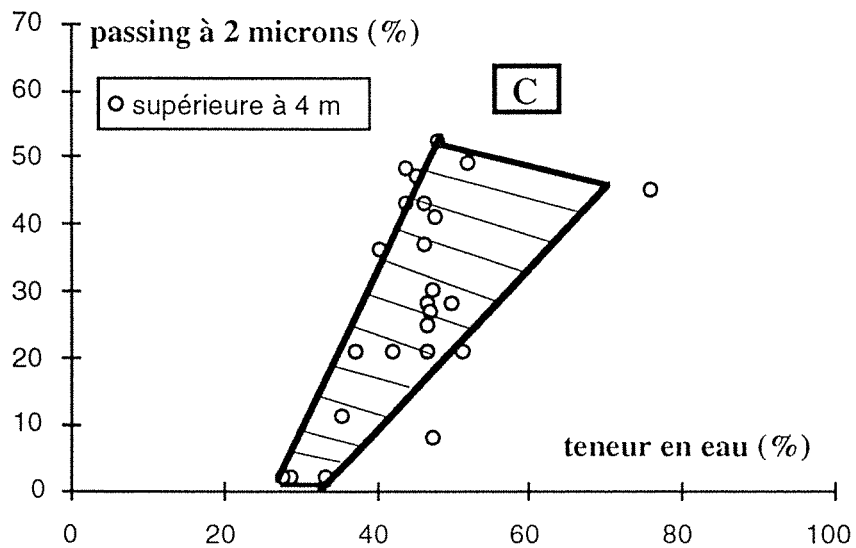
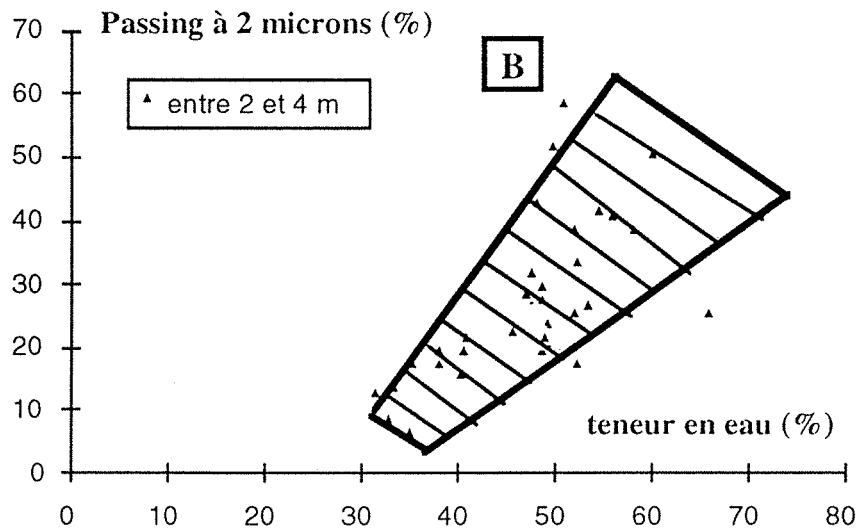
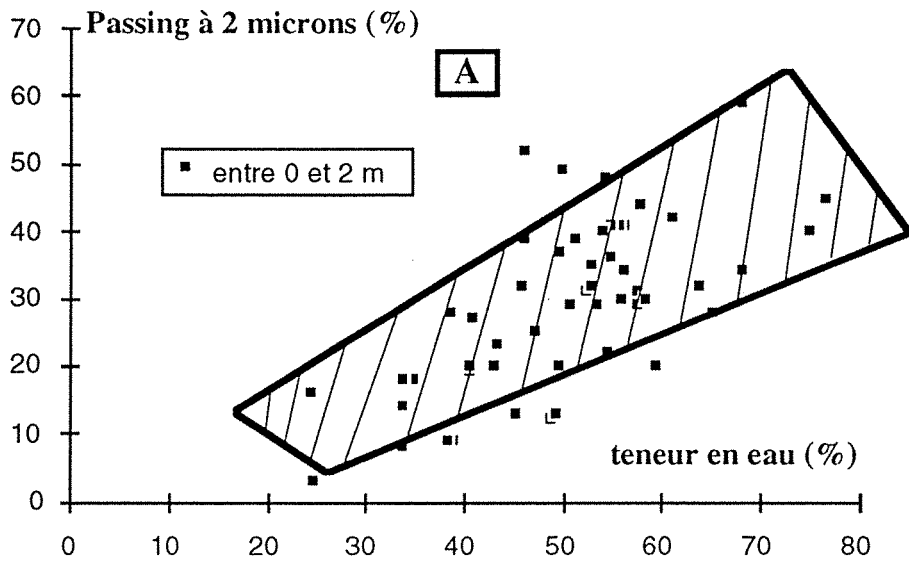


Fig. 2-20 - Passing à 2 μ m en fonction de la teneur en eau (ω_j).
A : entre 0 et 2 m B : entre 2 et 4 m C : supérieure à 4 m

Une autre représentation globale de la teneur en eau peut être obtenue en la comparant aux limites d'Atterberg, il s'agit alors de l'indice de liquidité. Cette nouvelle valeur est représentée sur la figure 2-21 en fonction de la profondeur, on constate une diminution de l'indice de liquidité lorsque Z augmente. L'importante dispersion des valeurs de I_l est liée encore une fois à la variabilité rapide de la nature des sédiments traduite dans les teneurs en eau, alors que les mesures de limites d'Atterberg ont été réalisées pour des échantillons de taille supérieure à la fluctuation naturelle et sont des moyennes. La valeur calculée de l'indice de liquidité ne peut cependant pas être comparée à une mesure ponctuelle. En effet, le matériau est prélevé sur un intervalle de 50 cm à 2 m et d'une longueur de 10 à 20 cm, pour réaliser un essai des limites d'Atterberg. Il faudra donc prendre ce facteur qui est parfois pénalisant lors de l'interprétation des résultats, et cela est dû à la difficulté pratique d'essais répétitifs. On constate pour le paramètre I_l , qu'au delà de 4 m de profondeur les fourchettes de valeurs se resserrent, ce qui indique que les matériaux atteignent des états voisins. La consistance des échantillons rencontrés au-dessus de 3 m est très faible en général ; par contre, au delà de 4 m, cette consistance s'élève et les teneurs en eau naturelle passent progressivement au-dessous de la limite de liquidité (ce qui correspond à $I_l = 1$).

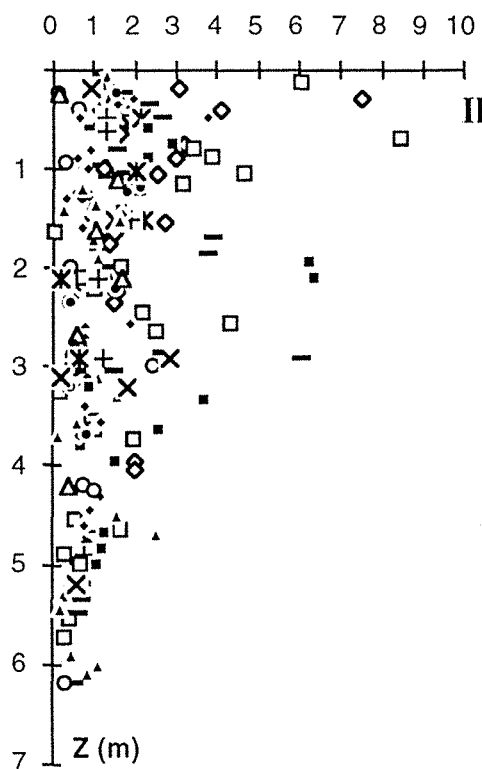


Fig. 2-21 - Indice de liquidité en fonction de la profondeur.

On constate que la distribution de I_l en fonction de Z peut être de deux types et suivant chaque sondage :

- $I_l = a Z + b$ (relation linéaire) ;
- $I_l = a \text{Log } Z + b$ (relation logarithmique) ;

De plus, on ne peut porter un jugement correct sur une éventuelle relation, au vu du faible nombre de données pour chaque sondage. Toutefois, on peut affirmer que, dans la majeure partie des cas, l'indice de liquidité diminue avec la profondeur. Le tableau 2-VI donne les différentes relations avec leur coefficient de corrélation.

Sondage	coefficient de corrélation	
	relation simple	relation logarithmique
S1	0,38	0,46
S2	0,27	0,38
S3	0,25	0,22
S4	/	/
S5	0,23	0,14
S6	/	/
S8	/	/
S9	/	/
S10	/	/
S11	/	/
S12	/	/
S13	0,13	/
S14	0,23	0,11
S15	0,47	0,67
S16	/	/
S17	/	/
S18	0,63	0,59
S19	/	/
S20	/	/
S21	/	/
S22	/	/
S23	/	/
S24	/	/
S25	/	/

Tableau 2-VI - Corrélation entre l'indice de liquidité II et la profondeur Z pour les deux types de relation.

Sur les figures 2-22 et 2-23, on a reporté les résultats du poids volumique sec et du poids volumique humide des sondages en fonction de la profondeur. L'observation de l'ensemble des résultats sondage après sondage est montrée dans l'annexe 1. Cependant sur les figures 2-24 on montre des exemples d'évolution du poids volumique sec et humide en fonction de la profondeur pour quelques sondages. On constate bien évidemment une évolution opposée à celle des teneurs en eau, c'est-à-dire une augmentation progressive avec la profondeur, les variations brutales correspondent également à des différences de lithologie.

Concernant le poids volumique sec, on remarque qu'une grande proportion des coefficients de corrélation sont inférieurs à 0,5 (87 %), seuls les sondages S1 ($R = 0,5$), S6 ($R = 0,6$) et S23 ($R = 0,5$) montrent que le poids volumique sec est influencé par la profondeur. On constate que la majeure partie de ces coefficients sont positifs, puisque le poids volumique sec augmente avec la profondeur (influence des sédiments sus-jacents). Mais par contre pour d'autres sondages les corrélations sont très faibles (S2, S8, S9, S10, S11, S12, S13, S15, S17, S18, S19, S20, S21 et S22) ; on peut affirmer que le paramètre poids volumique sec est mal corrélé avec la profondeur dans la retenue.

Là encore, le poids volumique humide est mal corrélé avec la profondeur, seulement 8 % des coefficients de corrélation sont supérieurs ou égaux à 0,6 (S1, $R = 0,6$ et S6, $R = 0,7$). Par contre pour 75 % des sondages (S2, S3, S4, S8, S9, S10, S11, S12, S13, S15, S17, S18, S19, S20, S21, S22, S23 et S25), la relation poids volumique humide avec la profondeur donne des coefficients de corrélation inférieurs à 0,3.

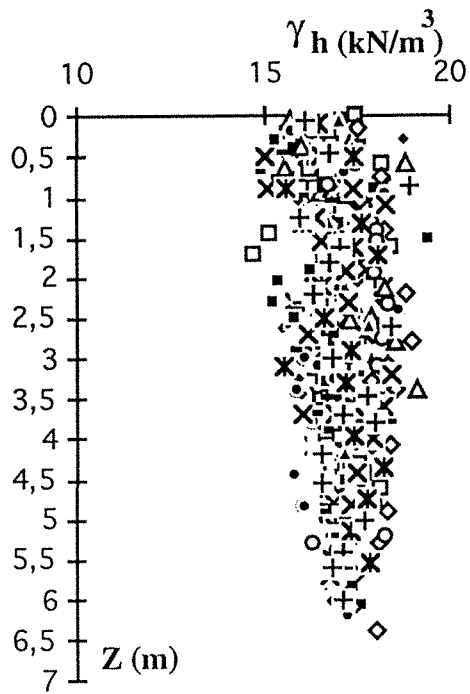


Fig. 2-22 - Variation du poids volumique humide en fonction de la profondeur.

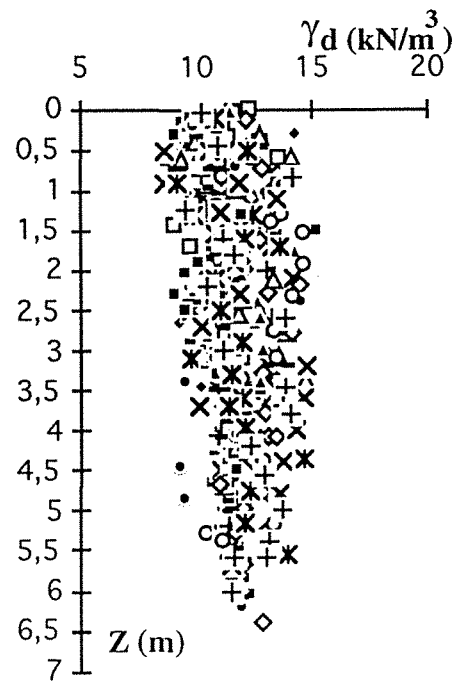


Fig. 2-23 - Variation du poids volumique sec en fonction de la profondeur.

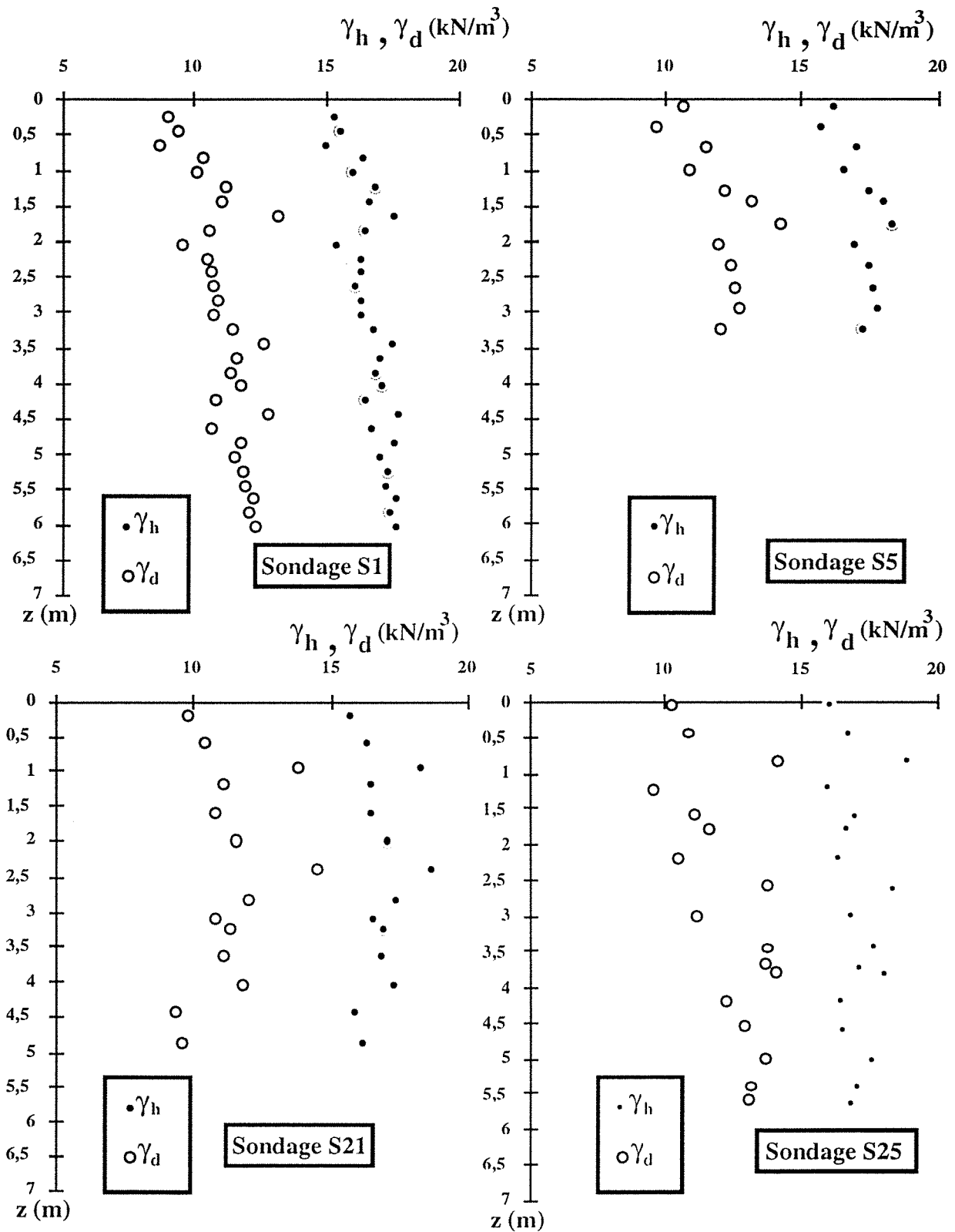


Fig. 2-24 - Exemples d'évolution de γ_h et γ_d en fonction de Z pour quelques sondages.

2.8 - Valeurs de la cohésion non drainée

Ces valeurs ont été obtenues à partir d'essais au scissomètre, cet appareillage est tout à fait adapté dans le cas où le sol est très fin ; par contre, pour les sols sableux propres, cette mesure n'est pas toujours facile à réaliser et les résultats sont quelquefois erronés.

2.8.1 - Cohésion au pic - cohésion résiduelle

L'observation de l'ensemble des résultats de cohésion au pic sondage après sondage (voir annexe 1), montre qu'en général cette valeur augmente avec l'enfouissement du matériau. Les irrégularités dans les courbes peuvent s'expliquer par des passages sableux dans le sédiment qui est plus généralement limoneux, ou, plus vraisemblablement, par des liquidités plus élevées.

Le sondage S17 est tout à fait intéressant, car les valeurs mesurées sont très nettement supérieures à toutes les autres mesures, il correspond très vraisemblablement à un carottage effectué dans une cicatrice de dragage récent (voir 2-2-4) et atteint donc un enfouissement théorique plus élevé.

La répartition de ces différents comportements ne montre pas, en première analyse, une logique particulière dans la retenue.

La figure 2-25 regroupe l'ensemble des valeurs de cohésion au pic pour tous les sondages (excepté le sondage S17) en fonction de la profondeur. D'une manière générale, vers 1 m de profondeur, les cohésions sont comprises entre 1 et 4 kPa, vers 3 m entre 2 et 8 kPa et vers 5 m entre 4 et 12 kPa, ce qui montre une certaine fluctuation.

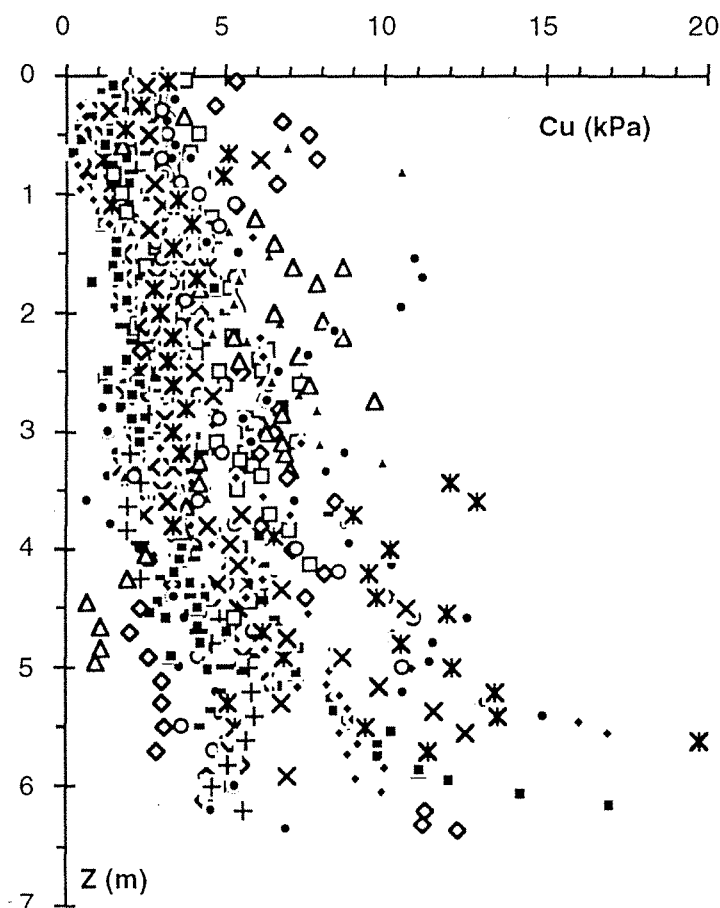


Fig. 2-25 - Variation de la cohésion intacte au pic (C_u) en fonction de la profondeur Z (sauf le sondage S17).

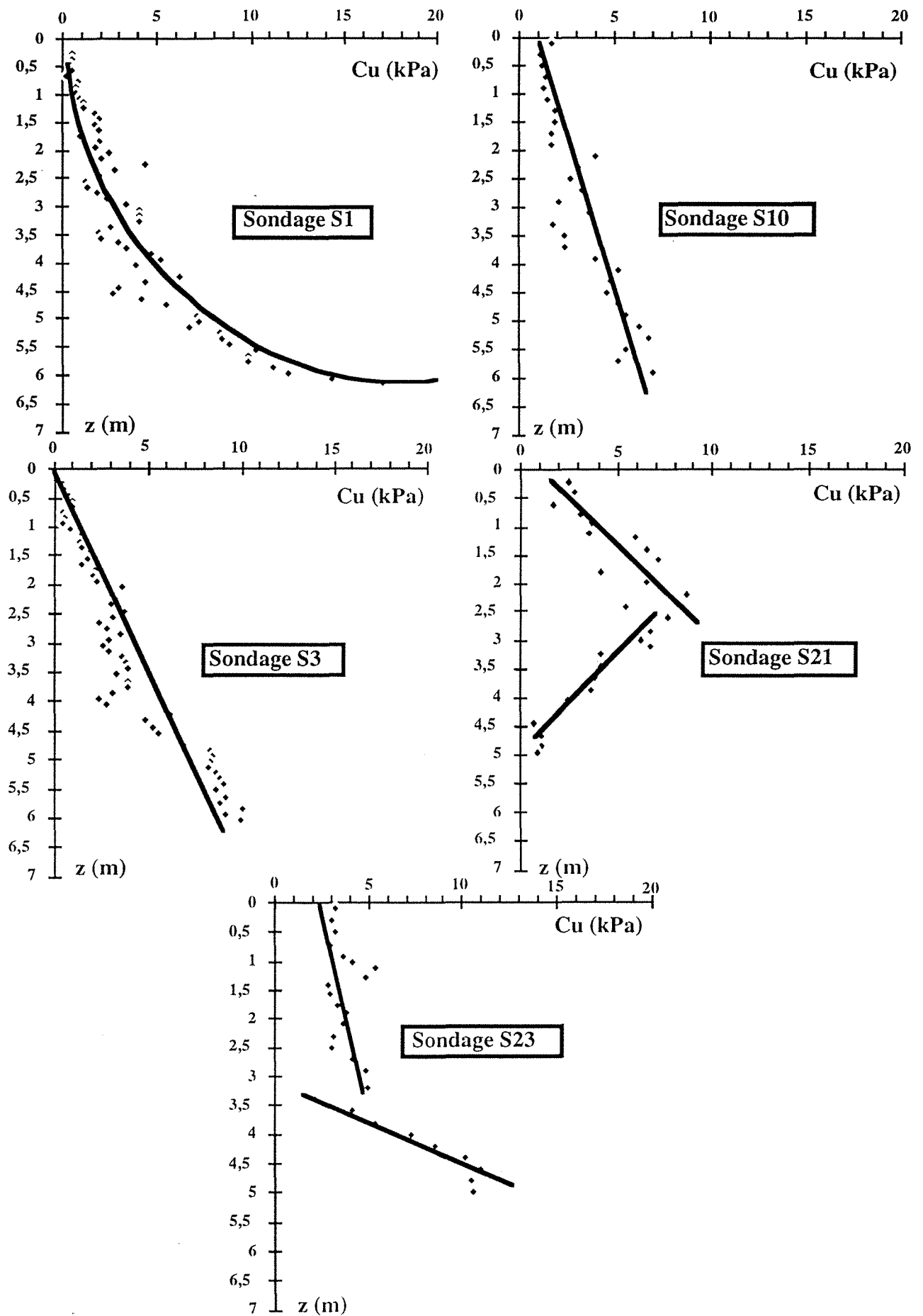


Fig. 2-26 - Exemples d'évolution de Cu en fonction de Z pour quelques sondages.

Sondage	Cu = aZ + b (Cu = y et Z = x) R (coefficient de corrélation)		Z (m)
S 1	$y = -1,7123 + 1,8484x$	R = 0,87	0 - fond
	$y = 0,0596 + 0,9503x$	R = 0,82	0 - 4
S 2	$y = 2,3703 + 1,111x$	R = 0,82	0 - fond
	$y = 2,0822 + 1,4241x$	R = 0,84	0 - 2,5
S 3	$y = -0,9444 + 1,6217x$	R = 0,94	0 - fond
	$y = 0,3735 + 0,8793x$	R = 0,87	0 - 4
S 4	$y = 1,5513 + 0,6701x$	R = 0,54	0 - fond
	$y = 2,4017 + 0,2296x$	R = 0,36	0 - 4
S 5	$y = 0,4804 + 2,4914x$	R = 0,92	0 - fond
	$y = 0,6194 + 2,3653x$	R = 0,90	0 - 3
S 6	$y = 0,9103 + 2,2696x$	R = 0,74	0 - fond
S 8	$y = 2,1744 + 0,3401x$	R = 0,45	0 - fond
S 9	$y = 2,0545 + 0,5101x$	R = 0,67	0 - fond
S 10	$y = 0,5486 + 0,9439x$	R = 0,90	0 - fond
S 11	$y = 0,6392 + 0,9658x$	R = 0,86	0 - fond
	$y = 0,9274 + 0,7645x$	R = 0,69	0 - 4
S 12	$y = 2,2201 + 0,4721x$	R = 0,59	0 - fond
S 13	$y = 1,3809 + 0,8162x$	R = 0,80	0 - fond
	$y = 1,1458 + 0,9446x$	R = 0,79	0 - 4,5
S 14	$y = 1,1211 + 0,6584x$	R = 0,88	0 - fond
S 15	$y = 1,1743 + 0,6034x$	R = 0,77	0 - fond
S 16	$y = 2,2068 + 0,9604x$	R = 0,74	0 - fond
S 17	$y = -1,0222 + 7,3266x$	R = 0,83	0 - fond
	$y = 0,9169 + 2,5897x$	R = 0,83	0 - 1,2
S 18	$y = 0,2256 + 1,8682x$	R = 0,73	0 - fond
	$y = 3,4527 + 0,525x$	R = 0,36	0 - 4
S 19	$y = 4,7332 + 0,4556x$	R = 0,32	0 - fond
S 20	$y = 6,5964 - 0,7687x$	R = 0,35	0 - fond
S 21	$y = 5,4779 - 0,4942x$	R = 0,32	0 - fond
	$y = 1,712 + 2,3774x$	R = 0,78	0 - 2,5
S 22	$y = 2,9862 + 1,7473x$	R = 0,82	0 - fond
S 23	$y = 1,6764 + 1,3866x$	R = 0,77	0 - fond
	$y = 3,2485 + 0,3081x$	R = 0,35	0 - 3
S 24	$y = 0,9464 + 1,4092x$	R = 0,78	0 - fond
	$y = 2,6429 + 0,4045x$	R = 0,46	0 - 4
S 25	$y = 0,6344 + 2,1487x$	R = 0,82	0 - fond
	$y = 3,4302 + 0,0435x$	R = 0,05	0 - 5

Tableau 2-VII - Corrélation entre la cohésion intacte au pic Cu et la profondeur Z.

Concernant tout d'abord la dispersion des valeurs de cohésions en fonction de la profondeur, on peut noter qu'une loi de la forme $C_u = a Z + b$ donne en général une valeur assez forte du coefficient de corrélation noté R. Dans le tableau 2-VII on a déterminé les différents coefficients de corrélation correspondant aux relations Cu-Z, par rapport au fond ou une profondeur particulière qui risque d'influencer le coefficient de corrélation.

Cependant, il est possible de tenter de classer les différentes courbes en familles, en se basant en particulier sur les valeurs du tableau 2-VII, des figures 2-26 qui montrent des exemples d'évolutions particulières de Cu en fonction de Z de quelques sondages et des graphiques se trouvant dans l'annexe 1.

On remarque que les coefficients de corrélation sont assez forts, excepté pour les sondages S4, S8, S12, S19, S20 et S21. De plus, dans certains sondages, lorsqu'on isole les valeurs correspondant à la partie inférieure du sondage, on obtient aussi de faibles valeurs du coefficient de corrélation : S18, S23 et S25. Une explication partielle est liée à des remaniements lors des prélèvements et aux changements verticaux de lithologie.

Par ailleurs, on peut essayer de classer les sondages en fonction de la valeur de la cohésion de surface.

Les sondages S1, S3, S5, S10, S11, S24 et S25 ont des valeurs de cohésion au pic nulles ou quasi nulles dans cette tranche.

Les autres sondages montrent au contraire des valeurs supérieures qui peuvent correspondre à une érosion partielle en surface.

Enfin, pour le paramètre gradient de cohésion, les sondages S1, S3, S5, S6, S18, S21, S22 et S25 donnent des valeurs de l'ordre de 2 kPa par mètre, alors que l'ensemble des autres sondages donnent des valeurs inférieures, ce qui pourrait être expliqué par une non-stabilisation des matériaux sous leur poids propre.

Quant à la figure 2-27, elle permet de regrouper les sondages en familles par rapport à l'allure générale de l'évolution de la cohésion en fonction de la profondeur des sondages, mis à part le sondage S20 que l'on ne peut classer.

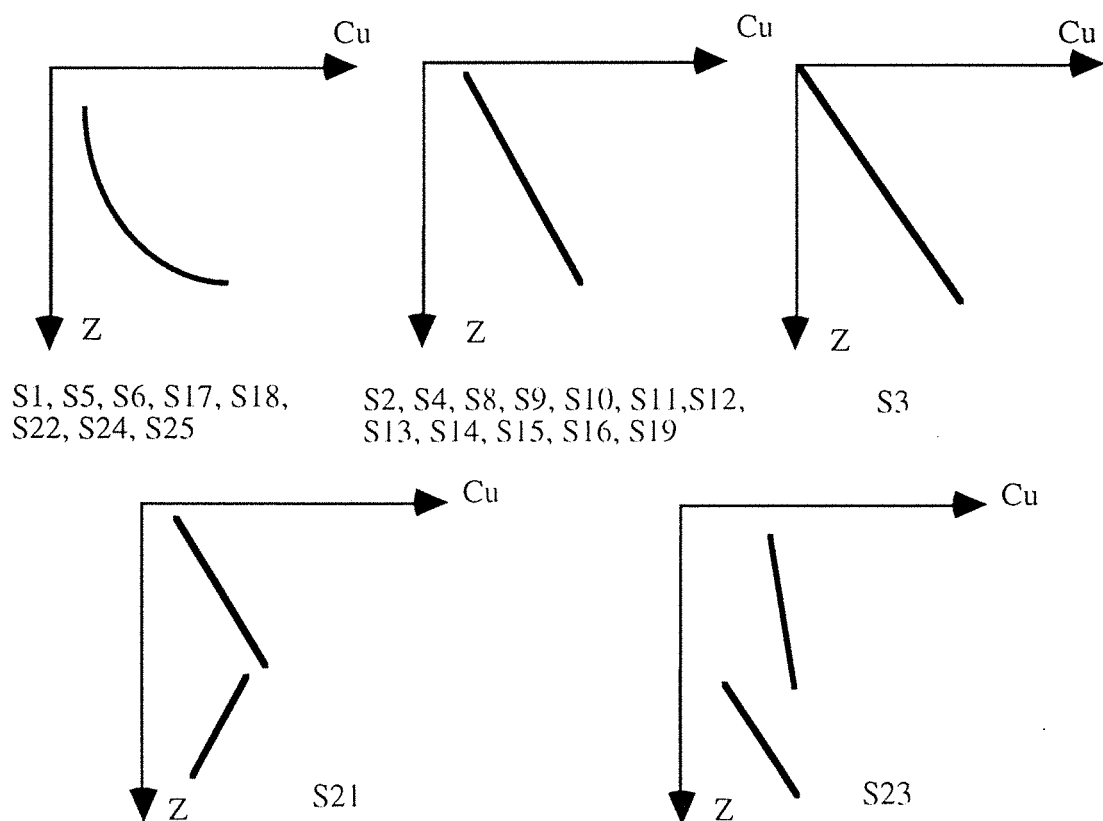


Fig. 2-27 - Modèles de l'évolution de la cohésion au pic Cu avec la profondeur Z.

Enfin, nous avons mesuré d'une manière systématique les cohésions résiduelles (qui correspondent à une grande déformation) ; ces valeurs sont inférieures aux valeurs au pic, sur la figure 2-28 nous avons tracé les variations de la cohésion résiduelle des sondages en fonction de la profondeur Z.

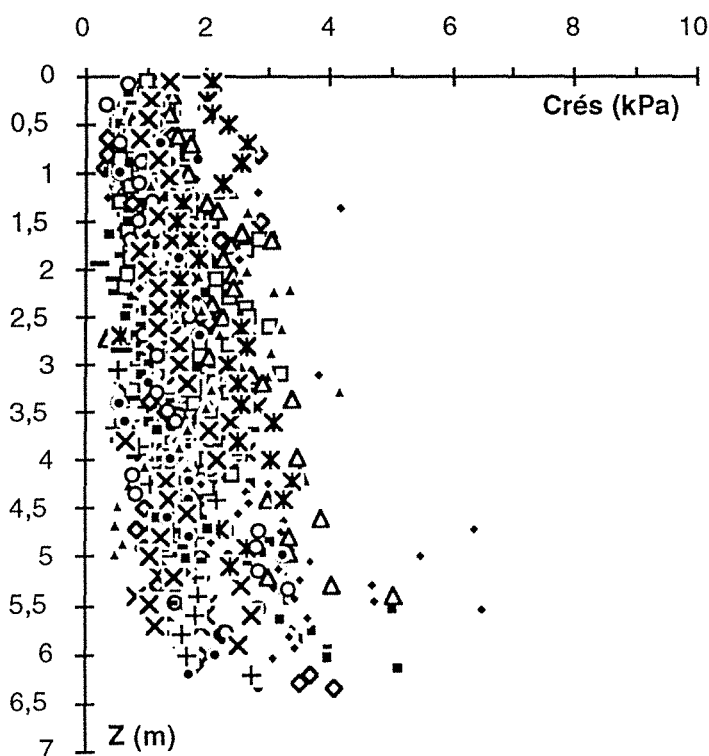


Fig. 2-28 - Variation de la cohésion résiduelle (Crés) en fonction de la profondeur Z (sauf le sondage S17).

Si on analyse sondage par sondage, on remarque que pour plus de la moitié des sondages (55 %) le paramètre cohésion résiduelle est bien corrélé avec la profondeur. Seuls les sondages S4, S8, S9, S12, S16, S18, S19, S20, S21, S23 et S25 donnent des coefficients de corrélation inférieurs à 0,4.

Si l'on considère pour chaque sondage la relation de la cohésion au pic et la cohésion résiduelle, on obtient une excellente corrélation ; c'est ce que nous montrons sur la figure 2-29 qui correspond à l'ensemble des sondages de la retenue.

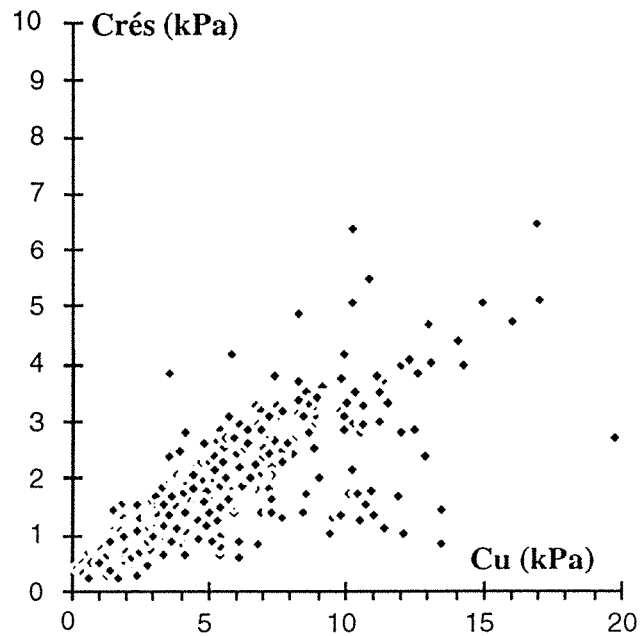


Fig. 2-29 - Corrélation entre la cohésion au pic et la cohésion résiduelle.

La figure 2-30, quant à elle, montre l'ensemble des résultats de cohésion au pic en fonction de l'indice de liquidité, on observe que globalement les valeurs les plus élevées de C_u correspondent aux valeurs les plus faibles de Il ; toutefois, il existe encore une grande variabilité toujours liée à la méthode de mesures.

Il est intéressant de comparer ici l'évolution de l'indice de liquidité à celle de la cohésion au pic et à la cohésion remaniée. Une étude globale de l'ensemble des données des sondages de ces paramètres, a montré qu'on peut retenir deux types de relations ; une première relation linéaire et la seconde logarithmique. Cependant les facteurs de corrélation sont relativement faibles ; comme on peut le voir en examinant les équations ci-dessous et leur coefficient de corrélation (R) calculé pour des indices de liquidité compris entre 0 et 5 (pour des indices de liquidité supérieurs à 5 la dispersion est importante).

$$Il = - 0,24 Cu + 2,37 ; R = 0,18$$

$$Il = - 2,24 \text{ Log } Cu + 2,58 ; R = 0,23$$

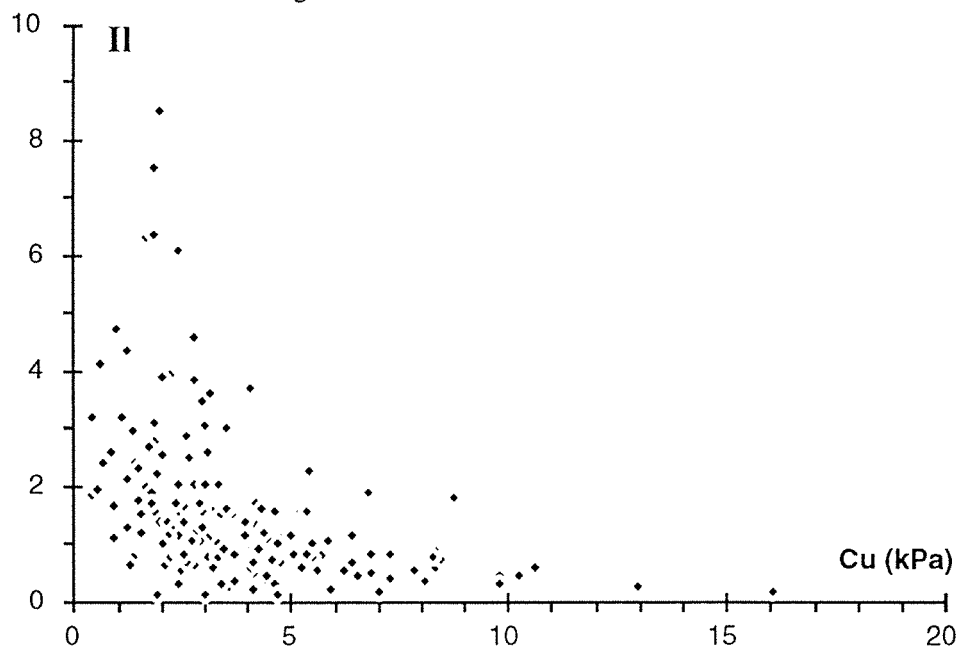


Fig. 2-30 - Valeurs de la cohésion au pic pour l'ensemble des sondages en fonction de l'indice de liquidité.

2.8.2 - Cohésion remaniée

Par destructuration du matériau à teneur en eau constante, on obtient théoriquement la valeur minimale de cohésion d'un sol pour un état donné, ce qui signifie que le rapport entre cohésion au pic et cohésion remaniée appelé sensibilité est normalement supérieur à 1.

On s'est intéressé à la variation de la cohésion remaniée en fonction de la profondeur, on remarque que la majeure partie des sondages montrent que la cohésion remaniée est bien corrélée avec la profondeur. Seuls les sondages S4, S8, S9, S16, S19, S20, S21, S23 et S25 (37% des sondages) donnent des coefficients de corrélation inférieurs à 0,4. La figure 2-31 regroupe les variations de la cohésion remaniée des sondages en fonction de la profondeur Z ; les cohésions remaniées nulles correspondent à une structure de sol sableuse (mesure non significative).

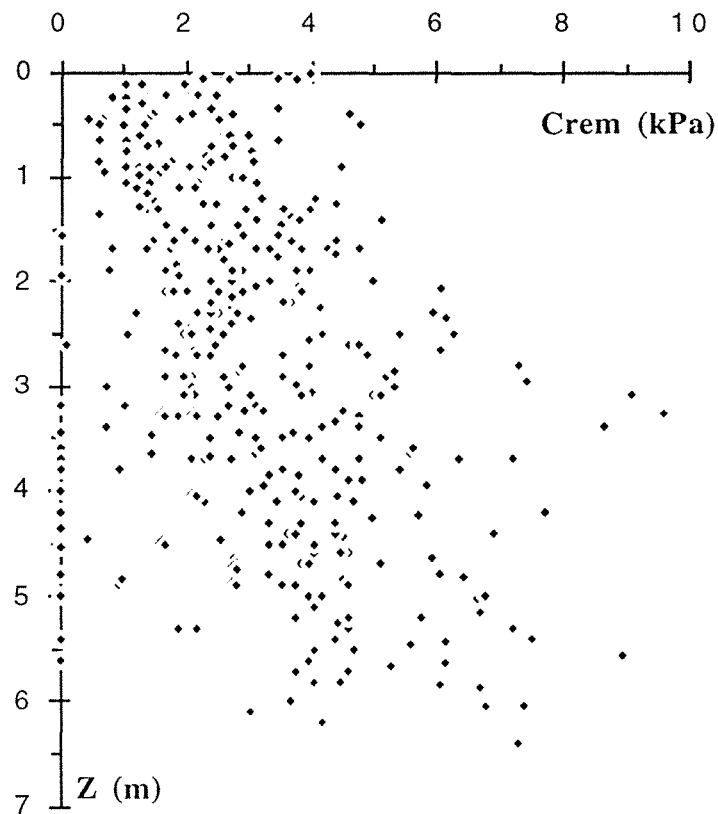


Fig. 2-31 - Variation de la cohésion remaniée en fonction de la profondeur Z (sauf le sondage S17).

Sur la figure 2-32, on a reporté les valeurs de la sensibilité des sondages en fonction de la profondeur de carottage, il apparaît un nombre significatif de valeurs de sensibilité inférieures à 1, en particulier dans les échantillons les plus superficiels ; et sur la figure 2-33, on montre des exemples d'évolution de S en fonction de Z pour quelques sondages. L'observation de l'ensemble des résultats sondage après sondage est montré dans l'annexe 1. Comme on peut le relever, l'évolution de ce paramètre avec la profondeur d'enfouissement est négligeable. Les valeurs obtenues ne sont pas très élevées et varient entre 1 et 4 ; d'où l'on peut remarquer que le sédiment n'est pas très sensible au remaniement. Il semblerait qu'une explication possible de ces valeurs inférieures à 1 soit à rechercher dans la présence de micro-fissures et fissures dans les échantillons qui entraînent une chute de la résistance au pic.

L'étude de la sensibilité de chaque sondage n'est en général guère liée à la profondeur, seuls les sondages S1 ($R=0,72$), S3 ($R=0,34$) et S16 ($R=0,30$) donnent des variations significatives des propriétés de la sensibilité en fonction de la profondeur. Il faut également signaler qu'aucune tendance ne se détache, puisque les coefficients de corrélation sont équitablement répartis dans la retenue, sans logique apparente.

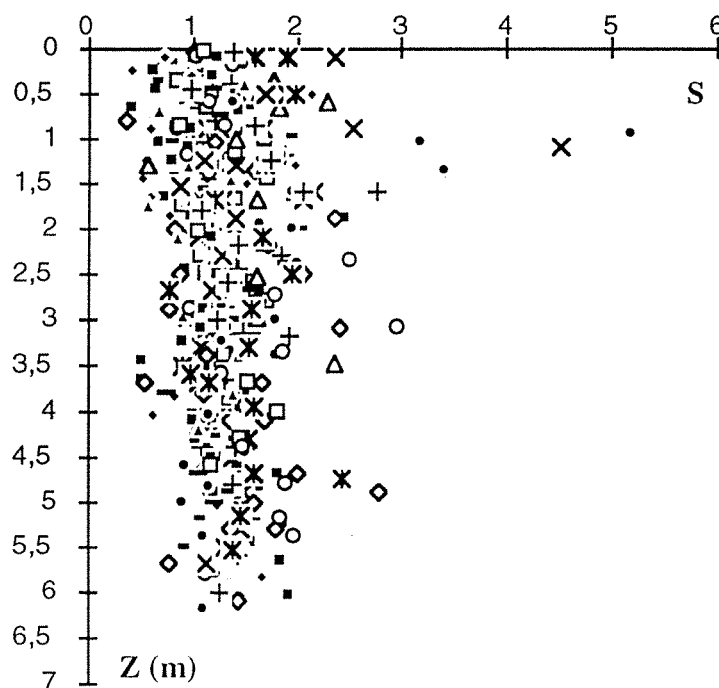


Fig. 2-32 - Variation de la sensibilité des échantillons en fonction de la profondeur.

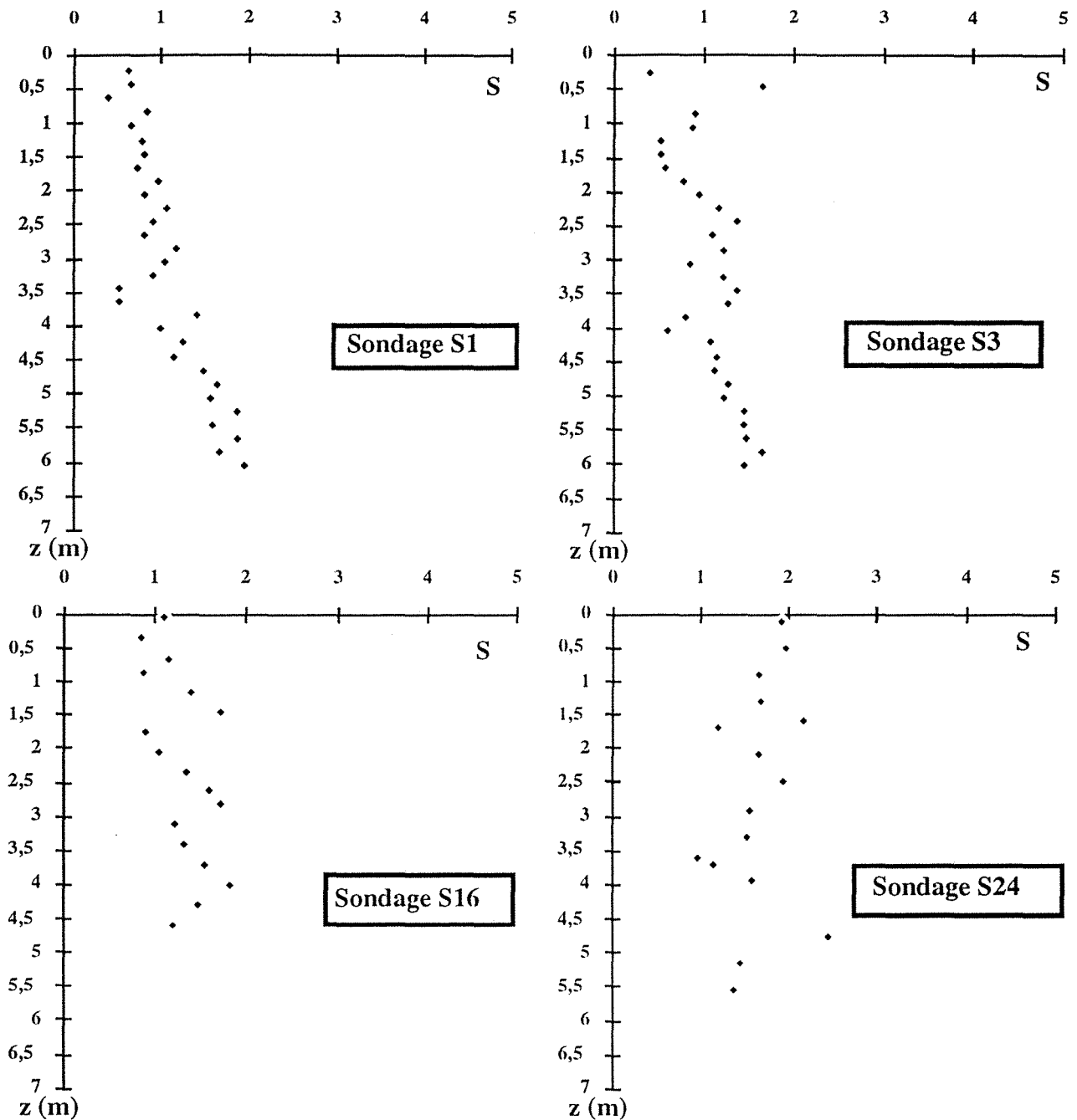


Fig. 2-33 - Exemples d'évolution de S en fonction de Z pour quelques sondages.

Nous avons voulu vérifier si le paramètre sensibilité est influencé par le pourcentage d'argile (passing à $2\mu\text{m}$) ; c'est ce que nous montrons sur la figure 2-34, qui regroupe les valeurs de sensibilité en fonction de la valeur du passing à $2\mu\text{m}$ à différentes profondeurs, on remarque qu'on ne constate pas de corrélation entre ces deux paramètres.

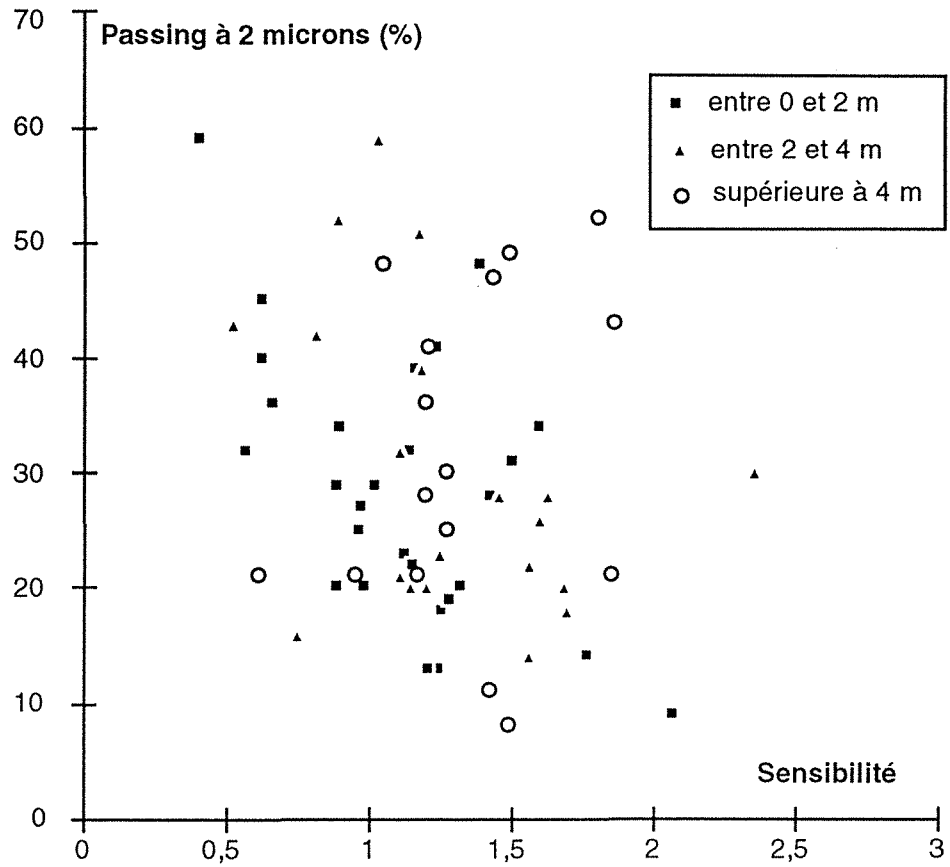


Fig. 2-34 - Variation du passant à 2 microns en fonction de la sensibilité.

Les figures 2-35, 2-36 et 2-37 montrent respectivement les valeurs de la cohésion remaniée en fonction de la teneur en eau et du poids volumique sec et humide : on constate une assez bonne corrélation avec ces trois paramètres, tout au moins dans l'allure générale.

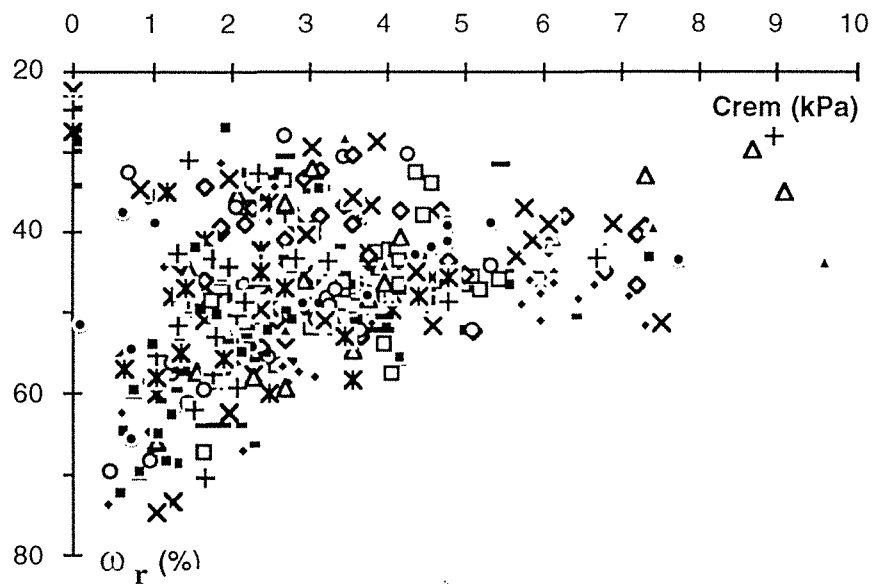


Fig. 2-35 - Variation de la cohésion remaniée (Crem) en fonction de la teneur en eau remaniée (ω_r).

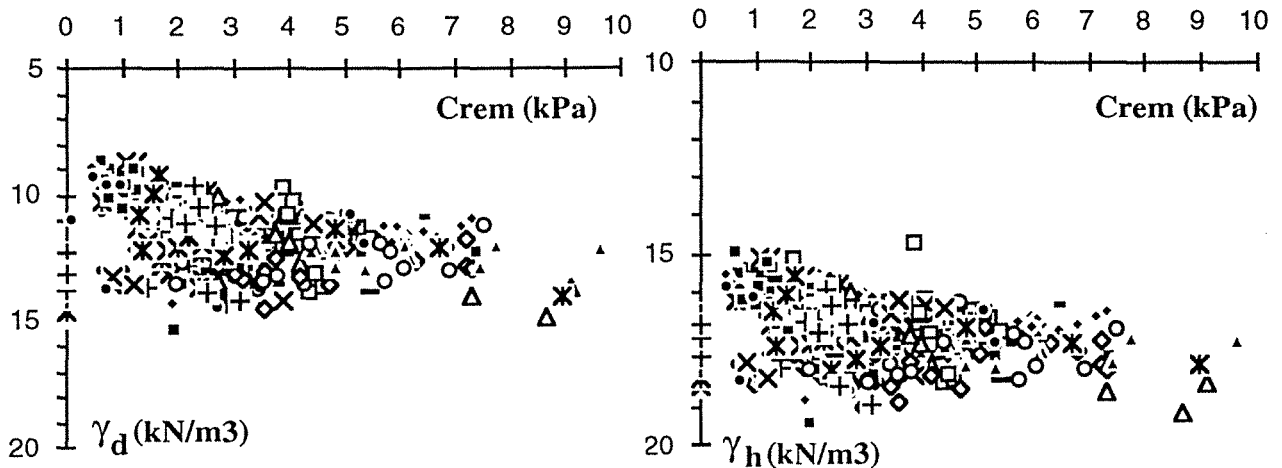


Fig. 2-36 - Variation de la cohésion remaniée en fonction du poids volumique sec.

Fig. 2-37 - Variation de la cohésion remaniée en fonction du poids volumique humide.

De la même façon que pour la cohésion résiduelle, si l'on considère chaque sondage individuellement, on observe une excellente corrélation linéaire entre la cohésion au pic et la cohésion remaniée. C'est ce que nous avons montré sur la figure 2-38 qui correspond à l'ensemble des sondages de la retenue.

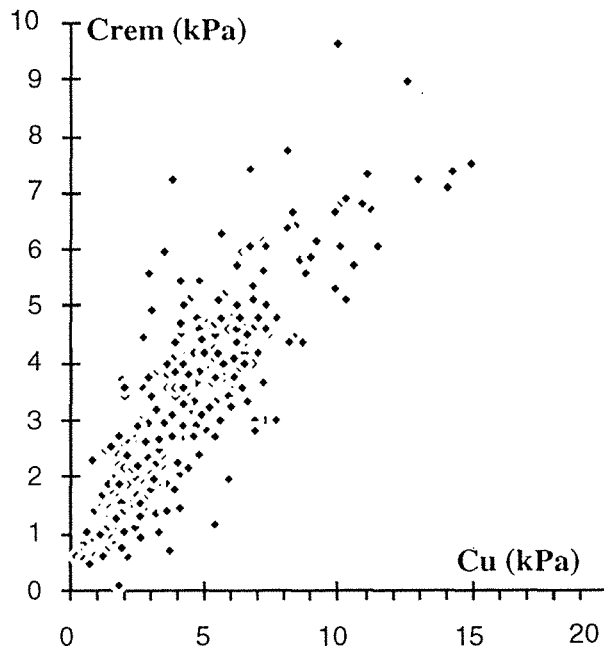


Fig. 2-38 - Corrélation entre la cohésion au pic et la cohésion remaniée.

Nous avons reporté sur la figure 2-39, les points correspondant aux cohésions remaniées en fonction de l'indice de liquidité, on remarque que la comparaison de ces deux paramètres n'améliore pas la corrélation en raison de la dispersion déjà signalée antérieurement ; comme on peut le voir en examinant ci-dessous les équations et leur coefficient de corrélation (R) calculé seulement pour des indices de liquidité compris entre 0 et 5.

$$I_L = -0,35 C_{ur} + 2,67 ; R = 0,13$$

$$I_L = -2,28 \text{ Log } C_{ur} + 2,56 ; R = 0,13$$

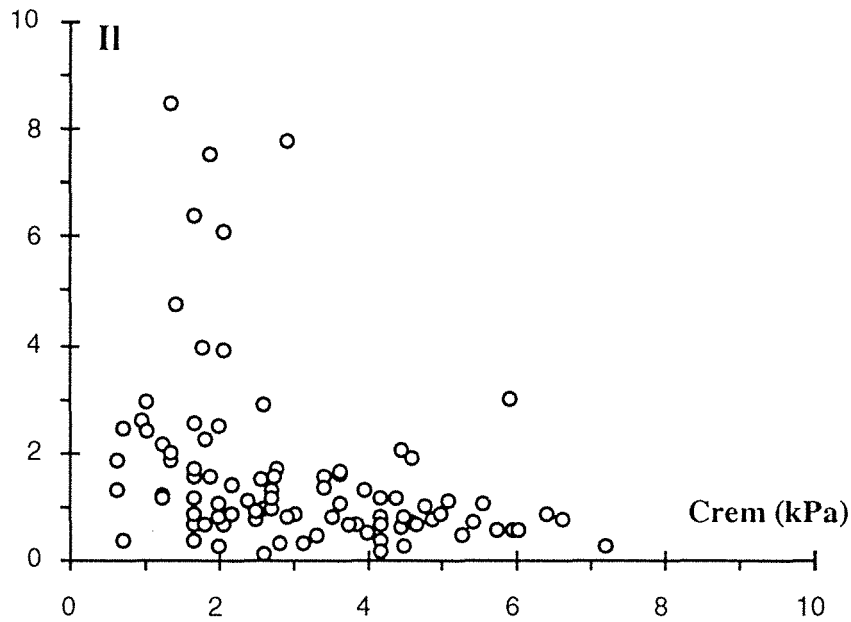


Fig. 2-39 - Valeurs de la cohésion remaniée pour l'ensemble des sondages en fonction de l'indice de liquidité.

De nombreux auteurs ont développé à partir de la relation (cohésion remaniée-indice de liquidité), des équations empiriques pour prévoir le comportement des sols à partir de la connaissance de leurs propriétés d'identification. On peut citer en particulier les travaux de HOUSTON et MITCHELL, (1969), de WROTH et WOOD, (1978) et de LEROUEIL et al., (1983-b). LEROUEIL et al., (1985), regroupent les différents travaux sur la figure 2-40, et pour des indices de liquidité compris entre 0,3 et 3 ; ils proposent la corrélation générale ci-dessous :

$$C_{ur} = 1 / (I_L - 0,21)^2$$

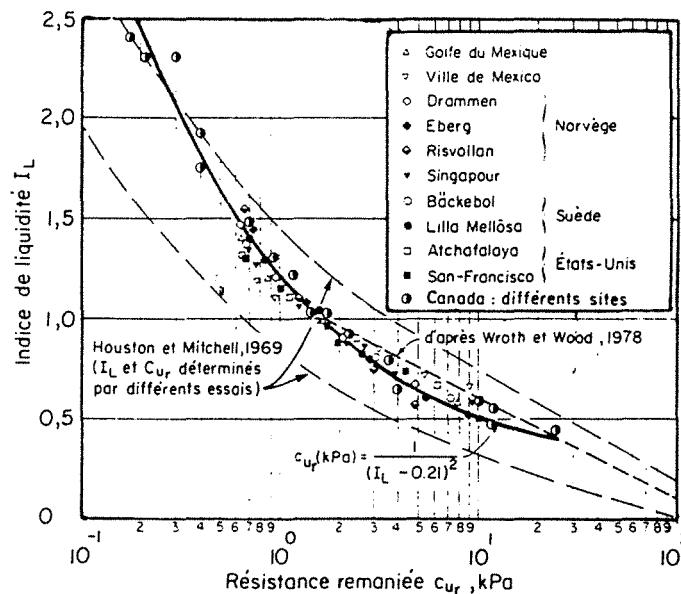


Fig. 2-40 - Relation entre la résistance au cisaillement de l'argile remaniée et l'indice de liquidité déterminé au pénétromètre à cône (LEROUEIL et al., 1983-b).

Il existe une relation très simple entre la sensibilité, la cohésion non drainée de l'argile intacte et l'indice de liquidité Il exprimée sur la figure 2-41 (LEROUEIL et al., 1983-b).

$$S = C_u (I_L - 0,21)^2$$

On rappelle que la sensibilité S est le rapport entre la cohésion non drainée de l'argile intacte à la cohésion non drainée de l'argile remaniée à la même teneur en eau ($S = C_u / C_{rem}$).

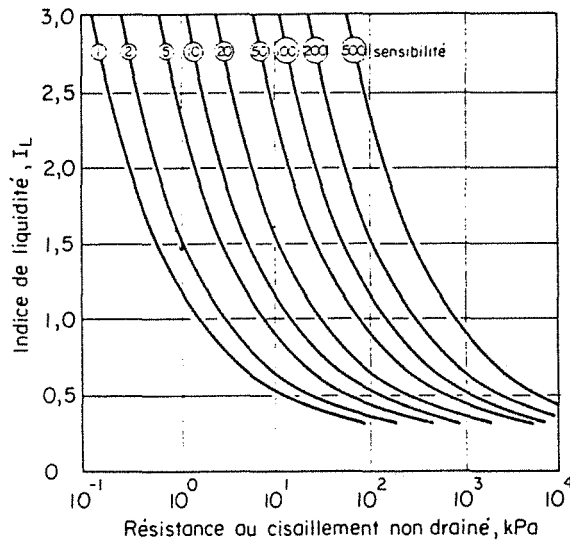


Fig. 2-41 - Relation entre la cohésion non drainée de l'argile intacte, l'indice de liquidité et la sensibilité (LEROUEIL et al., 1983-b).

Dans le cas de la retenue de Génissiat, on a regroupé sur la figure 2-42 les valeurs de la cohésion non drainée C_u en fonction de l'indice de liquidité I_L et respectivement la sensibilité. Les valeurs de la sensibilité prises en considération sont séparées en 3 classes : inférieures à 1, entre 1 et 2 ou supérieures à 2.

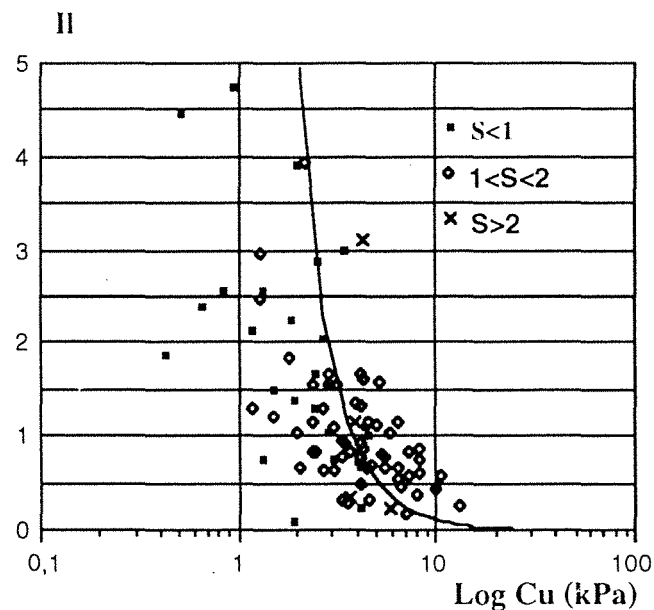


Fig. 2-42 - Relation entre la cohésion non drainée, l'indice de liquidité et la sensibilité des matériaux de la retenue de Génissiat.

La séparation en 3 classes de sensibilité n'a pas permis de tracer plusieurs courbes ; cependant les sensibilités examinées qu'on retrouve dans la retenue de Génissiat confirment une tendance de relation entre I_l et C_u qui semble logique, même si le coefficient de corrélation est assez faible. La relation trouvée est la suivante :

$$I_l = 22,67 C_u^{-2,33} \quad (R = 0,41)$$

2.8.3 - Conclusion

Un nombre important de mesures a été réalisé. Elles montrent que le paramètre cohésion au pic est relativement variable (figure 2-25) dans l'ensemble de la retenue et ceci d'une manière relativement aléatoire en première approximation. Toutefois, il nous semble qu'il convient, en fonction des résultats obtenus pour la cohésion remaniée (en particulier les valeurs de sensibilité inférieures à 1), de resserrer les fourchettes de valeurs de la figure 2-25 en éliminant comme peu vraisemblables les valeurs les plus faibles à chaque profondeur. Par contre, les valeurs les plus élevées doivent être conservées car elles sont tout à fait possibles.

On remarque que les lois empiriques reliant les différentes propriétés s'appliquent mal du fait de l'hétérogénéité des sédiments, notamment les relations C_u - I_l et C_{rem} - I_l . Cependant les tendances trouvées sont correctes même si l'hétérogénéité conduit à une forte dispersion et à de faibles coefficients de corrélation.

2.9 - Compressibilité - Etat de consolidation

Dans cette partie, nous traiterons la déformation du sédiment soumis à des conditions oedométriques.

L'essai de compressibilité fournit l'évolution de la déformation en fonction de la charge appliquée. Nous étudions ici l'évolution de l'indice des vides (e) du sol reporté en fonction de la contrainte effective appliquée (σ'). Ces courbes indice des vides-contraintes effectives fournissent deux renseignements essentiels sur les sols, le premier est un paramètre traduisant l'état du sol, la pression de consolidation ; le deuxième est un paramètre intrinsèque, l'indice de compression, qui permet dans le domaine vierge de prévoir les tassements en fonction de la contrainte effective appliquée. L'essai de consolidation nous donnera les coefficients de consolidation C_v (évolution de la déformation pour une charge appliquée). Pour cela nous avons réalisé des essais classiques de consolidation pour nos sédiments. On entend par essais classiques, des essais à l'oedomètre durant lesquels la charge est imposée au sol par paliers successifs avec une loi d'augmentation respectant en moyenne l'égalité suivante, $\Delta\sigma/\sigma_0 \cong 1$ ($\Delta\sigma$ désignant le supplément de contrainte et σ_0 la contrainte totale précédemment appliquée et transformée en contrainte effective). La cadence de chargement est égale à 24 heures, ce qui pour nos échantillons permet théoriquement de dépasser le stade de la fin de la consolidation primaire.

Pour chaque sondage, un certain nombre d'essais a pu être réalisé, suivant la longueur de la carotte, à des profondeurs différentes. Les nombreux essais que nous avons effectué (au nombre de 90 au total) confirment la grande variabilité des propriétés des sols dans la retenue. On montre sur la figure 2-43 un exemple de courbes obtenues (sondage S9) des variations de l'indice des vides e en fonction du logarithme de σ' . L'observation de l'ensemble des résultats sondage après sondage est montré dans l'annexe 2.

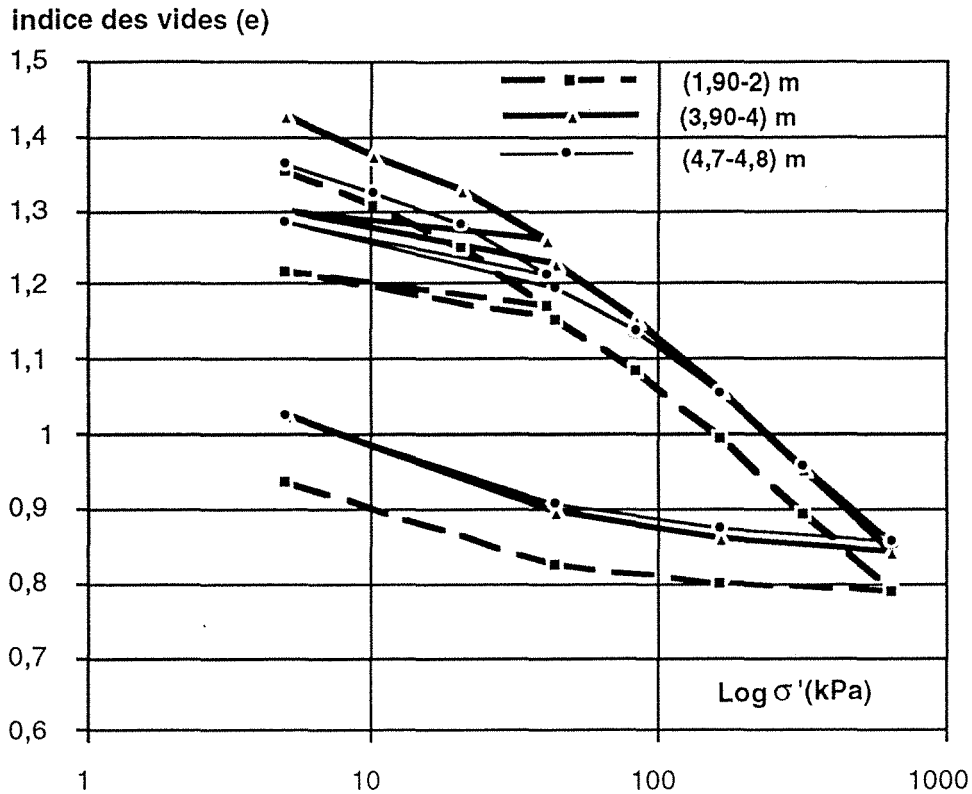


Fig. 2-43 - Résultats des courbes oedométriques des échantillons du sondage S9.

2.9.1 - Indice de compression

Dans le tableau 2-VIII, sont résumées les valeurs minimales et maximales des indices de compression C_c et de l'indice des vides initial e_0 . Nous y avons également reporté les mesures de la limite de liquidité ω_l et de la teneur en eau initiale (naturelle) ω_0 représentatives des propriétés d'identification du sol.

	C_c	e_0	ω_l (%)	ω_0 (%)
Intervalle de variation	0,1-0,6	0,8-2,9	20-58	26-75
Moyenne	0,3	1,45	46	46,4

Tableau 2-VIII - Intervalle de variations et valeurs moyennes de quelques paramètres de compressibilité.

L'ensemble des paramètres varie d'une manière assez importante, notamment l'indice des vides initial.

Sur la figure 2-44, on montre les valeurs de C_c en fonction de la profondeur, on constate qu'il n'y a pratiquement pas d'influence de la profondeur sur la valeur de l'indice de compression. La majeure partie des valeurs est comprise entre 0,2 et 0,4 ; quelques valeurs supérieures à 0,4 sont rencontrées au-dessus de 3 m et quelques valeurs inférieures à 0,2 se trouvent au-dessous de 1,50 m.

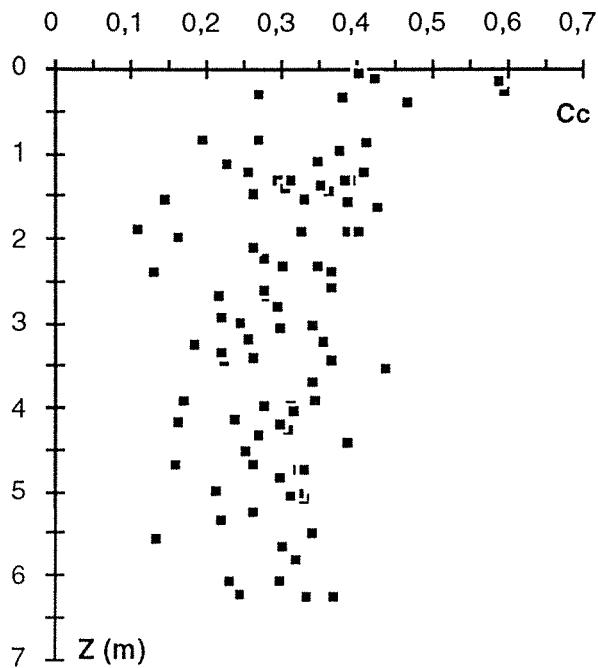


Fig. 2-44 - Indice de compression C_c en fonction de la profondeur Z .

Classiquement, on compare l'indice de compression C_c à des paramètres d'identification tels que la limite de liquidité, c'est ce que nous avons tenté de faire sur la figure 2-45 (a) ; de même, sur la figure 2-45 (b), on a représenté le C_c en fonction du passing à $2\mu\text{m}$ qui représente le pourcentage d'argile.

La corrélation entre l'indice de compression C_c et la limite de liquidité ω_l est la plus souvent utilisée. La relation la plus classique en mécanique des sols est celle de SKEMPTON, qui, dans le cas d'argiles intactes et normalement consolidées, a trouvé une corrélation assez nette et a proposé la relation suivante :

$$C_c = 0,009 (\omega_l - 10)$$

Cependant, cette relation $C_c - \omega_l$ est influencée directement par l'environnement et la nature des sédiments.

Dans le cas de la retenue de Génissiat, on constate que les paramètres C_c et ω_l (fig. 2-45 (a)) ne sont pas bien corrélés et semblent indépendants. Cela est expliqué dans notre cas par la non-concordance de la profondeur entre les prélèvements utilisés pour les essais oedométriques et ceux des essais d'identification, et la variabilité verticale rapide de la nature des sols traduite par la limite de liquidité ω_l . Cependant, si l'on effectue un calcul global, en considérant la moyenne des limites de liquidité 46 (voir tableau 2-VI) et en utilisant la relation générale de SKEMPTON :

$$C_c = 0,009 (\omega_l - 10) ;$$

on obtient un C_c théorique moyen de 0,32 qui est pratiquement égal au C_c moyen expérimental (voir tableau 2-VIII), soit 0,30. Notre matériau est donc dans les normes classiques.

Sur la figure 2-45 (b) et 2-45 (c), nous notons que la tendance dans l'allure générale est à l'augmentation de l'indice de compression avec la fraction fine du sédiment (pourcentage d'argile) ou la valeur de bleu. Cependant le coefficient de corrélation trouvé est très faible.

On notera également la tendance à l'augmentation de C_c tant avec le pourcentage d'argile qu'avec la valeur de bleu. La valeur de bleu est fonction de la quantité d'argile présente dans le sédiment et est reliée à la composition de celle-ci. Le fait qu'on observe une similarité de

comportement dans les deux cas évoqués, montre que l'évolution de l'indice de compression dépend essentiellement du pourcentage de la fraction fine présente dans le sédiment et non de sa composition.

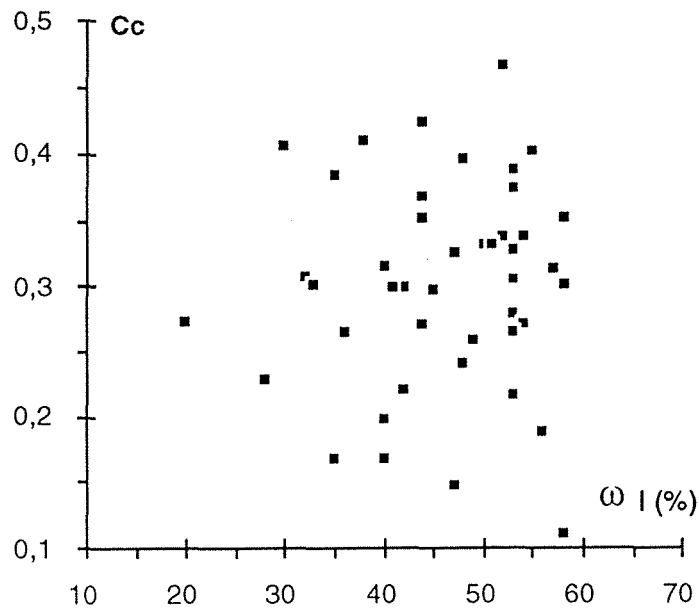


Fig. 2-45 (a) - Relation entre l'indice de compression Cc et la limite de liquidité ω_l .

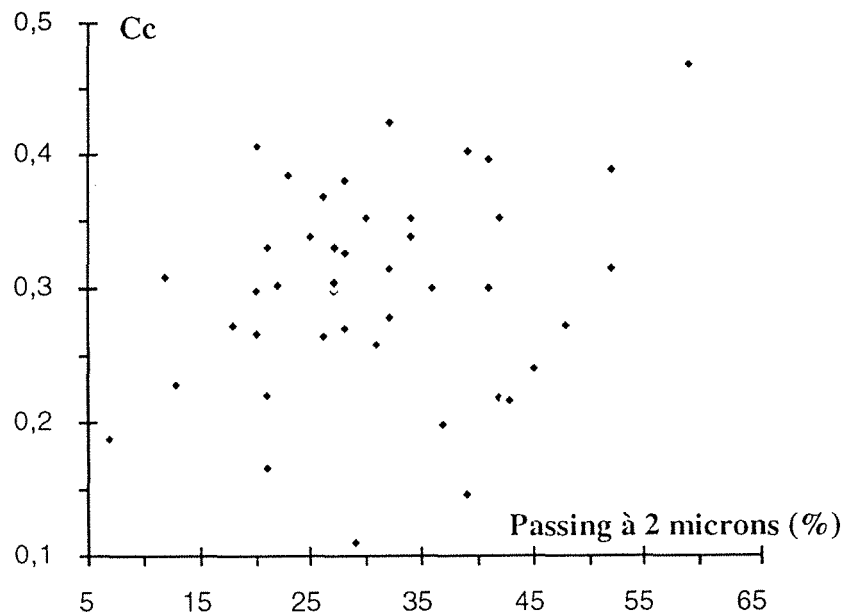


Fig. 2-45 (b) - Relation entre l'indice de compression Cc et le passing à 2 microns.

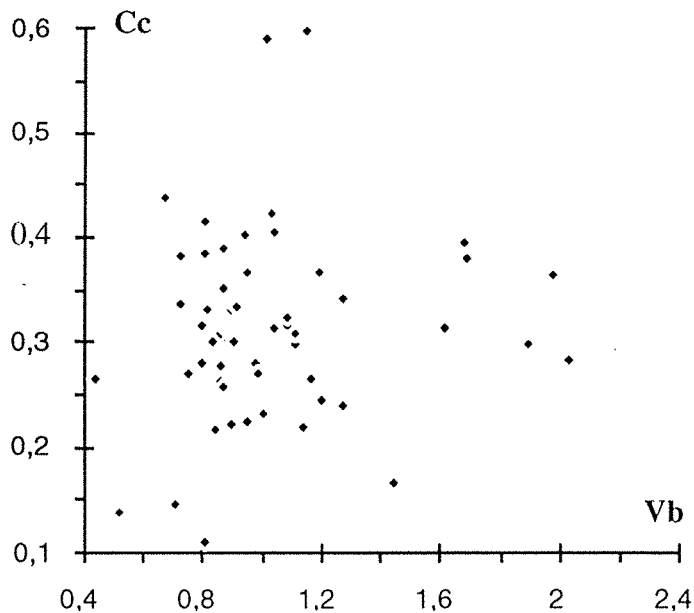


Fig. 2-45 (c) - Relations entre l'indice de compression Cc et la valeur de bleu.

Il existe d'autres relations classiques entre la compressibilité et l'état du sédiment, par exemple on compare les valeurs de l'indice de compression Cc et de l'indice des vides initial e_0 ou encore de la teneur en eau naturelle ω_0 des divers échantillons. Ces relations sont plus ou moins correctes, la valeur du coefficient de corrélation linéaire trouvé, même s'il n'est pas fort, met en évidence le lien entre Cc et e_0 . Les relations trouvées sont les suivantes :

$$Cc = 0,0021 + 0,21 e_0, \text{ avec un coefficient de corrélation } R=0,57 \text{ (figure 2-46)}$$

$$Cc = - 0,0239 + 0,007 \omega_0 \text{ (}\omega_0 \text{ en \%)}, R=0,46 \text{ (figure 2-47)}$$

En résumé, les matériaux peuvent être qualifiés de sols moyennement compressibles.

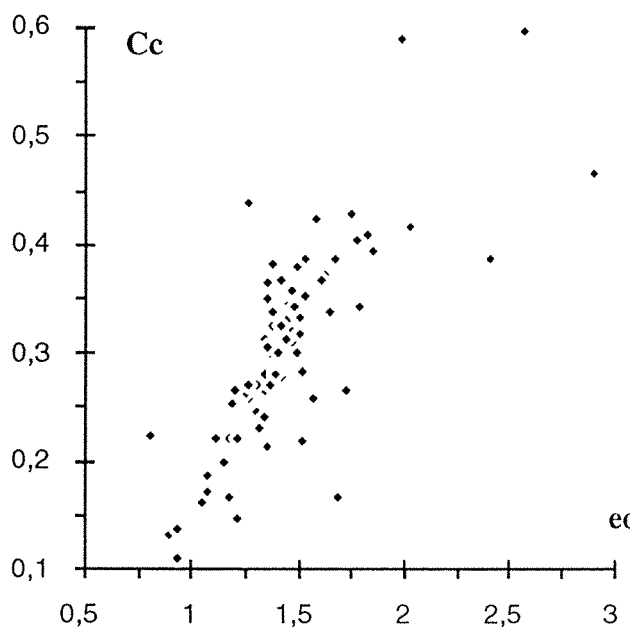


Fig. 2-46 - Indice de compression Cc en fonction de l'indice des vides initial e_0 .

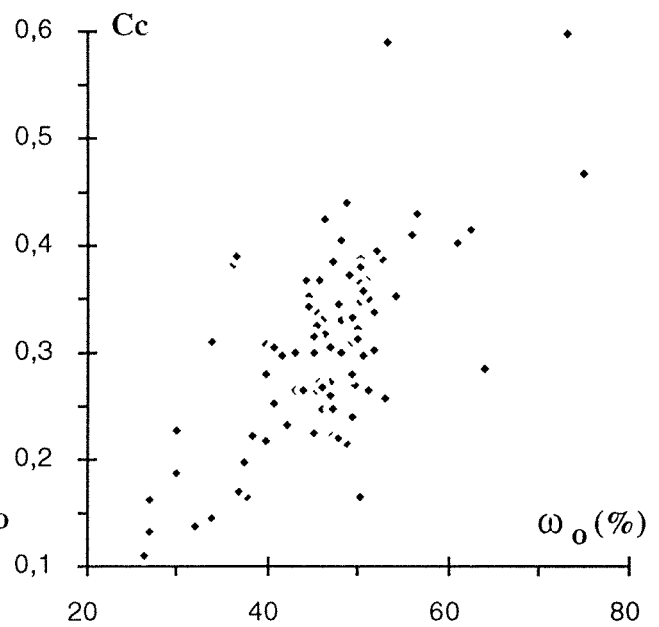


Fig. 2-47 - Indice de compression Cc en fonction de la teneur en eau initiale ω_0 .

ARANGO, in LAMBE et WHITMAN (1969), propose une relation souvent utilisée, où le rapport $(C_c/1 + e_o)$ est exprimé en fonction de ω_o . En utilisant nos données et une représentation identique à celle retenue par l'auteur, les points obtenus sur la figure 2-48 se trouvent dans l'enveloppe limitée par les valeurs extrêmes + 15 et - 15 %.

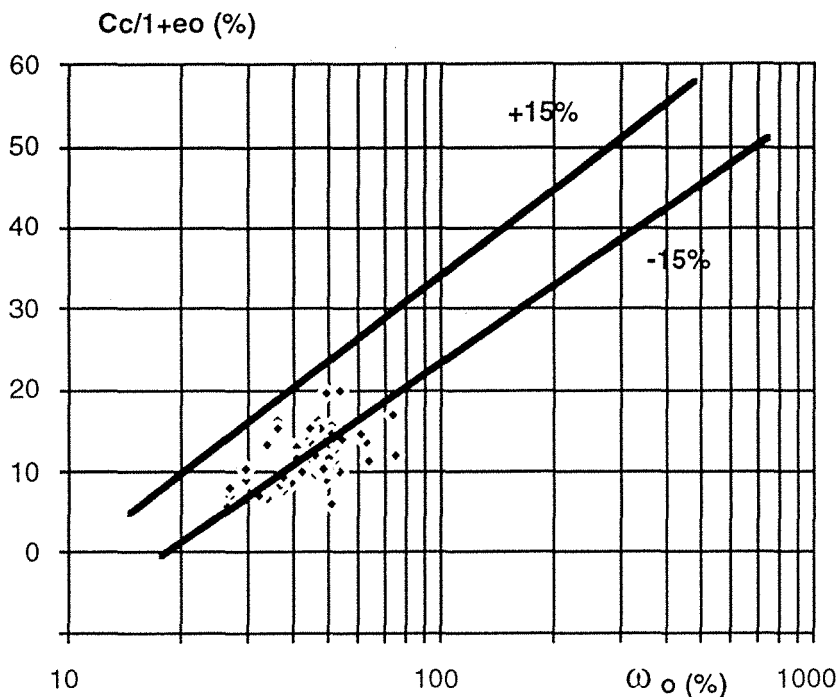


Fig. 2-48 - Relation entre l'indice de compression C_c et les paramètres d'état comme la teneur en eau initiale ω_o et l'indice des vides initial e_o (ARANGO in LAMBE et WHITMAN, 1969).

2.9.2 - Pression de consolidation

Un autre paramètre intéressant a priori de la courbe de compressibilité est la valeur de la pression de consolidation. Ce paramètre est déterminé graphiquement à partir de la courbe de compressibilité, cependant les formes de courbes que nous avons obtenues ne nous ont pas permis de déterminer d'une manière satisfaisante les valeurs de cette pression. Sur la figure 2-49, on montre un exemple de courbe de compressibilité dont l'allure est rencontrée dans pratiquement tous les sondages ; ceci entraînant une incertitude à la détermination de la pression de consolidation.

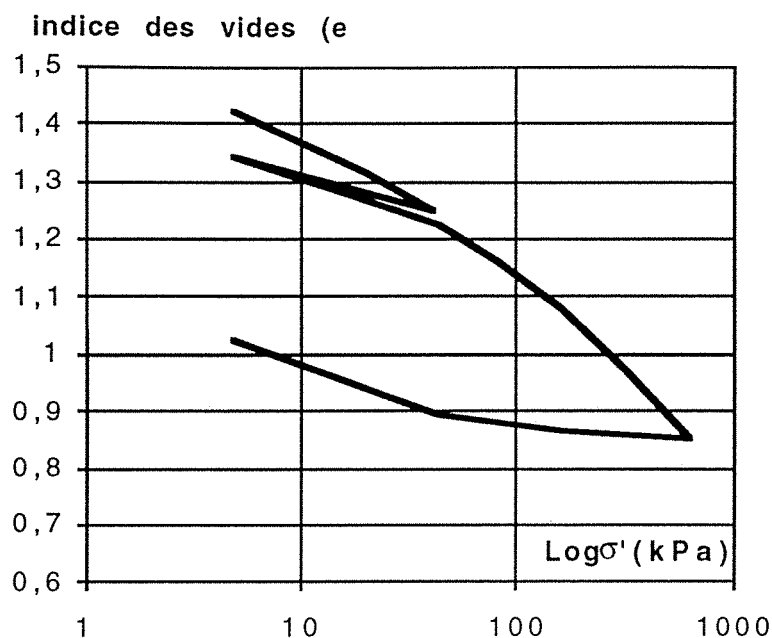


Fig. 2-49 - Exemple de courbe de compressibilité rencontré.

Il semble néanmoins qu'en général les matériaux se présentent sous la forme normalement consolidée, ce sont des sédiments qui se consolident sous leurs poids propres.

2.9.3 - Indice de gonflement

Enfin, nous nous sommes intéressés au comportement du matériau lors du déchargement, que nous avons caractérisé par deux valeurs différentes de C_g qui correspondent à deux domaines de contrainte. C_{g1} est mesuré au dessus de 60 kPa et C_{g2} est obtenu pour les valeurs les plus faibles de contraintes appliquées (voir figure 2-8). On obtient en moyenne les valeurs suivantes :

$$C_{g1} \cong 0,12 C_c \quad \text{et} \quad C_{g2} \cong 0,40 C_c$$

Donc, l'indice de gonflement dans le domaine des faibles contraintes est relativement fort, nous avons regardé si le rapport C_{g1}/C_c et C_{g2}/C_c dépendait de C_c (figures 2-50 (a) et (b)), apparemment ce n'est pas le cas, on observe simplement une plus forte dispersion pour les faibles valeurs des C_c

Dans les opérations de dragage sous l'eau par utilisation d'une énergie externe et par l'emploi de pelles mécaniques, on a du mal à évaluer le volume des sédiments lors de l'extraction. Cette forte valeur relative de C_g peut expliquer partiellement les problèmes d'évaluation de volume lors des opérations de dragage.

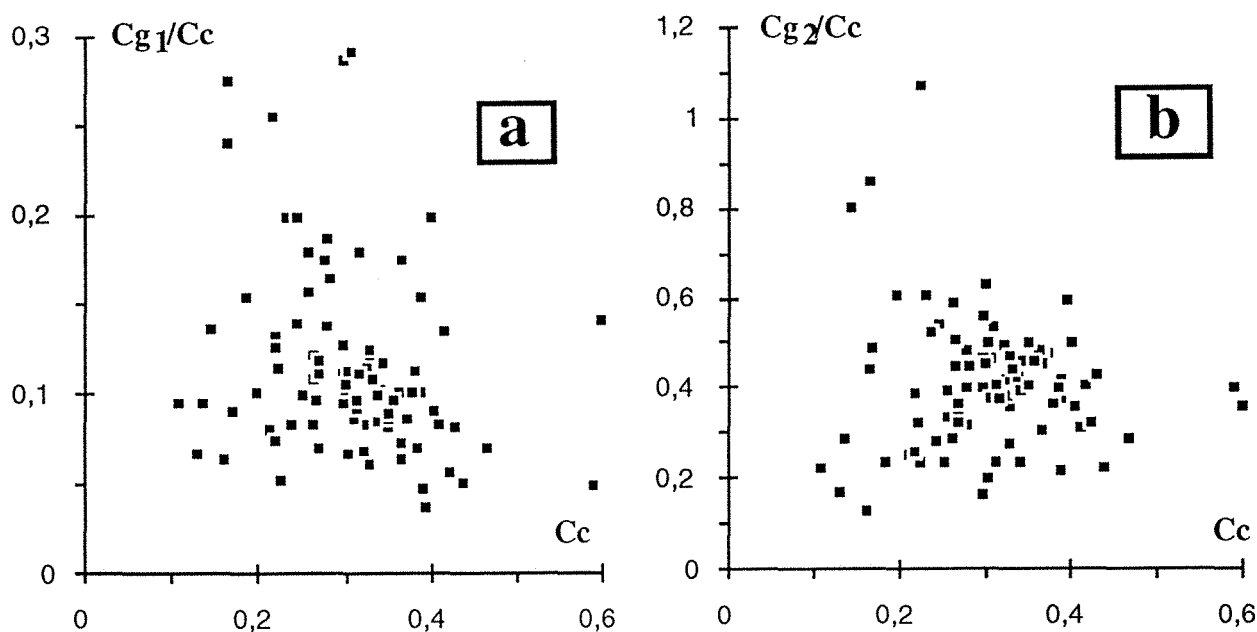


Fig. 2-50 - Relation entre l'indice de compression C_c et :
a.) rapport de l'indice de gonflement C_{g1} sur l'indice de compression C_c (C_{g1}/C_c),
b.) rapport de l'indice de gonflement C_{g2} sur l'indice de compression C_c (C_{g2}/C_c).

Nous nous sommes intéressés à la variation de l'indice de gonflement C_{g1} et C_{g2} en fonction de quelques paramètres essentiels, à savoir :

- l'indice de compression C_c ;
- la valeur de bleu V_b .

Les représentations graphiques de ces mesures reportées sur les figures 2-51 (a), 2-51 (b), 2-51 (c) et 2-51 (d) montrent bien une tendance d'augmentation de C_{g1} et C_{g2} avec une augmentation de C_c et V_b . Les résultats dont nous disposons nous ont permis de dégager des relations chiffrées entre ces paramètres, même si les coefficients de corrélation linéaire sont relativement faibles ; seules les relations $C_{g1}-V_b$ et $C_{g2}-V_b$ ne peuvent être dégagées car les coefficients de corrélation sont trop faibles.

$$C_{g1} = 0,015 + 0,06 C_c \quad , \text{ avec } R = 0,11$$

$$C_{g2} = 0,016 + 0,346 C_c \quad , \text{ avec } R = 0,41$$

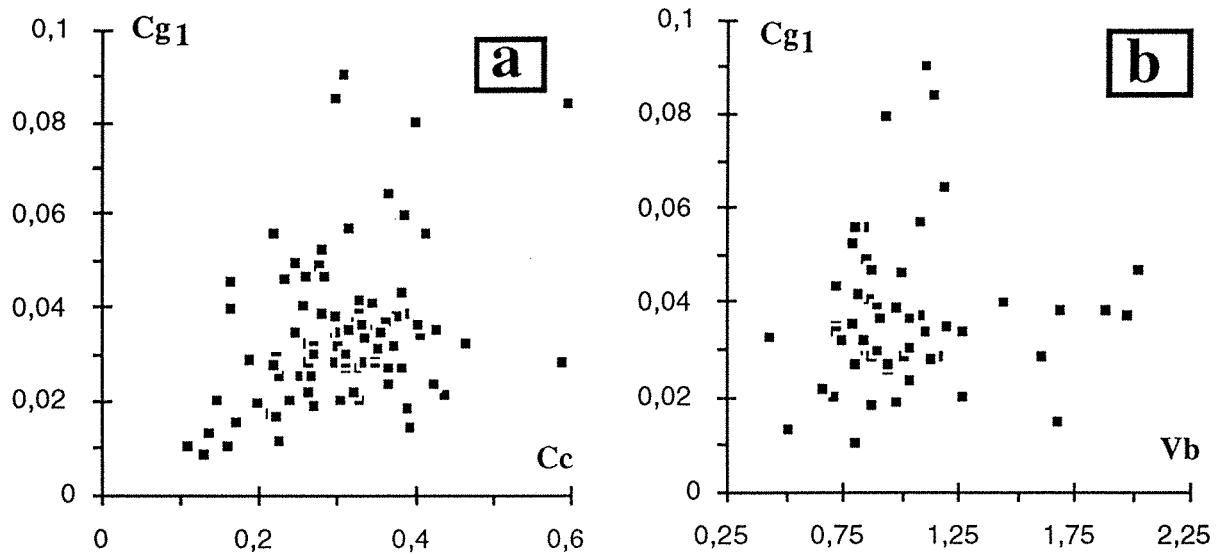


Fig. 2-51 - Relations entre l'indice de gonflement C_{g1} et : a.) l'indice de compression C_c , b.) la valeur de bleu V_b .

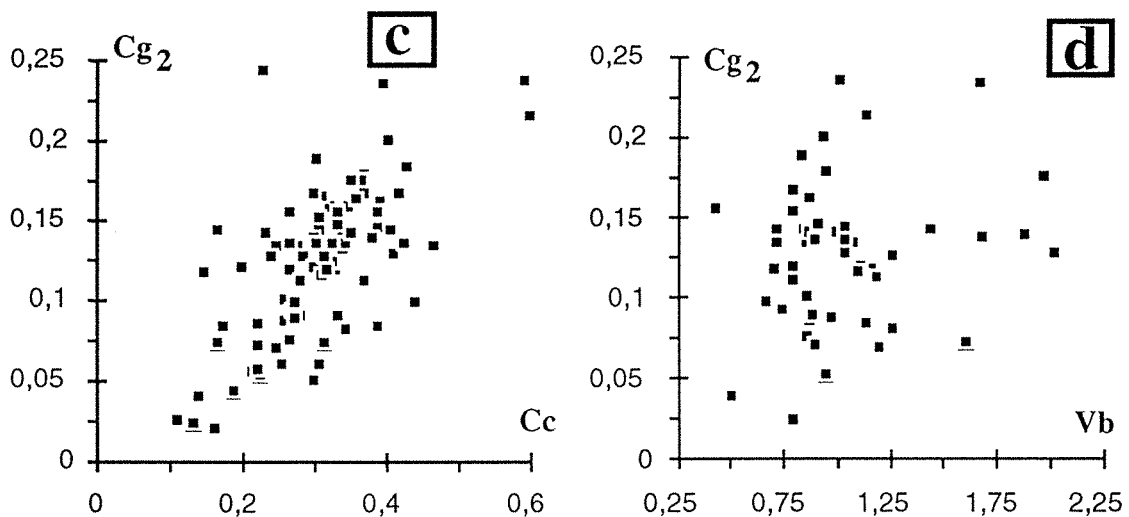


Fig. 2-51 - Relations entre l'indice de gonflement C_{g2} et : c.) l'indice de compression C_c , d.) la valeur de bleu V_b .

2.9.4 - Coefficient de consolidation

L'évolution du tassement en fonction du temps pour un chargement donné permet d'obtenir une valeur expérimentale de C_v , le coefficient de consolidation. Les valeurs des coefficients de consolidation qui sont caractéristiques de la "vitesse de tassement" sont comprises entre $1,3 \cdot 10^{-3}$ et $2,12 \cdot 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$, ce qui est cohérent avec la nature des matériaux présents (limon en majorité) et indique que la consolidation naturelle se produit vraisemblablement au fur et à mesure du dépôt, sauf en cas d'apports brutaux localisés.

En conclusion, sur les essais oedométriques, les points principaux que l'on peut retenir sont encore une fois la variabilité locale des propriétés avec une homogénéité globale. Ces matériaux sont moyennements compressibles, caractérisés par une forte valeur relative de l'indice de gonflement dans le domaine des faibles contraintes. Ils sont a priori normalement consolidés, mais certains prélèvements montrent des matériaux à très faible cohésion, et cela est vraisemblablement lié à des problèmes de carottage.

2.10 - Résistance au cisaillement à long terme

Le comportement du sédiment en conditions triaxiales peut être caractérisé par la forme des chemins de contraintes effectives. L'ensemble des échantillons est soumis à des essais de type consolidé non drainé (C.U.), avec mesure de la pression interstitielle.

En reportant nos données, on obtient des graphes qui permettent de déterminer la valeur de l'angle de frottement interne φ' et la cohésion C' en contraintes effectives. L'utilisation de ces paramètres correspond à des analyses de stabilité à long terme des talus de pente.

Nous avons réalisé une série de 10 essais dont les résultats sont résumés dans le tableau 2-IX, puis représentés en détail sur les figures 2- 52 (a), (b), (c), (d), (e), (f), (g), (h), (i) et (j). Le choix des essais sur les sondages a porté en particulier sur leurs positions ; sondages S5, S8, S11 à l'amont du barrage ; sondages S17, S18 au pied du barrage et près de la vidange de demi-fond ; et en dernier les sondages S21, S22, S24, S25 près de la vidange de fond.

Sondage	Profondeur (m)	φ' (°)	C' (kPa)	Nature du sol
S5	2,81-3,11	32	$\cong 0$	Limon
S8	5,60-6,20	46	$\cong 0$	//
S11	5,10-5,50	35	$\cong 0$	//
S17	1,10-1,40	33	$\cong 0$	//
S18 (1)	4,78-5,00	33	$\cong 0$	//
S18 (2)	5,60-6,00	38	$\cong 0$	//
S21	3,65-4,05	32	$\cong 0$	//
S22	4,20-4,40	32	$\cong 0$	//
S24	5,15-5,45	32	$\cong 0$	//
S25	5,00-5,40	37	$\cong 0$	Sable

Tableau 2-IX - Valeurs de φ' et C' des essais triaxiaux de type consolidé non drainé des sondages S5, S8, S11, S17, S18, S21, S22, S24 et S25.

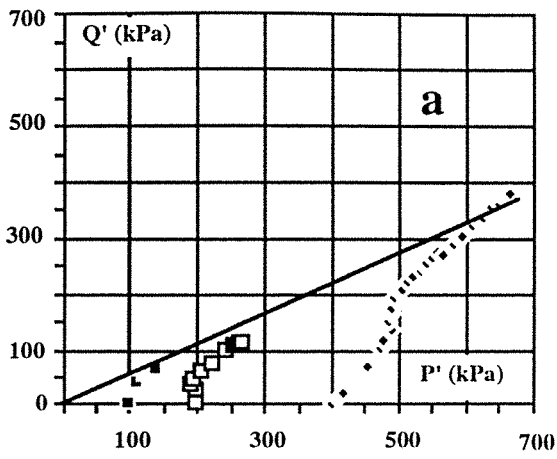


Fig. 2-52 (a) - Chemins en contraintes effectives, sondage S5.

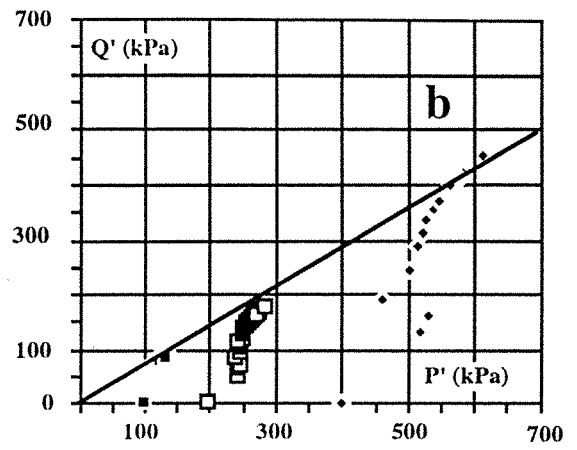


Fig. 2-52 (b) - Chemins en contraintes effectives, sondage S8.

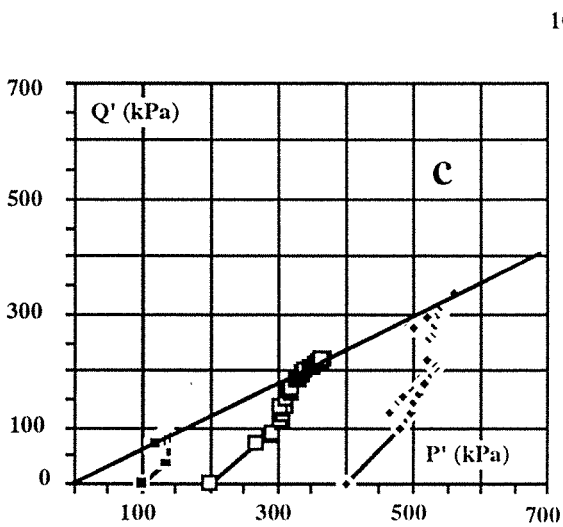


Fig. 2-52 (c) - Chemins en contraintes effectives, sondage S11.

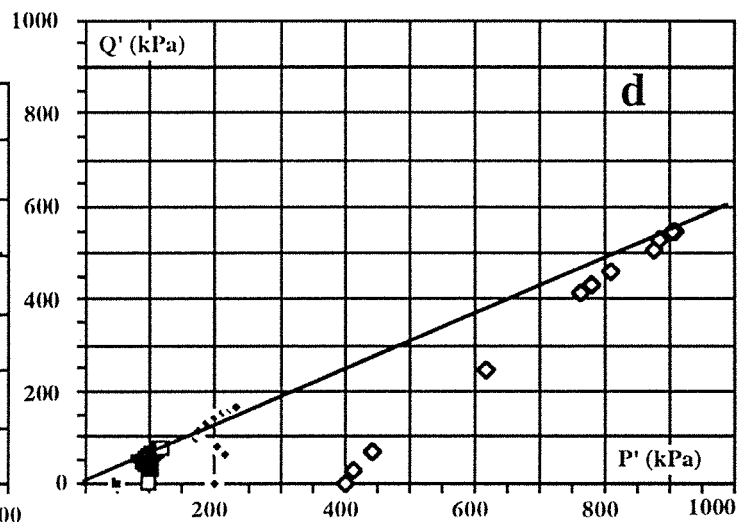


Fig. 2-52 (d) - Chemins en contraintes effectives, sondage S17.

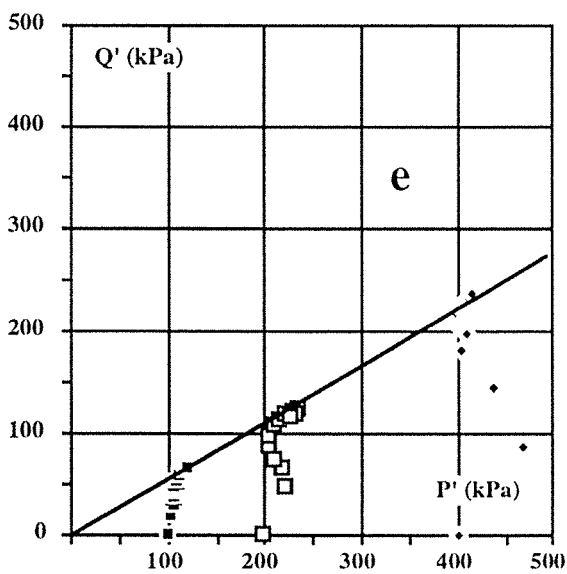


Fig. 2-52 (e) - Chemins en contraintes effectives, sondage S18 (1).

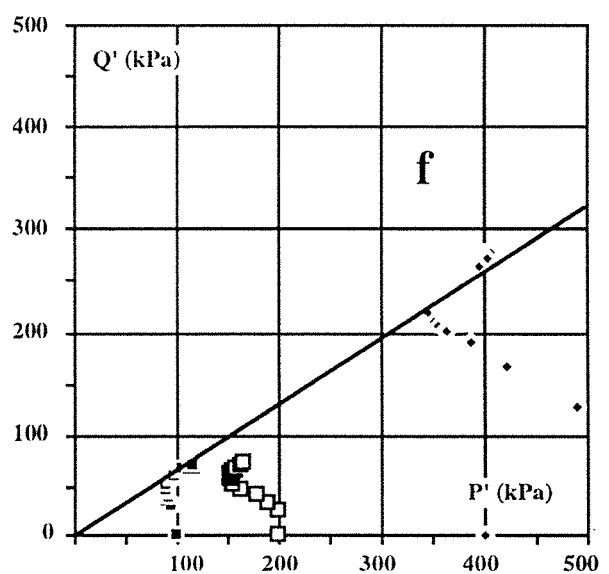


Fig. 2-52 (f) - Chemins en contraintes effectives, sondage S18 (2).

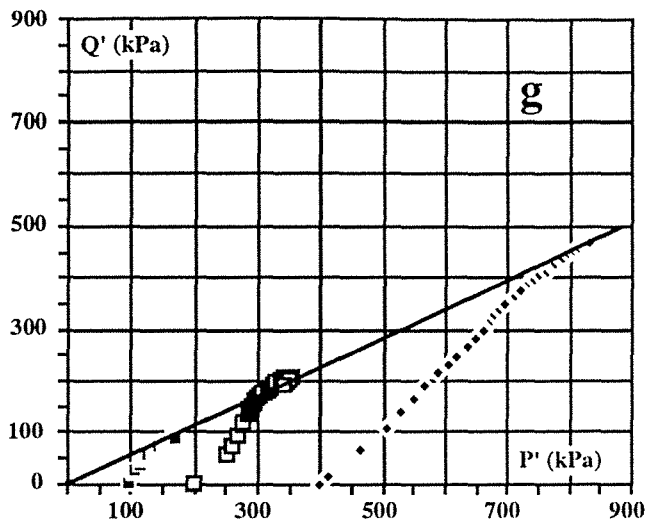


Fig. 2-52 (g) - Chemins en contraintes effectives, sondage S21.

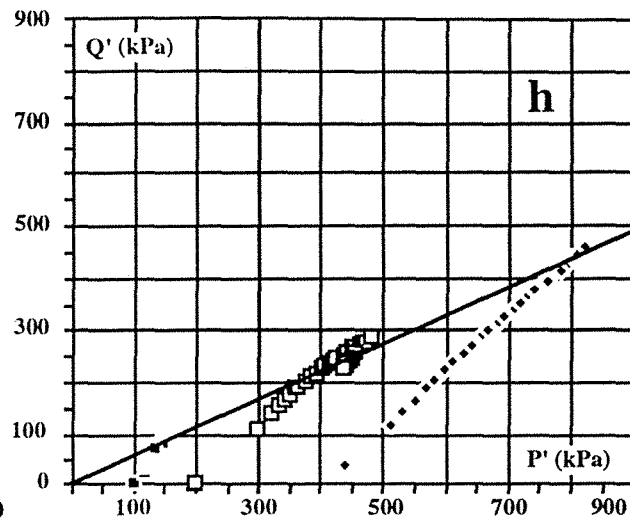


Fig. 2-52 (h) - Chemins en contraintes effectives, sondage S22.

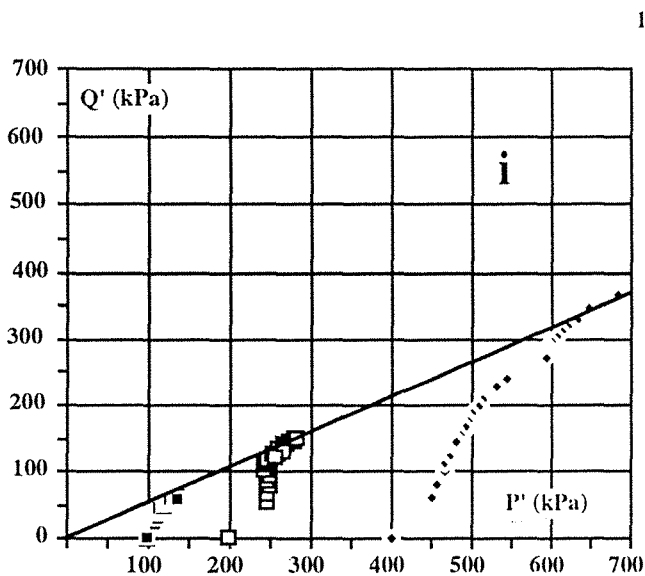


Fig. 2-52 (i) - Chemins en contraintes effectives, sondage S24.

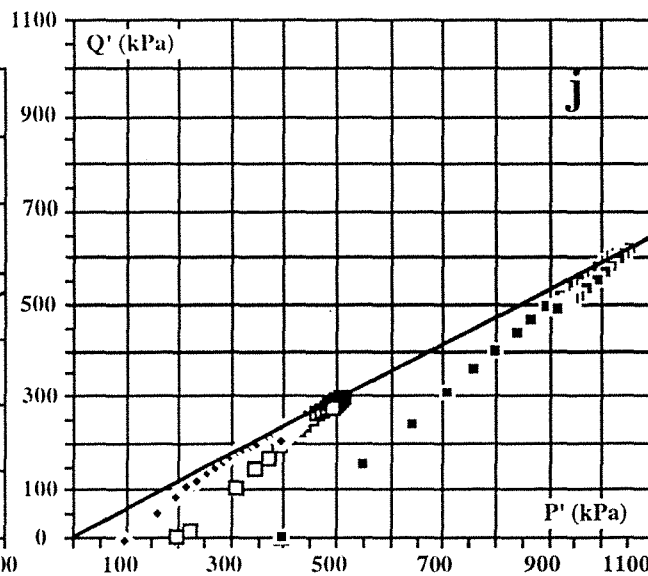


Fig. 2-52 (j) - Chemins en contraintes effectives, sondage S25.

De valeur moyenne $\varphi' = 35^\circ$, les mesures de l'angle de frottement interne se situent dans une fourchette allant de 32° à 38° , une valeur de 34° à 35° semblant la plus vraisemblable ; mis à part le caractère particulier du sondage S8 qui présente un angle $\varphi' = 46^\circ$. A ces résultats, correspondent les valeurs de cohésion C' presque nulles. On remarque que les valeurs obtenues sont relativement peu dispersées. L'angle de frottement interne en contraintes effectives, paramètre intrinsèque, est lié étroitement à la nature du matériau. Examinons donc les possibilités de relations qui pourraient exister entre cette mesure et les valeurs des paramètres d'identification du sol.

Sur la figure 2-53, on a reporté les valeurs de φ' en fonction de la profondeur Z . On remarque une tendance d'évolution dans l'allure générale de l'augmentation de φ' avec Z à partir de 5 m, mais jusqu'à 4,5 m φ' est constant et est égal en moyenne à $32,5^\circ$.

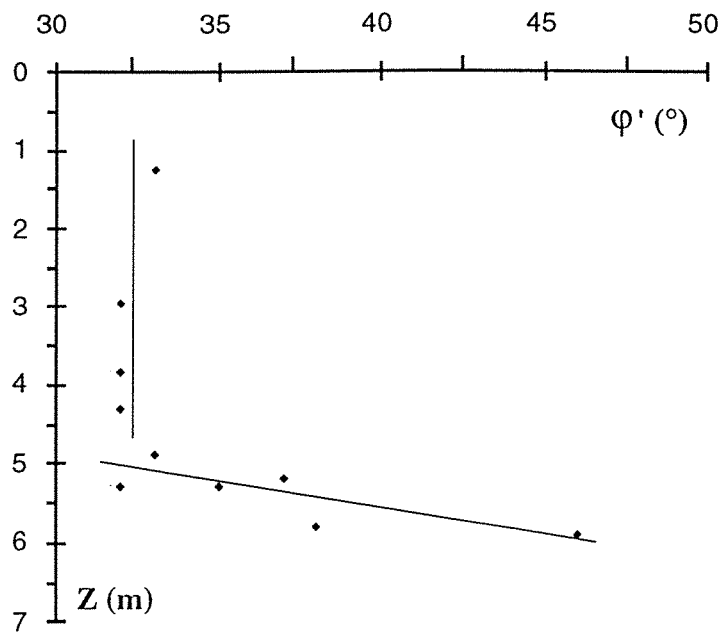


Fig. 2-53 - Variation de φ' en fonction de la profondeur Z.

En comparant les valeurs de φ' à celles de la valeur de bleu, le nuage de points obtenu confirme une diminution de φ' avec l'augmentation de Vb ; comme cela est montré sur la figure 2-54. En excluant le sondage S8 ($\varphi' = 46^\circ$, Vb = 0,865), on obtient une forte corrélation logarithmique entre φ' et Vb. La relation trouvée est la suivante :

$$\varphi' = 32,65 - 4,42 \text{ Log Vb} \quad , \text{ avec un coefficient de corrélation } R = 0,8$$

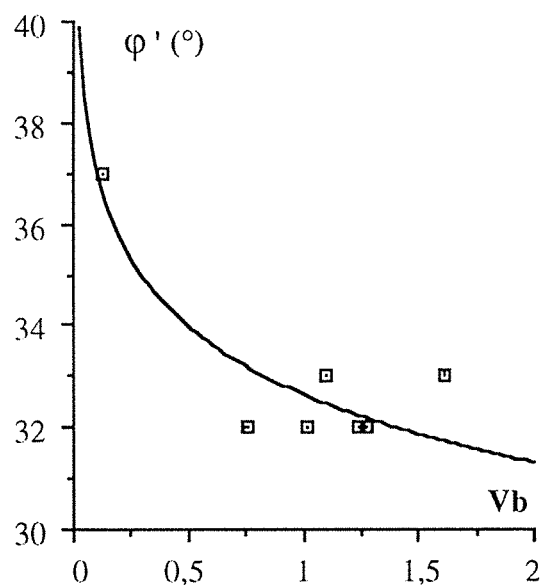


Fig. 2-54 - Relations entre φ' et la valeur de bleu (Vb), excepté le sondage S8.

Les résultats expérimentaux de LEROUEIL et TAVENAS, (1989), vérifient la courbe moyenne de corrélation entre Φ' et l'indice de plasticité I_p , proposé par BJERRUM et SIMONS, (1960), pour les sols argileux normalement consolidés. L'utilisation de la relation de BJERRUM et SIMONS, amène à une application pratique. Elle traduit la diminution de Φ' avec l'augmentation de l'indice de plasticité I_p qui est un paramètre de classification des sols. Il varie avec la fraction granulométrique et la nature de la fraction argileuse. Dans le cas de la retenue de Génissiat, les valeurs des indices de plasticité sont faibles (entre 3 et 22 %) et en les reportant sur la courbe moyenne, on y trouve des valeurs de Φ' comprises entre 30 et 36°, qui sont dans le même ordre de grandeur que ceux du tableau 2-VII ; mis à part le caractère particulier du sondage S8.

2.11 - Conclusions

Alors que des opérations de dragage par système air lift étaient en cours dans la retenue de Génissiat, des difficultés sont apparues : stabilité à court terme trop élevée, problèmes d'évaluation de cubage des matériaux dragués et réflexion sur un moyen de dévasement à la fois efficace et rentable. Aux problèmes résultant de la profondeur de dragage et de la présence d'enrochements ou de bois immergés, notamment à l'amont immédiat du barrage, s'ajoutèrent des difficultés liées au matériau, ceci montre l'intérêt dans le but d'une meilleure prévision de réaliser avant toute opération de dragage une caractérisation de base des sédiments déposés au fond de la retenue avec une étude à caractère systématique, c'est ce que nous avons fait. Une investigation complète sur les propriétés géomécaniques est intéressante pour proposer une éventuelle solution sur l'envasement des retenues de barrages à court et long terme.

Le premier problème à résoudre était celui du prélèvement des échantillons ; à la place de solutions classiques de carottage à partir d'une barge, opérations limitées en nombre, nous avons utilisé la technique de prélèvement Küllenberg qui est courante dans les sols marins. Cette technique assez fruste permet néanmoins un nombre élevé de prélèvements dans un temps bref. Ceci a l'avantage de permettre une approche de la variabilité des matériaux présents dans une zone donnée, qui fera l'objet du chapitre 3. Cependant, le dispositif de carottage mis en place ne nous a pas permis d'atteindre des profondeurs conséquentes pour une meilleure étude des caractéristiques géomécaniques en profondeur. Une autre particularité est que les matériaux présentent des fissures qui sont dues à la méthode de carottage

Concernant maintenant les résultats géomécaniques obtenus, on peut les résumer ci-dessous :

a) Les particularités lithologiques, décelées dans certains cas à l'ouverture des carottages et qui sont complétées par les résultats d'analyses granulométriques, montrent du point de vue de la nature des échantillons, que les matériaux prélevés dans la retenue sont généralement des limons ou des limons sableux, dont la granulométrie est essentiellement composée de particules de taille inférieure à 80 μm . Cependant, des passées sableuses ou nettement plus grossières peuvent être rencontrées. Les valeurs faibles de bleu montrent que la partie fine (inférieure à 2 μm) est très limitée dans les matériaux ; cependant celle-ci a une influence sur la variation de la teneur en eau en profondeur. En fonction des limites d'Atterberg, les matériaux de la retenue de Génissiat sont décrits en général comme des limons peu à très plastique.

b) La description de l'état des matériaux au moyen des mesures systématiques de teneurs en eau et de poids volumiques met en évidence d'une manière claire la très grande variabilité sur une verticale donnée. Cette fluctuation d'état correspond à une instabilité de nature essentiellement de taille des grains. Il faut noter ici, que les variations lithologiques et granulométriques verticales rapides et les méthodes de mesures, entraînent lors de la comparaison des différents paramètres mesurés des difficultés dans la recherche de corrélation ; car il est impossible d'obtenir tous les paramètres strictement à la même profondeur de prélèvement.

En comparaison de l'indice de liquidité avec la profondeur, on peut noter que la consistance des matériaux est variable jusqu'à 4 m de profondeur, mais au delà la consistance s'élève avec une fourchette de valeurs assez restreinte.

c) La cohésion non drainée est un paramètre fondamental, facile et rapide à mesurer, qui permet de caractériser l'état «mécanique» du matériau vis-à-vis d'une sollicitation instantanée. Les résultats que nous avons obtenus pour les sondages montrent tout d'abord une certaine variabilité mécanique au sein des matériaux présents dans la retenue. On obtient dans la majorité des cas une bonne corrélation linéaire dans l'ensemble entre la cohésion intacte au pic et la profondeur de carottage. Cependant, après une analyse des mesures (incluant en particulier la valeur de la sensibilité inférieure à 1), il nous semble qu'une part de cette variabilité peut être attribuée à des remaniements lors du prélèvement. Si l'on considère globalement les résultats de cohésion en fonction de la profondeur tels que représentés sur la figure 2-25, on devrait limiter les fourchettes de valeurs mesurées à leur partie supérieure, soit 1 à 4 kPa vers 1 m de profondeur, 2 à 8 kPa vers 3 m et 4 à 12 kPa vers 5 m.

Après remaniement partiel ou total, ces cohésions non drainées peuvent diminuer avec des sensibilités limitées, supérieures à 1 et atteignant un maximum de 3, ce qui est assez logique car la structuration de ces sédiments n'est pas forte, leur dépôt étant récent.

d) En ce qui concerne les essais de compressibilité-consolidation, les principaux résultats sont les suivants. Il s'agit de matériaux de compressibilité moyenne, dont l'état de consolidation est généralement normal (c'est-à-dire à l'équilibre avec les contraintes effectives subies) ; on peut les qualifier de sols normalement consolidés. Une autre particularité est due à la variation lithologique brusque qui influe sur le tassement des sédiments sus-jacents.

Un point intéressant est celui qui est lié aux fortes valeurs relatives de l'indice de gonflement dans le domaine des faibles valeurs de contraintes effectives, ceci peut entraîner une augmentation et une mauvaise estimation de volume du matériau lors du déchargement lié aux opérations de dragage.

e) La résistance au cisaillement à long terme est caractérisée par une valeur assez élevée de l'angle de frottement effectif φ' (de l'ordre de 35° en moyenne) et une cohésion effective nulle. Ces valeurs peuvent autoriser l'existence de talus de pente relativement forte au fond de la retenue. De plus φ' peut diminuer dans le cas où la partie fine est prédominante.

CHAPITRE 3 : RÉPARTITION SPATIALE DES PROPRIÉTÉS GÉOMÉCANIQUES DANS LA RETENUE

3.1 - Introduction

Une évaluation de la géométrie du dépôt de sédiments et de la répartition spatiale des propriétés géomécaniques en plan et en fonction de la profondeur apparaît comme préalable à toute tentative de modélisation, en vue de la résolution des problèmes de dragage et d'obturation des prises d'eau. Nous nous sommes efforcés de définir des lois de répartition pour les paramètres les plus significatifs.

De plus, afin de faciliter la compréhension des mécanismes de mise en place des sédiments, nous avons tenté de relier les variables entre elles.

3.2 - Méthodologie

3.2.1 - Propriétés étudiées

Diverses caractéristiques géomécaniques (chapitre 2) ont été estimées à partir de chacune des carottes correspondant à un sondage. Certaines caractéristiques ont été mesurées tous les 10 à 20 cm, ce sont :

- cohésion intacte au pic, C_u ;
- cohésion résiduelle, $C_{rés}$;
- teneur en eau naturelle, ω_i .

D'autres caractéristiques ont été mesurées tous les 20 à 40 cm, ce sont :

- cohésion remaniée, C_{rem} ;
- teneur en eau remaniée, ω_r ;
- poids volumique sec, γ_d ;
- poids volumique humide, γ_h .

Enfin, diverses autres mesures ont été effectuées, mais à des intervalles de profondeur beaucoup plus irréguliers et importants (de 50 cm à 2m). Ce manque de valeurs, qui est parfois pénalisant pour l'analyse des données, est principalement dû à des difficultés pratiques (beaucoup d'essais répétitifs et qui nécessitent un long temps de réalisation) ; ce sont :

- valeur au bleu, V_b ;
- analyses granulométriques (avec les différents passings) ;
- poids volumique des grains solides, γ_s ;
- limites d'Atterberg : ω_l , ω_p ;

-essais oedométriques (e_0 , σ'_{v0} , σ'_c , C_c , C_{g1} et C_{g2}), où σ'_{v0} est la contrainte effective réelle due au poids des terres.

Notre étude porte sur les paramètres les plus caractéristiques. Il nous a paru également intéressant de travailler sur des paramètres "dérivés", souvent nettement plus parlants que les caractéristiques directement mesurées sur les carottes ; il s'agit de :

- sensibilité, S ;
- indice de plasticité, I_p ;
- indice de consistance, I_c ou indice de liquidité, $Il = 1 - I_c$

3.2.2 - Méthodes d'interpolation en plan

Soit une propriété P , mesurée en n points de l'espace. L'utilisation des méthodes d'estimation a pour objectif :

- de connaître la valeur de P en n'importe quel point de l'espace, avec la meilleure fiabilité. Ceci permet d'une part, de générer un champ de données, en vue de simuler un phénomène, d'autre part de "reconstituer la réalité" c'est à dire de spatialiser les données sous forme de courbes d'isovaleurs ;
- de connaître la précision de ces estimations.

DELHOMME, (1976), a décrit et analysé les différentes méthodes d'interpolation utilisées en géologie et dans les sciences de l'eau. Citons pour mémoire les méthodes analytiques telles que l'interpolation polynomiale et l'interpolation par spline, la méthode des moindres carrés, les méthodes de pondération - en fonction de la distance, par exemple - et les méthodes probabilistes telles que le krigeage.

La comparaison de ces différentes méthodes d'interpolation, sur le plan théorique, montre que les méthodes probabilistes sont les mieux adaptées à rendre compte de l'aspect chaotique des phénomènes, en sciences de l'eau (DELHOMME, 1976). Le krigeage a en particulier l'avantage d'utiliser, pour l'estimation, la structure spatiale. Il s'adapte donc bien aux phénomènes régionalisés. Au niveau expérimental, par exemple pour les propriétés hydriques du sol (GASCUEL-ODOUX, 1984), la méthode du krigeage s'est avérée une méthode d'estimation fiable et robuste.

Les variations des propriétés dans les sols étant de nature a priori continue, on peut considérer que l'on obtient une meilleure image de la réalité par la méthode du krigeage.

Dans ce qui suit, nous allons montrer les courbes d'isovaleurs des propriétés géomécaniques en fonction des coordonnées X et Y des sondages dans la retenue. Grâce au logiciel SURFER et par utilisation de la méthode du krigeage, on peut tracer ces courbes en plan ou dessiner la surface correspondante. Cela permet de régionaliser les phénomènes et d'estimer la valeur de la propriété géomécanique en n'importe quel point de la retenue.

Les courbes d'isovaleurs obtenues par krigeage montrent qu'il existe des zones à plus ou moins fortes valeurs des propriétés considérées.

3.2.3 - Variations des propriétés avec la profondeur

Pour cette étude, réalisée par zones relativement homogènes, on a eu recours aux techniques statistiques traditionnelles de régression linéaire.

3.2.4 - Corrélations entre propriétés

Nous avons essayé de retrouver certaines relations empiriques classiques entre les diverses propriétés des matériaux en ayant recours à nouveau à la régression linéaire.

3.3 Géométrie du dépôt de sédiments

3.3.1 - Position des sondages

Le tableau 3-1 montre les coordonnées X et Y des sondages dans la retenue de Génissiat par rapport à un organe fixe du barrage. Sur la figure 3-1, on donne un plan d'ensemble du barrage et de ses différents éléments par rapport aux coordonnées de référence.

N° Sondage	Coordonnées	
	X	Y
S1	868996,515	123083,01
S2	868964,15	123102,891
S3	869023,424	123097,729
S4	868989,801	123128,879
S5	868985,889	123152,014
S6	869012,905	123144,657
S7	869045,71	123135,723
S8	869019,712	123184,736
S9	869027,797	123214,681
S10	869001,914	123238,591
S11	869055,271	123230,286
S12	869032,94	123270,587
S13	869016,436	123290,819
S14	869060,716	123294,432
S15	869046,815	123345,454
S16	868919,68	122931,467
S17	868987,145	122912,798
S18	868963,173	122948,246
S19	868972,608	122958,7
S20	868964,272	122976,082
S21	868939,601	122997,853
S22	868963,733	122991,325
S23	868975,03	123008,983
S24	868948,966	123041,937
S25	869003,374	123027,226

Tableau 3-I - Coordonnées des sondages dans la retenue de Génissiat.

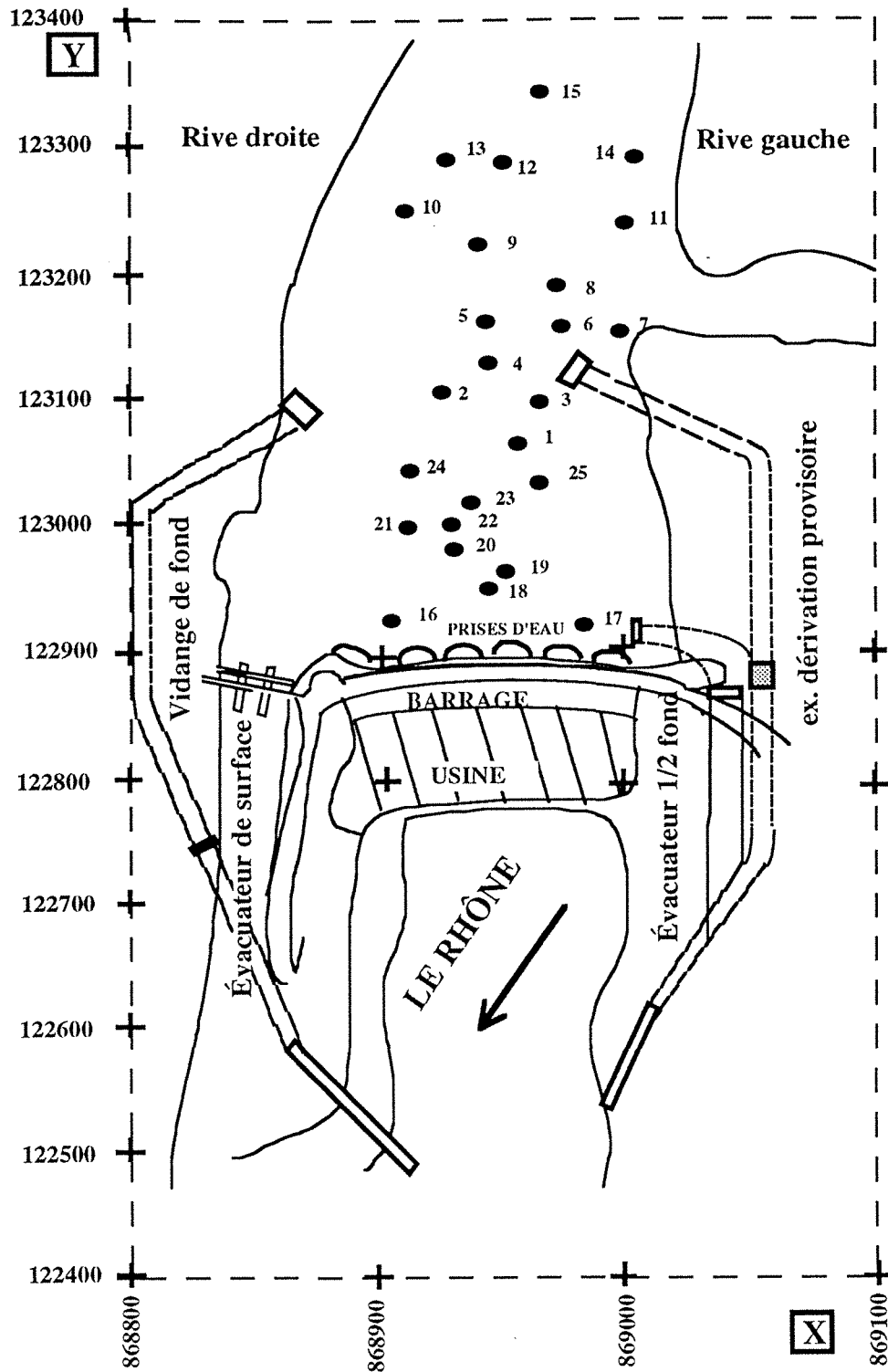


Fig. 3-1 - Plan d'ensemble du barrage et position des sondages par rapport aux coordonnées X et Y.

3.3.2 - Coupes stratigraphiques

On a essayé de regrouper le maximum de sondages, et ceci suivant les axes I, II, III, A, B et C (fig. 3-2). Le tableau 3-II récapitule les sondages se trouvant suivant le même axe. Les comparaisons portent sur les propriétés géomécaniques essentielles à savoir la cohésion intacte au pic

non drainée (C_u), la teneur en eau naturelle (ω_{nat}) et les limites d'Atterberg (ω_l et ω_p) ; cependant les valeurs mesurées des autres propriétés correspondant à chaque sondage se trouvent dans l'annexe 1.

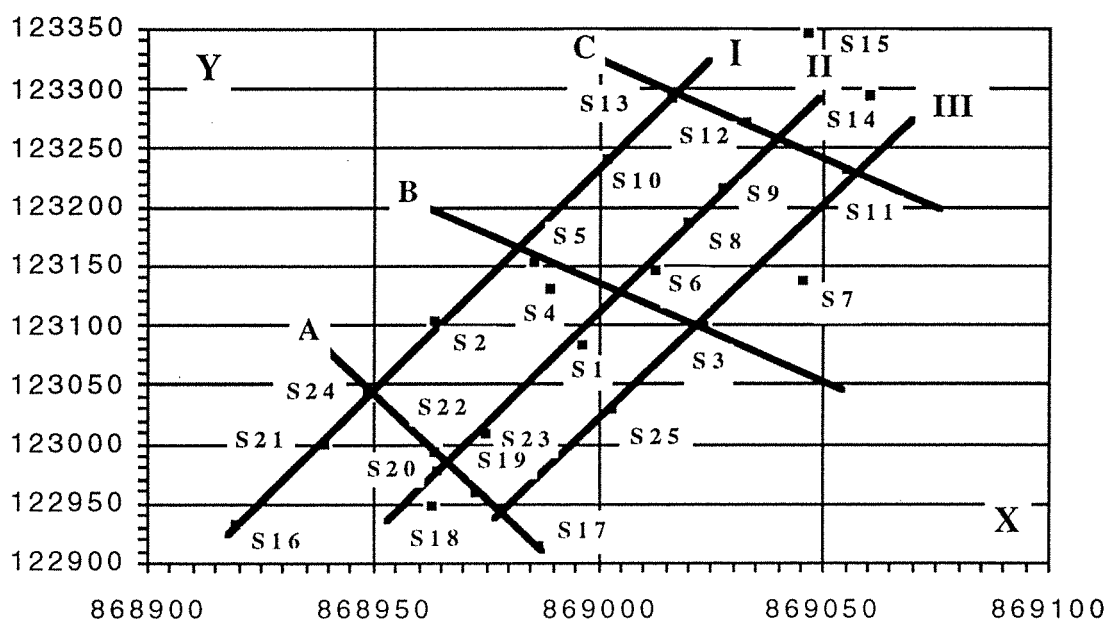


Fig. 3-2 - Position des sondages dans la retenue de Génissiat.

Axe	Sondages
I	S16 - S21 - S24 - S2 - S10 - S13
II	S20 - S23 - S1 - S6 - S8 - S9
III	S25 - S3 - S11
A	S24 - S22 - S19 - S17
B	S5 - S3
C	S13 - S12 - S11

Tableau 3-II - Regroupement des sondages suivant les axes de la figure 3-2.

Cette première approche permet de mettre en évidence la variabilité des propriétés géomécaniques mesurées à la même profondeur par rapport au fond de la retenue et le long d'un même axe (annexe 3). A titre d'exemple on montre sur les figures 3-3 et 3-4, des coupes stratigraphiques de la cohésion intacte au pic (C_u) et de la teneur en eau naturelle (ω_{nat}) plus les limites d'Atterberg (ω_l et ω_p) des sondages se trouvant sur l'axe I.

Une autre approche a été utilisée mais en prenant en considération comme référence le niveau du plan d'eau. De la même façon, on remarque une fluctuation des propriétés géomécaniques à la même profondeur de chaque sondage et suivant le même axe ; on ne présente que la variation de la cohésion intacte (annexe 4). De même, à titre d'exemple on montre sur la figure 3-5, une coupe stratigraphique de la cohésion intacte au pic (C_u) des sondages se trouvant sur l'axe I.

AXE I

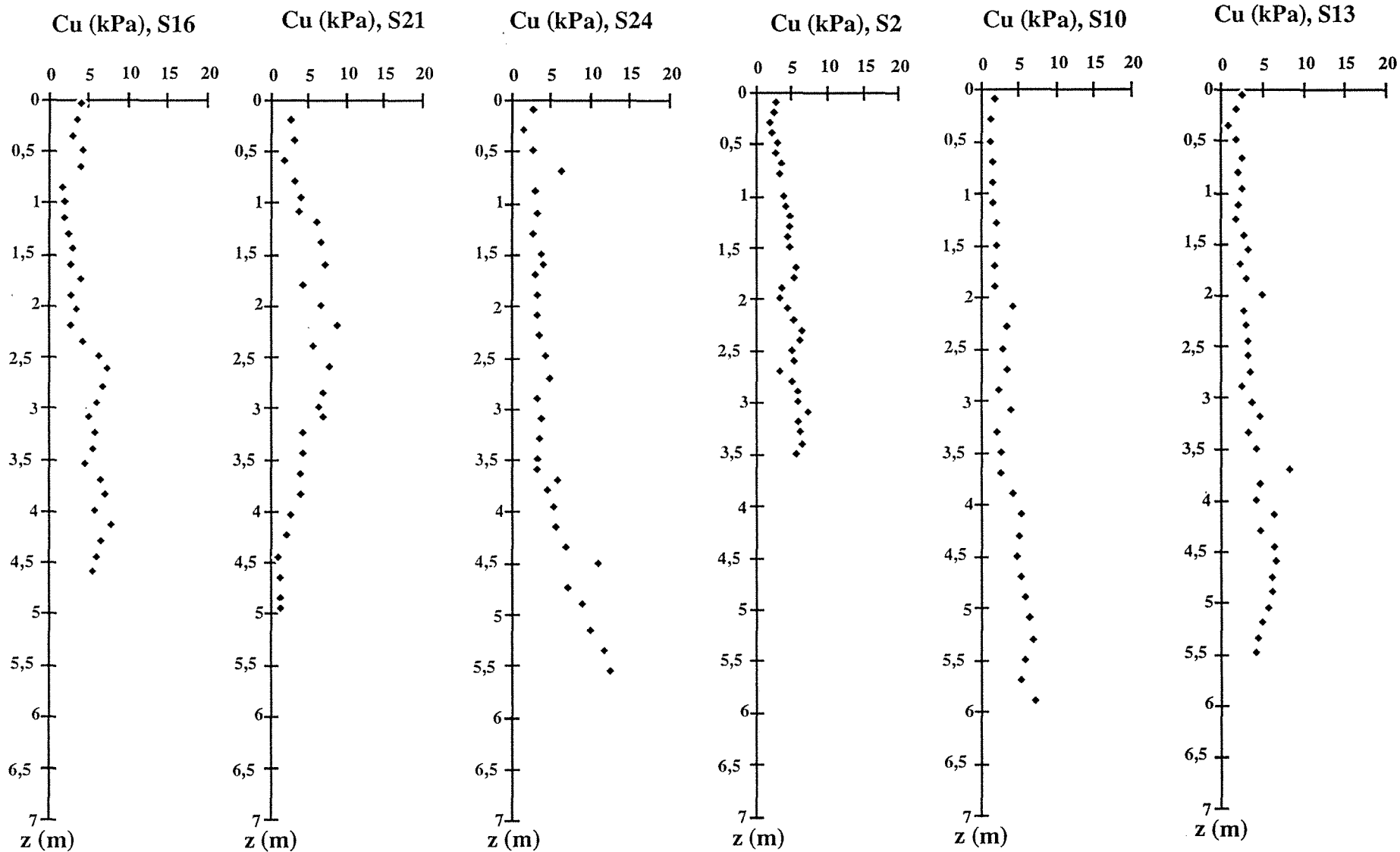


Fig. 3-3 - Coupe stratigraphique de la cohésion intacte (C_u) des sondages de l'axe I à la même profondeur, par rapport au fond de la retenue et le long d'un même axe.

AXE I

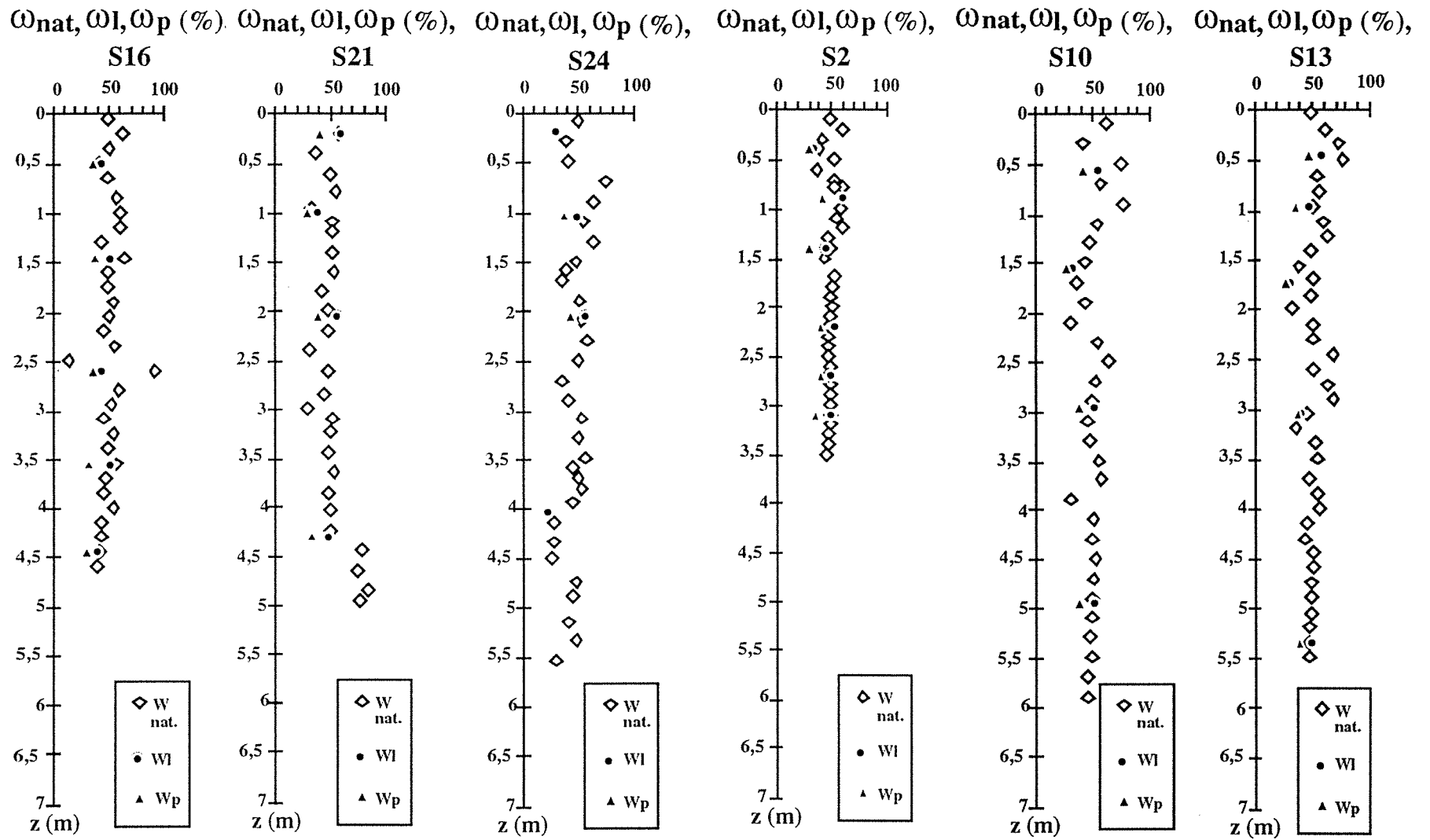


Fig. 3-4 - Coupe stratigraphique de la teneur en eau naturelle (ω_{nat}) et des limites d'Atterberg (ω_l et ω_p) des sondages de l'axe I à la même profondeur, par rapport au fond de la retenue et le long d'un même axe.

AXE I

- La profondeur d'eau du sondage S24 est prise comme référence

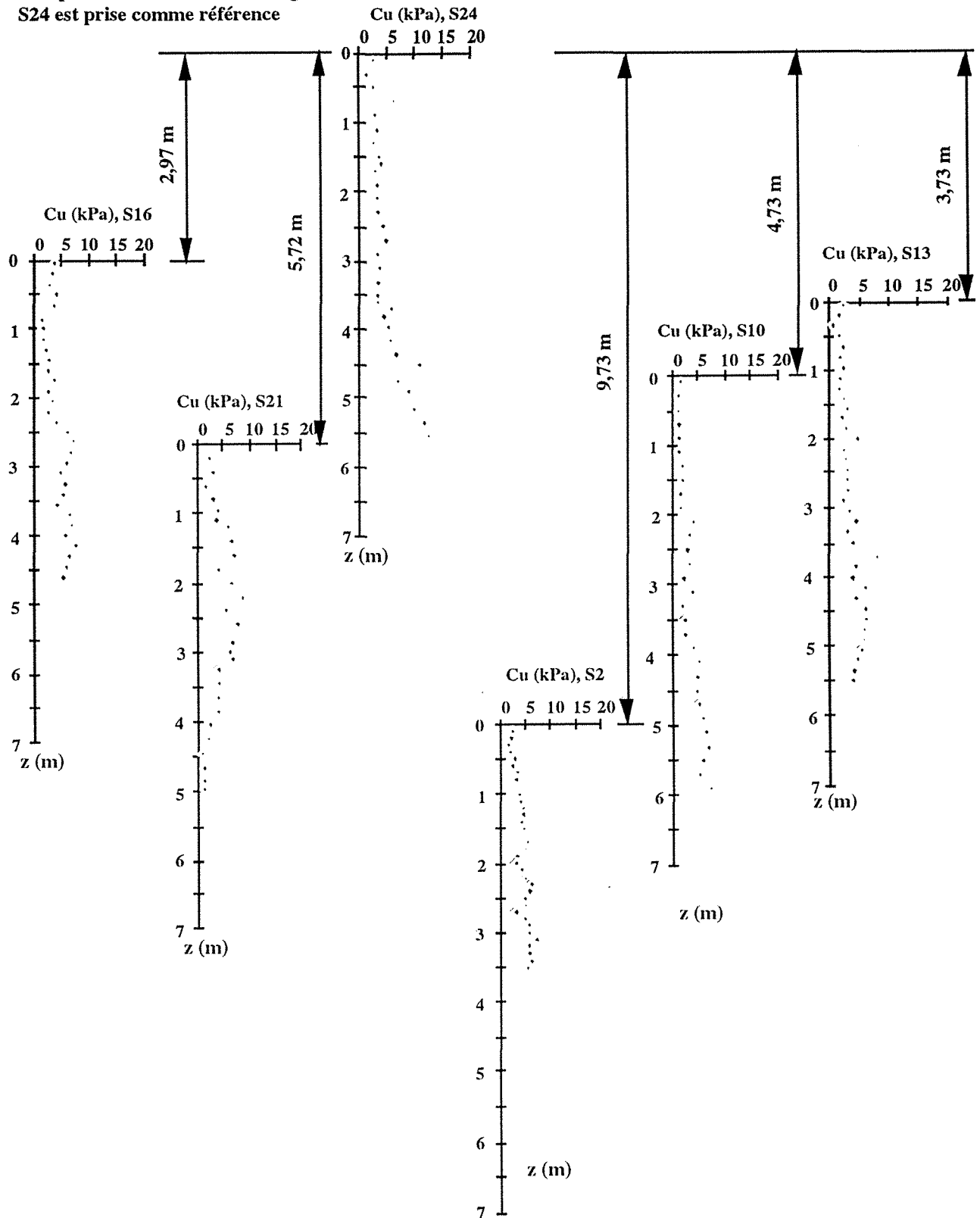


Fig. 3-5 - Coupe stratigraphique de la cohésion intacte (Cu) des sondages de l'axe I, par rapport au niveau du plan d'eau, relativement au fond de la retenue et le long d'un même axe.

3.3.3 - Relief du fond de la retenue

Afin de préciser le relief du fond de la retenue, nous avons tracé à l'aide du même logiciel les courbes de niveau du fond actuel de la retenue en plan et en surface. Le tableau 3-III et les figures 3-6 et 3-7 résument les tirants d'eau et les élévations de la surface des sédiments pour les différents sondages, par rapport au fond de la retenue qui se trouve à 100 m de profondeur.

- Dans le tracé des courbes à l'aide du logiciel SURFER, on utilisera les notations suivantes :
- V. F, correspond à la vidange de fond ;
 - V. 1/2 F, correspond à l'évacuateur de demi-fond.

N° Sondage	Pe (tirant d'eau en m)	Ps (élévation de la surface des sédiments en m)
S1	37,81	62,19
S2	41,81	58,19
S3	37,81	62,19
S4	50,86	49,14
S5	49,81	50,19
S6	49,91	50,09
S7	38,91	61,09
S8	39,91	60,09
S9	38,26	61,74
S10	36,81	63,19
S11	38,81	61,19
S12	37,81	62,19
S13	35,81	64,19
S14	35,81	64,19
S15	36,31	63,69
S16	35,05	64,95
S17	38,11	61,89
S18	44,58	55,42
S19	45,03	54,97
S20	48,20	51,80
S21	37,80	62,20
S22	44,80	55,20
S23	36,80	63,20
S24	32,08	67,92
S25	33,60	66,40

Tableau 3-III - Tirants d'eau mesurés lors des sondages et élévations de la surface des sédiments.

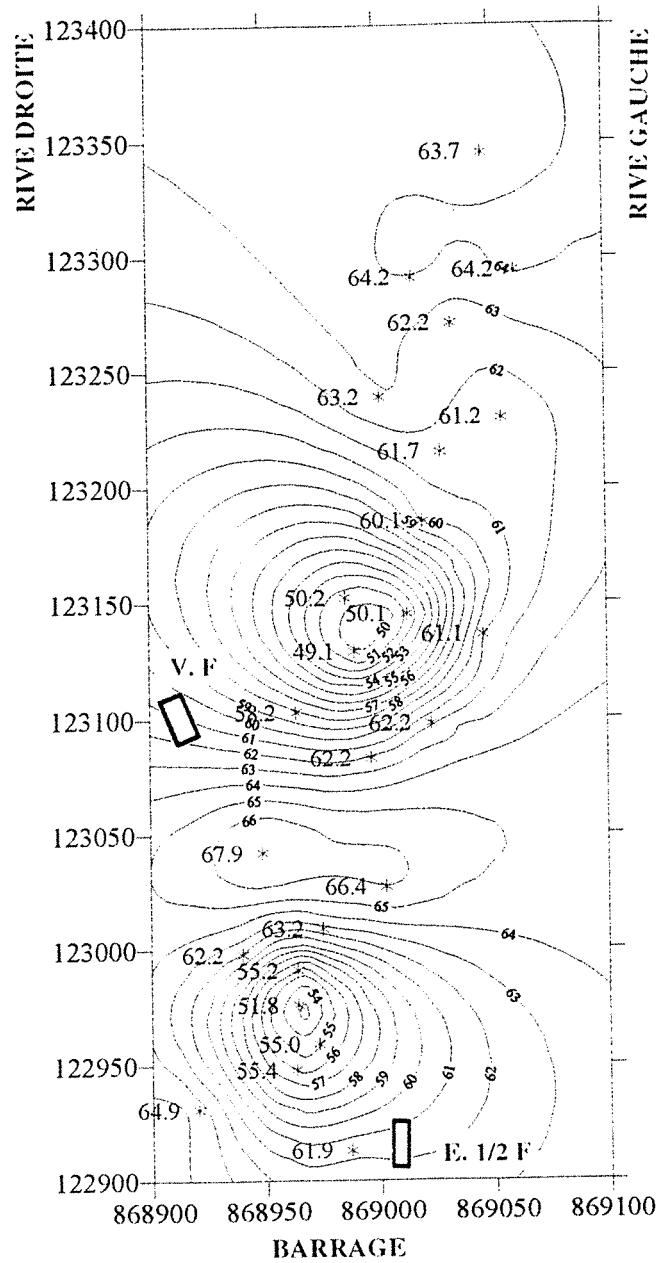


Fig. 3-6 - Courbes de niveau en plan du relief du fond de la retenue.

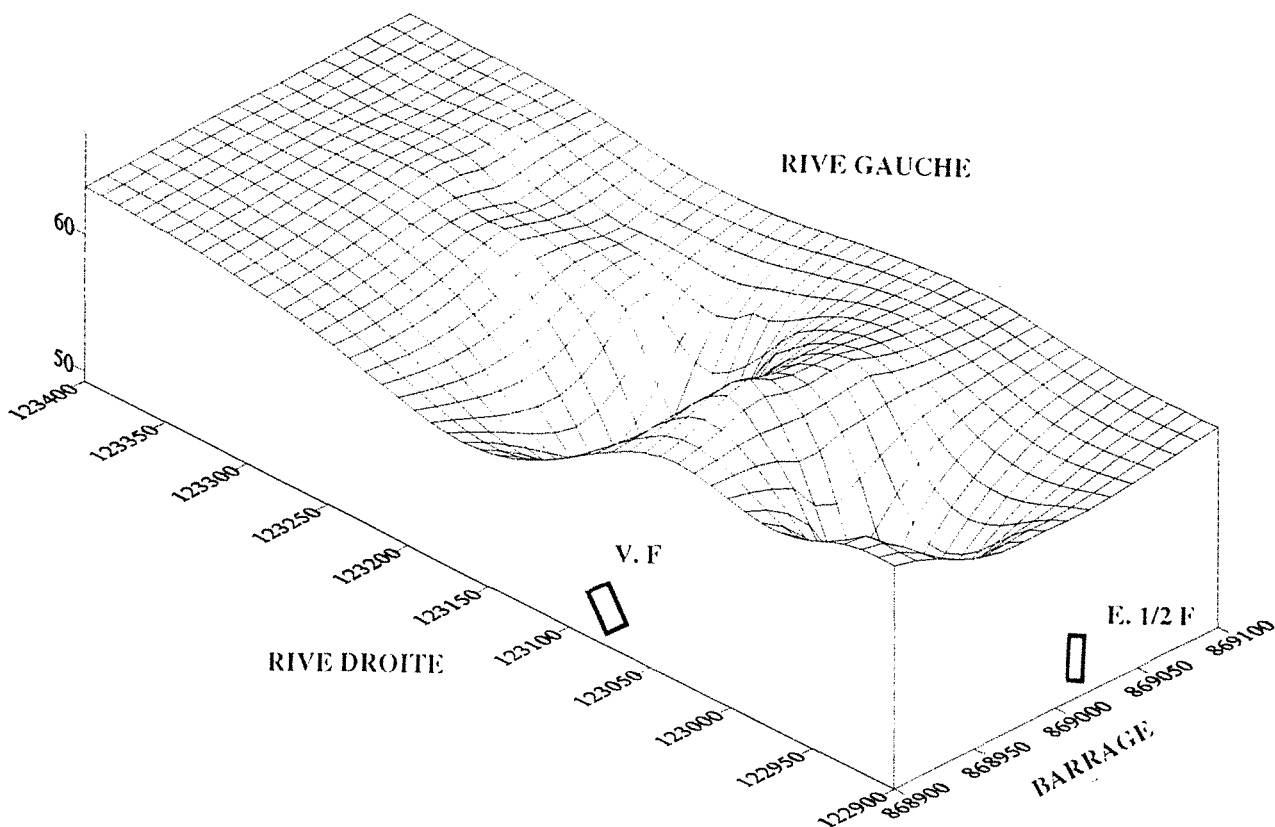


Fig. 3-7 - Relief du fond de la retenue.

Il convient de prendre en compte le relief du fond de la retenue, puisqu'une éventuelle succession de creux et de bosses pourrait créer des pièges à sédiments, modifiant par endroits l'ensemble des propriétés géomécaniques mesurées. Il pourrait également y avoir formation de courants de fond si la pente s'avérait trop importante, d'où remaniement postérieur au dépôt. A noter, que le relief du fond de la retenue est influencé par les opérations de dragage qui étaient en cours dans la retenue de Génissiat (2.2.4).

Il apparaît ainsi plusieurs creux assez marqués, notamment :

- sondages S4, S5, S6 ; où le tirant est en moyenne de 50 m ;
- sondages S18, S19, S20 et S22 ; où le tirant est en moyenne de 45 m.

On distingue aussi des bosses peu marquées :

- sondages S24, S25 et S16 ; où le tirant est en moyenne de 33 m.

On a essayé de comparer quelques propriétés géomécaniques, à savoir la cohésion intacte et la teneur en eau naturelle correspondant à des bosses et à des creux. La comparaison des différents graphiques (annexe 5) montre une grande variabilité des propriétés géomécaniques à la même profondeur et est donc peu concluante. A titre d'exemple on montre sur les figures 3-8 et 3-9, des coupes stratigraphiques de la cohésion intacte au pic (C_u) et de la teneur en eau naturelle (ω_{nat}) des sondages S4, S5 et S6 correspondant à un creux.

Ces différentes voies explorées avaient pour but d'essayer d'expliquer si réellement il existe une relation entre les propriétés géomécaniques et la position des sondages, et de dégager l'influence du relief du fond de la retenue. La comparaison visuelle des différents graphiques ne dégage aucune tendance claire.

Creux, S4-S5-S6

- La profondeur d'eau du sondage S5 est prise comme référence

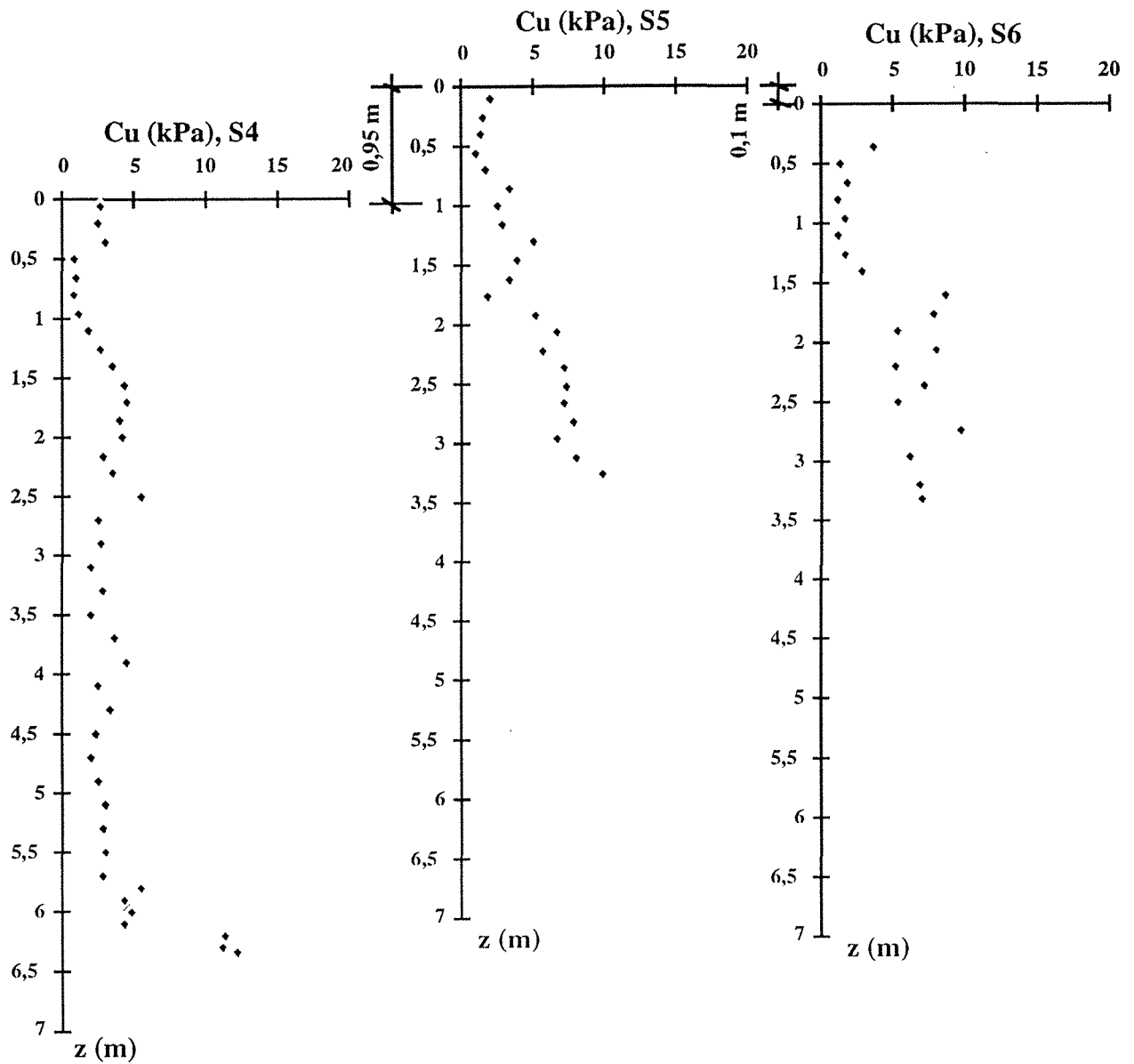


Fig. 3-8 - Coupe stratigraphique de la cohésion intacte (C_u) des sondages S4, S5 et S6 correspondant à un creux.

Creux, S4-S5-S6

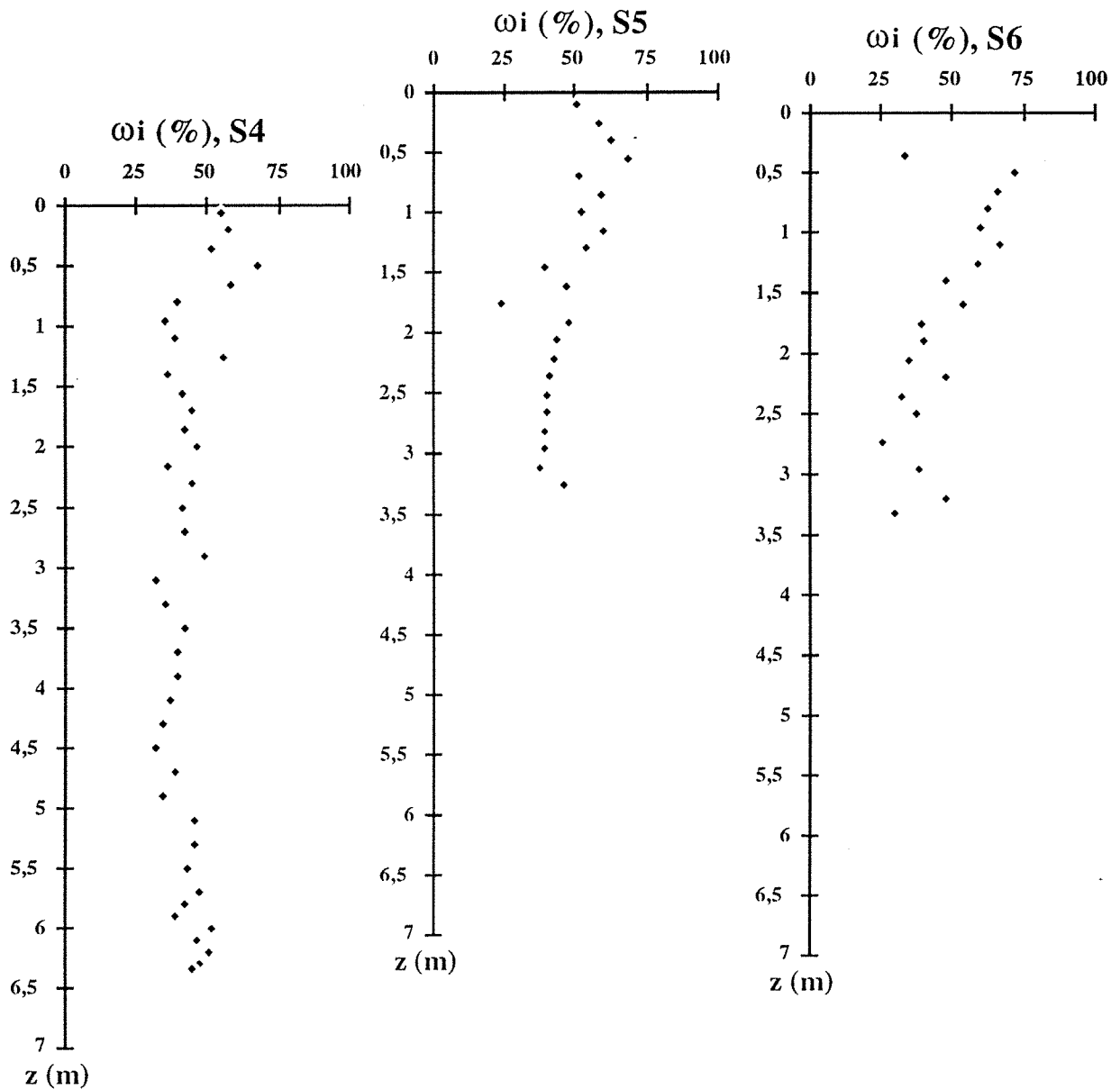


Fig. 3-9 - Coupe stratigraphique de la teneur en eau naturelle (ω_i) des sondages S4, S5 et S6 correspondant à un creux.

Nous avons tracé sur la figure 3-10 trois profils longitudinaux du tirant d'eau en fonction de l'éloignement du barrage (coordonnée Y). Le premier a été dressé sur la rive droite en regardant le barrage, le deuxième a été dressé au centre et le troisième à gauche. On constate que le profil central présente un tirant nettement supérieur à celui des profils latéraux, le tirant d'eau est donc plus élevé au centre que sur les côtés de la retenue.

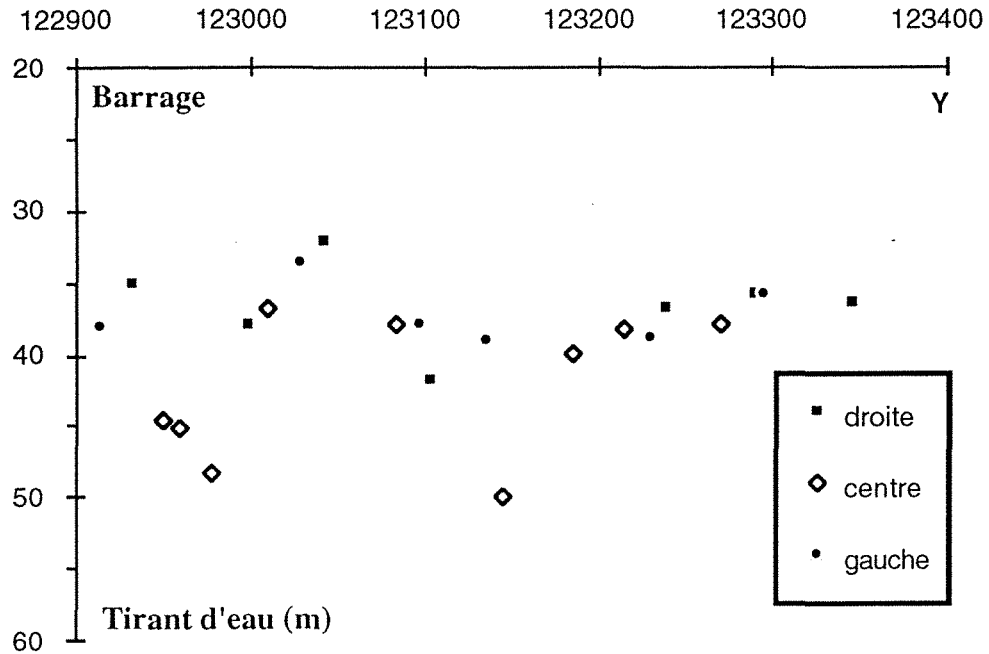


Fig. 3-10 - Tirant d'eau.

3.4 - Paramètres statistiques et courbes d'isovaleurs des propriétés géomécaniques

Nous allons maintenant étudier chacune des propriétés essentielles, caractérisée par ses principaux paramètres statistiques, à savoir : N (nombre de mesures effectuées), min (valeur minimale), max (valeur maximale), moyenne, variance, écart type, coefficient de variation et la médiane.

La variance et la médiane nous précise la fiabilité apportée à une analyse uniquement basée sur la moyenne, elles nous aide à répondre aux questions suivantes :

- la moyenne est-elle représentative de la population ? ;
- existe-t-il des valeurs aberrantes ? (médiane notablement distincte de la moyenne) ;
- les valeurs sont elles bien regroupées autour de la moyenne ? (variance élevée ou non).

Puis à partir des résultats obtenus, nous essaierons de définir des tendances d'évolution du paramètre mesuré sur l'ensemble du plan d'eau. Pour cela, nous étudierons la moyenne en fonction de l'abscisse (notée X) et de l'ordonnée (notée Y). A titre indicatif, nous donnerons le coefficient de corrélation linéaire entre la variable mesurée et chacun des deux paramètres spatiaux. Enfin, nous tracerons les courbes d'isovaleurs des propriétés géomécaniques essentielles soit en plan soit en surface.

Nous donnons en annexe 6 (DEVESE, 1994), les tableaux des paramètres statistiques de chaque variable (propriété géomécanique) pour chaque sondage. Les variables prises en considération sont : C_u , C_r , ω_i , C_{rem} , γ_d et γ_h .

3.4.1 - Cohésion non drainée au pic C_u

Les figures 3-11 et 3-12 montrent l'évolution de la cohésion moyenne en fonction des coordonnées X et Y. La figure 3-11 fait apparaître que près de la rive droite les valeurs sont très variables d'un sondage à l'autre ; par contre, au milieu de la retenue on observe une diminution progressive de la cohésion moyenne en fonction de l'abscisse X ; la relation linéaire C_u moyenne-X donne un faible coefficient de corrélation ($R = 0,23$).

La figure 3-12 montre que la cohésion moyenne augmente lorsque l'on s'approche du pied du barrage. Les sondages allant de S16 à S25 montrent une dispersion importante de la cohésion moyenne (de 3,5 à 8 kPa), mais les sondages S1 à S15 mettent en évidence une diminution réelle de la cohésion moyenne lorsque l'on s'éloigne du barrage ; la relation C_u moyenne-Y donne une corrélation un peu plus élevée que dans le cas précédent ($R = 0,49$).

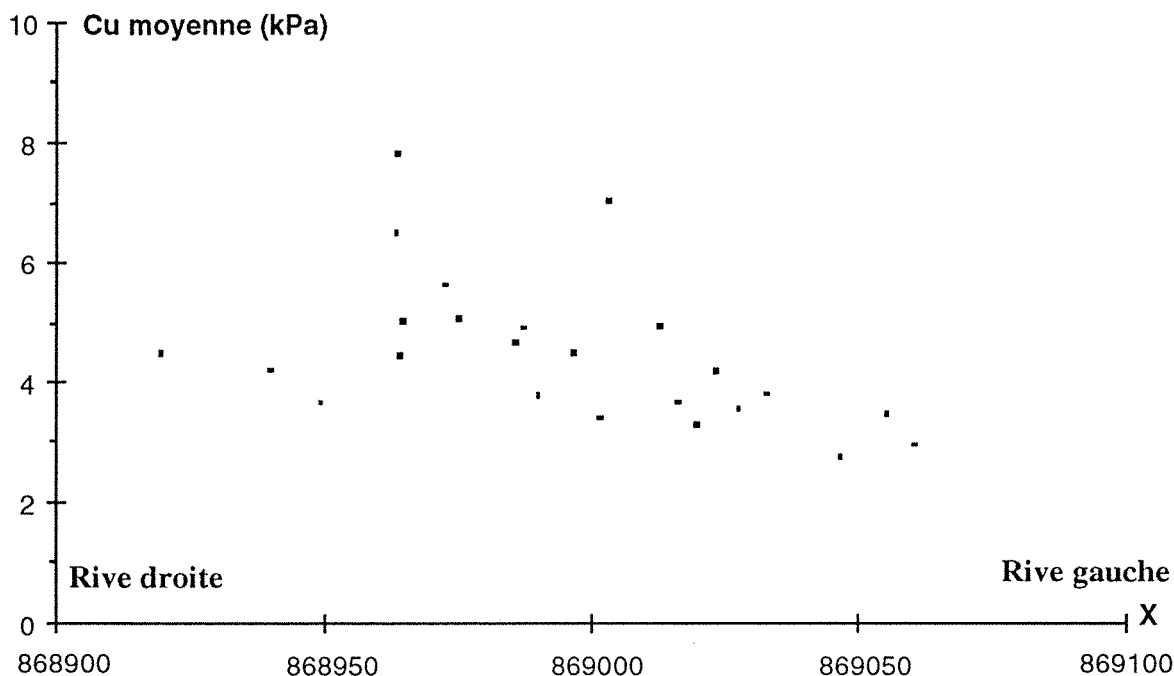


Fig. 3-11 - Variation de la cohésion moyenne en fonction de l'abscisse X.

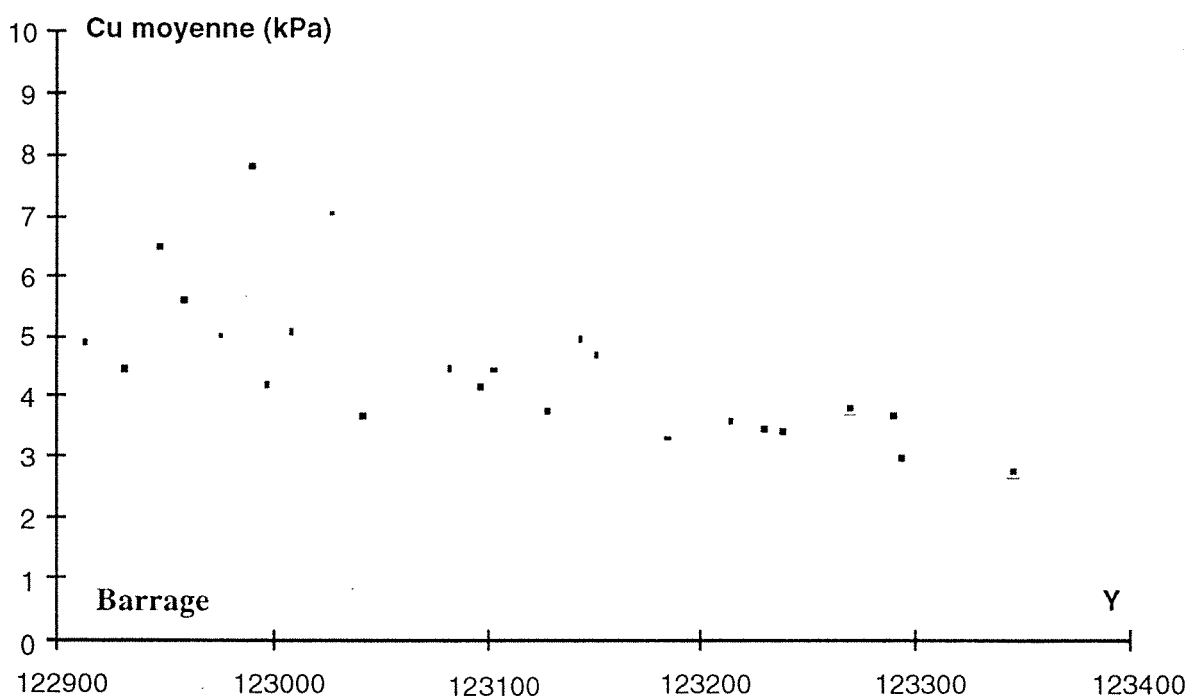


Fig. 3-12 - Variation de la cohésion moyenne en fonction de l'ordonnée Y.

En ce qui concerne la valeur absolue de l'écart entre moyenne et médiane, on constate une répartition cohérente dans l'espace. Pour les sondages allant de S1 à S15, l'écart diminue progressivement de 1,5 à 0 kPa. Par contre, cet écart augmente de S16 à S25, passant de 0 à 2,8 kPa. On peut donc dire que la zone centrale comporte de nombreuses valeurs aberrantes, contrairement aux zones amont et du pied du barrage (sauf pour le sondage S17 qui correspond à un carottage effectué dans une cicatrice de dragage récent).

Les coefficients de variation observés sont relativement dispersés, comme le montrent les figures 3-13, où on a représenté les variations de ces coefficients en fonction des coordonnées X et Y. Un grand nombre de sondages ont des coefficients de variation compris entre 40 et 60 %, les plus fortes valeurs correspondent à la zone centrale (S1, S3, S4 et S25) et au pied du barrage (S17).

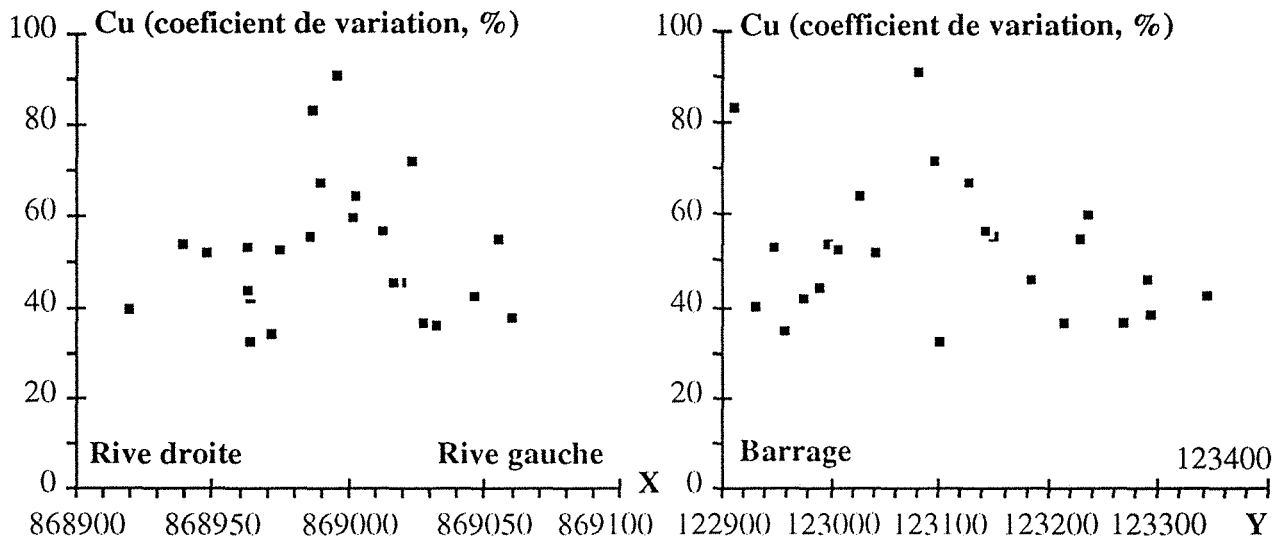


Fig. 3-13 - Coefficient de variation de Cu en fonction des coordonnées X et Y.

Sauf pour les sondages S17 et S7 très superficiels, la profondeur d'exploration varie de 3,35 m (S5) à 6,45 m (S4). Il nous a semblé intéressant de subdiviser les sondages en plusieurs tranches de profondeurs et de déterminer à chaque fois la cohésion moyenne. Les figures 3-14 à 3-17 montrent l'évolution de la cohésion moyenne prise à une certaine profondeur en fonction des coordonnées X et Y (entre 0 et 1,5 m ; 1,5 à 3 m ; 3 à 5 m et supérieure à 5 m). Ces figures montrent que la cohésion moyenne entre 0 et 5 m en fonction des coordonnées X et Y possède une grande variabilité ; toutefois, il existe une assez bonne corrélation pour des profondeurs supérieures à 5 m, comme cela est confirmé dans le tableau 3-IV.

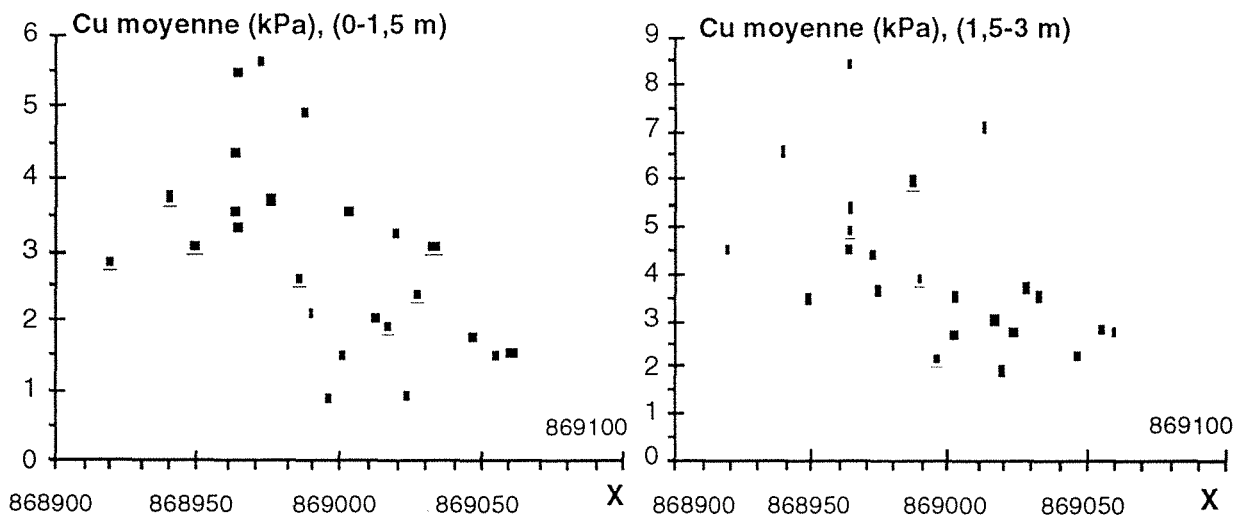


Fig. 3-14 - Cu moyenne (entre 0 et 1,5 m et de 1,5 à 3 m) en fonction de X.

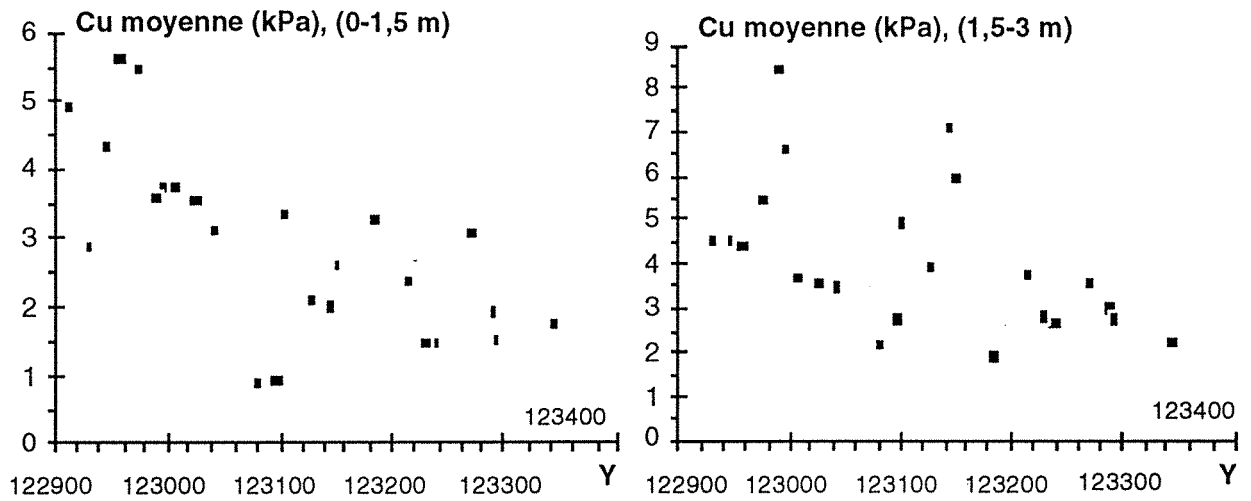


Fig. 3-15 - Cu moyenne (entre 0 et 1,5 m et de 1,5 à 3 m) en fonction de Y.

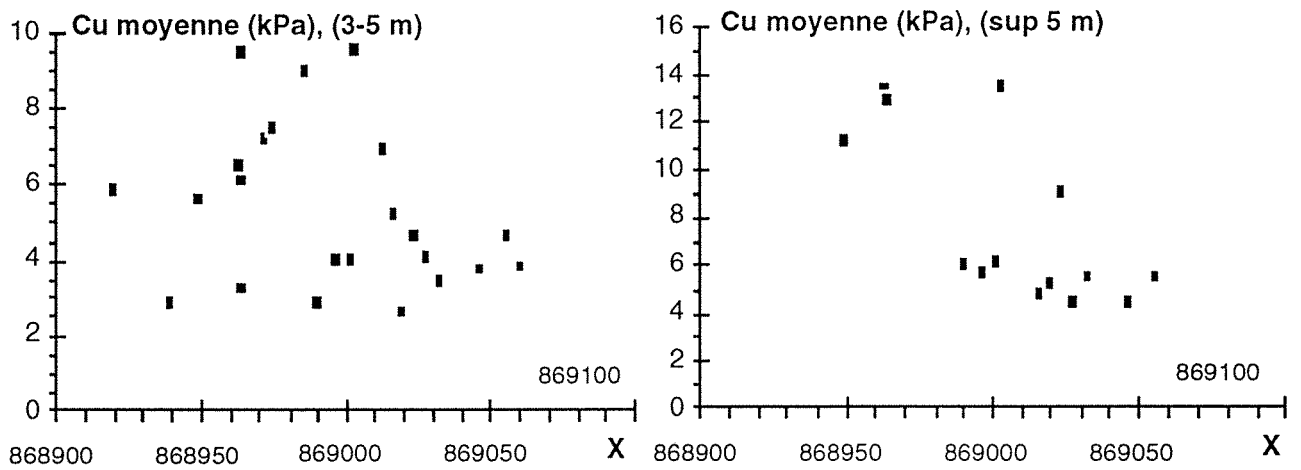


Fig. 3-16 - Cu moyenne (entre 3 et 5 m et à plus de 5 m) en fonction de X.

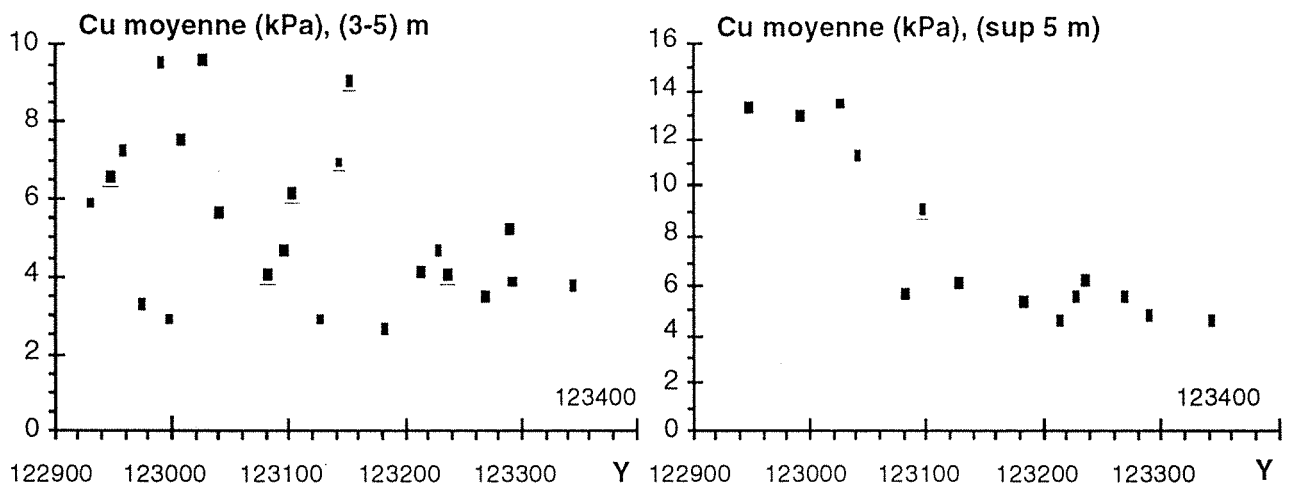


Fig. 3-17 - Cu moyenne (entre 3 et 5 m et à plus de 5 m) en fonction de Y.

Cu moyenne (kPa)	Coefficient de corrélation (R)	
	X	Y
entre 0 et 1,5 m	0,32	0,48
entre 1,5 et 3 m	0,30	0,24
entre 3 et 5 m	0,08	0,17
supérieure à 5 m	0,51	0,76

Tableau 3-IV - Variation du coefficient de corrélation de la cohésion intacte moyenne en fonction des coordonnées X et Y.

On montre sur les figures 3-18 à 3-21 les courbes d'isovaleurs des cohésions moyennes en plan et les surfaces correspondantes en fonction des coordonnées X et Y des sondages, mais en prenant les valeurs des cohésions moyennes à plusieurs profondeurs ; respectivement entre 0 et 1,5 m ; 1,5 et 3 m ; 3 et 5 m et à plus de 5 m. On peut noter qu'entre 0 et 1,5 m ainsi qu'entre 1,5 et 3 m on trouve des valeurs élevées de la cohésion au pied du barrage (S16, S17, S18, S19, S20, S21 et S22), de l'ordre de 5,5 kPa entre 0 et 1,5 m et de 8,5 kPa entre 1,5 et 3 m.

En s'éloignant du barrage (entre 0 et 1,5 m), on observe une oscillation des valeurs entre 2 et 3 kPa. Ceci montre que, dans la couche superficielle considérée, les valeurs sont différentes d'un point à l'autre. Mis à part les sondages S5 et S6 correspondant à un creux et qui ont un comportement particulier avec une cohésion intacte moyenne de 6,5 kPa, on remarque une diminution réelle de la cohésion avec l'éloignement. Cependant, entre 3 et 5 m, on observe de fortes variations de la cohésion moyenne dans la retenue avec une valeur supérieure de l'ordre de 10 kPa.

Quant aux valeurs de la cohésion moyenne à plus de 5 m, on retrouve de fortes valeurs de cohésion au pied du barrage et une diminution de la cohésion avec l'éloignement.

Ces différentes observations sont influencées par la variation du relief du fond de la retenue, des opérations de dragage en cours et par les différences de profondeurs des divers sondages qui conduit sur certains d'entre eux à un manque de données.

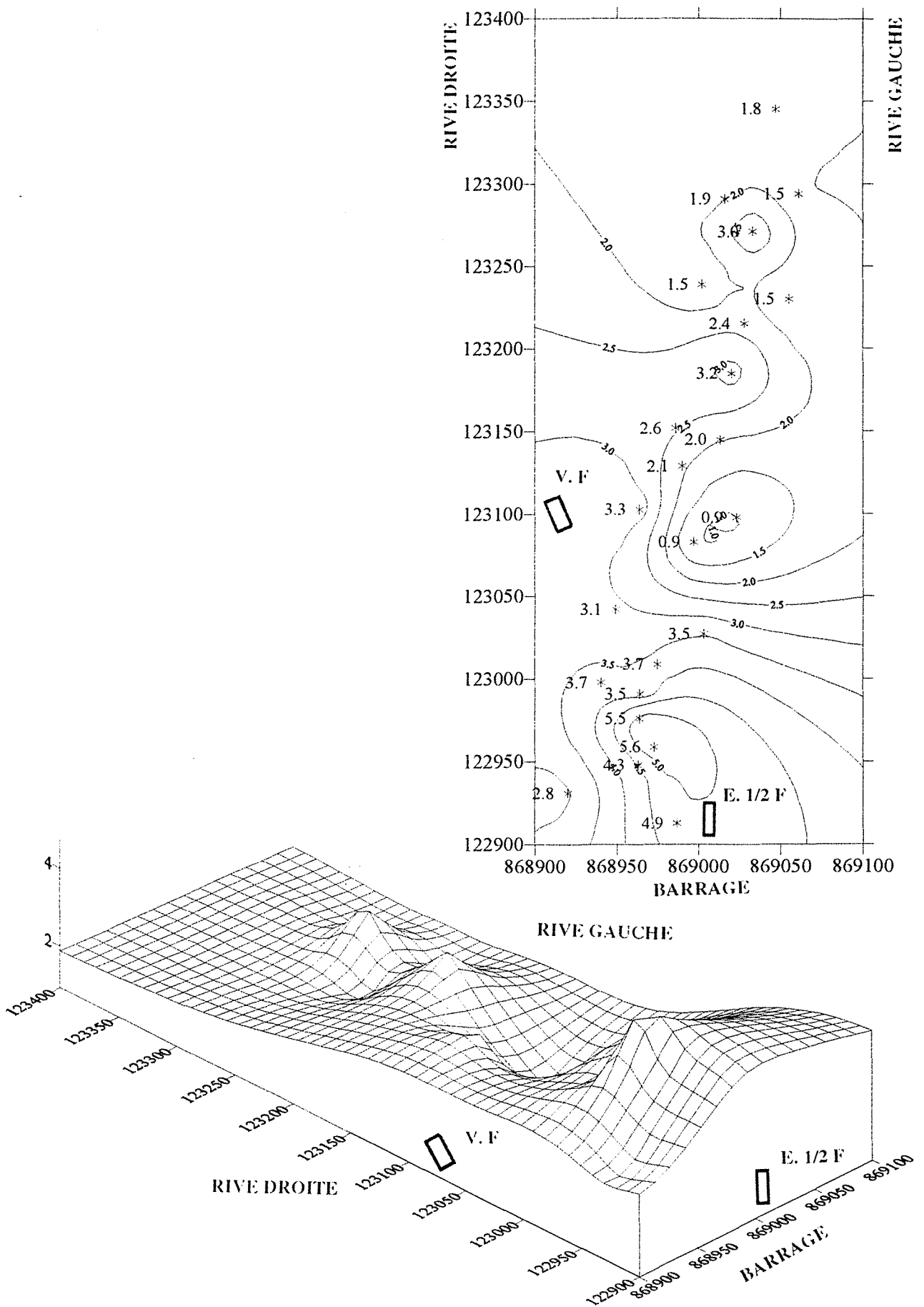


Fig. 3-18 - Courbes d'isovaleurs en plan des cohésions intactes moyennes entre 0 et 1,5 m et surface correspondante.

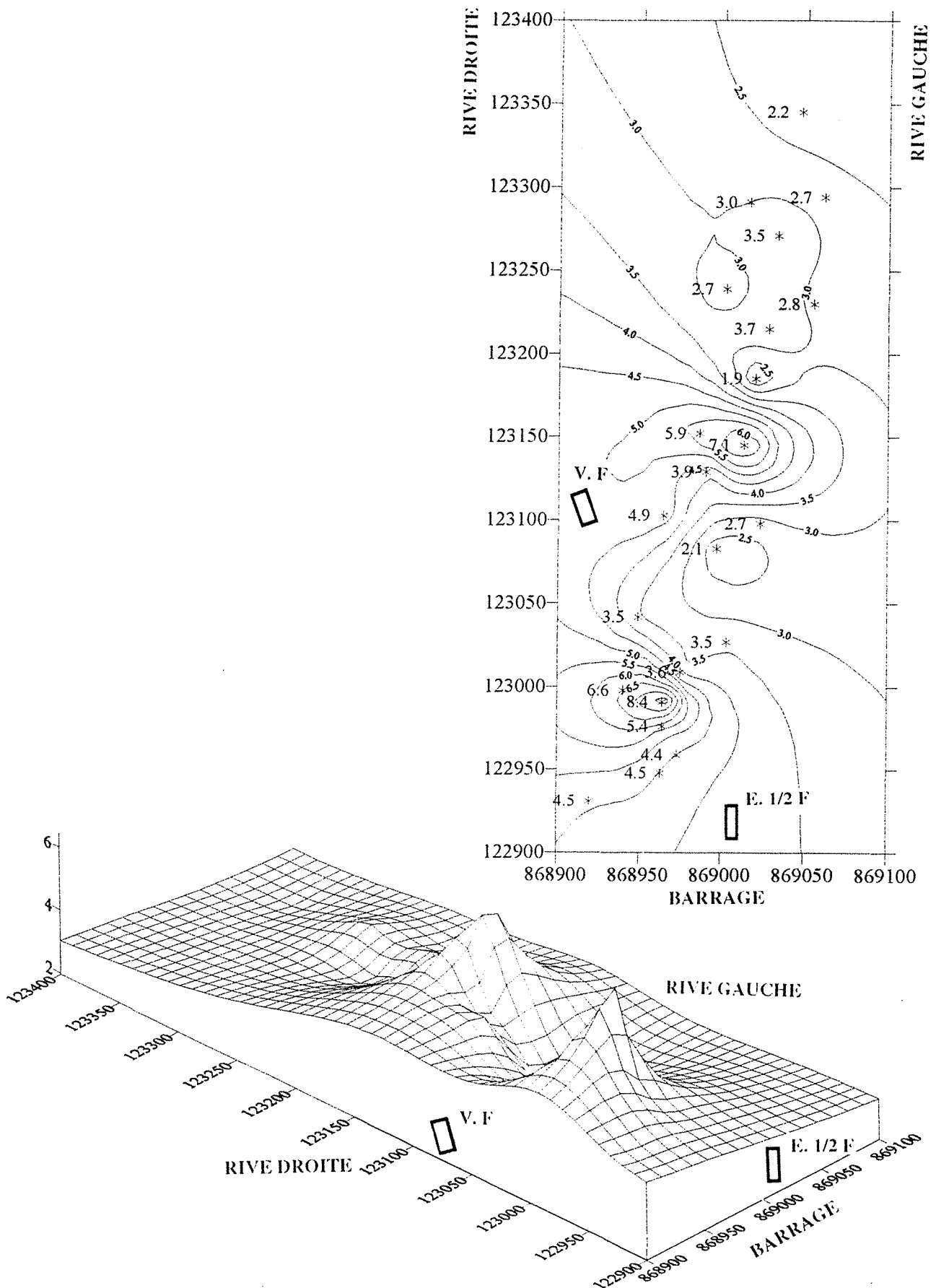


Fig. 3-19 - Courbes d'isovaleurs en plan des cohésions intactes moyennes entre 1,5 et 3 m et surface correspondante.

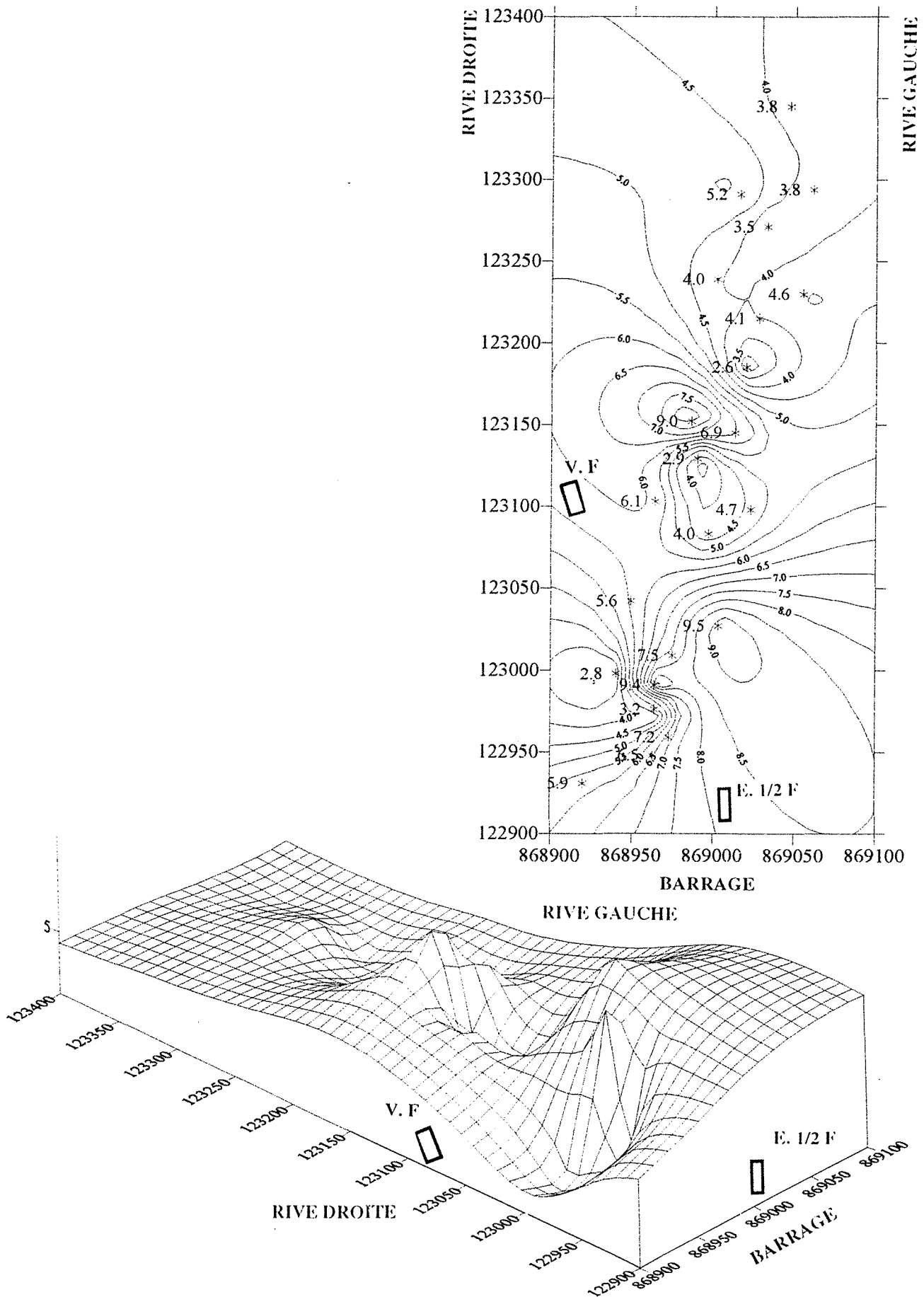


Fig. 3-20 - Courbes d'isovaleurs en plan des cohésions intactes moyennes entre 3 et 5 m et surface correspondante.

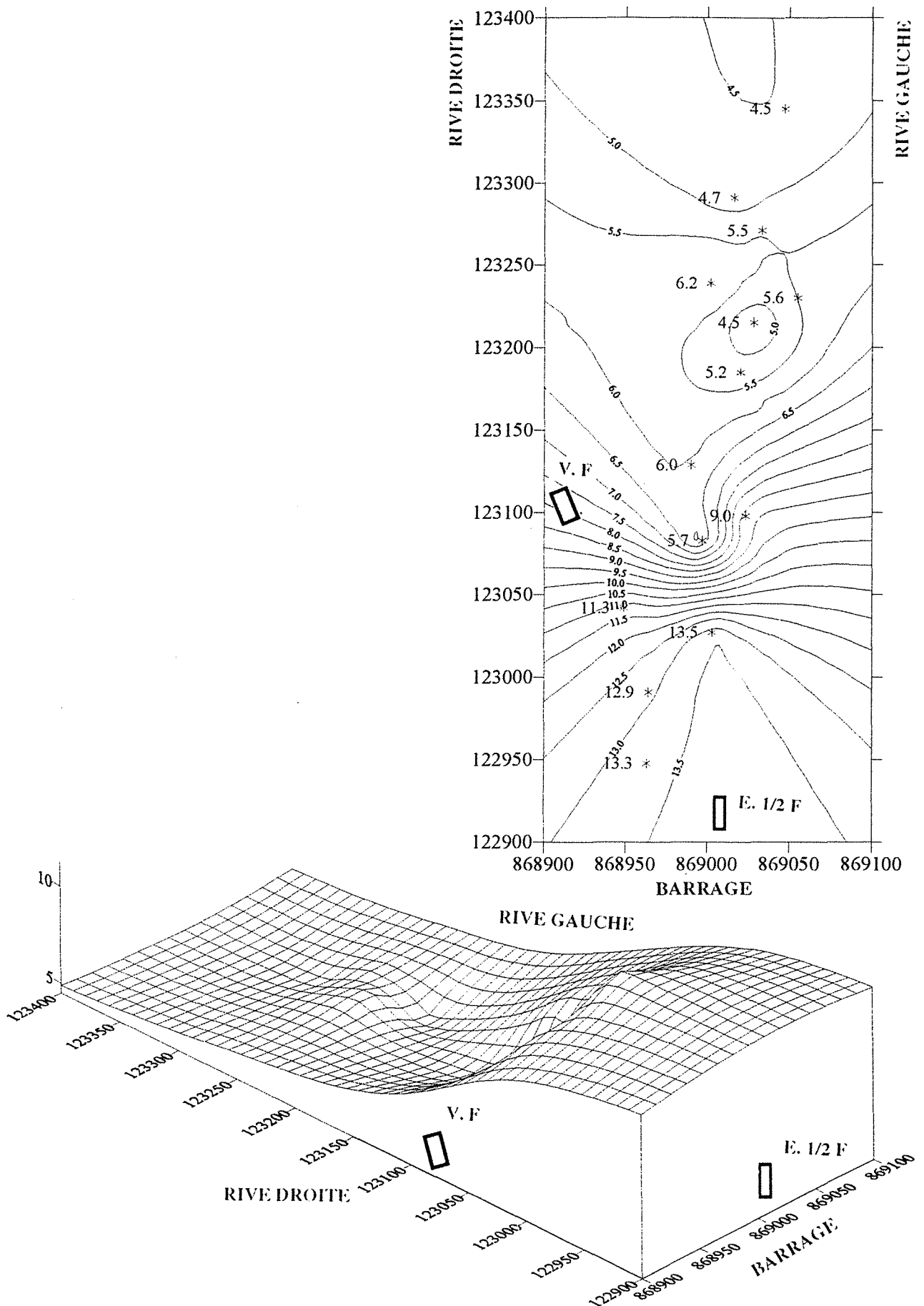


Fig. 3-21 - Courbes d'isovaleurs en plan des cohésions intactes moyennes à plus de 5 m de profondeur et surface correspondante.

3.4.2 - Cohésion résiduelle Crés

La moyenne présente une allure particulière lorsqu'on étudie ses variations vis-à-vis des coordonnées X et Y des sondages (voir fig. 3-22). Pour les sondages implantés au pied du barrage (les sept premiers sondages S16, S17, S18, S19, S20, S21 et S22), on assiste à une relative oscillation des valeurs entre 1,5 et 2,5 kPa. Pour les sondages suivants ; S23, S24, S25, S1, S2, S3, S4, S5, S6 et S8, l'oscillation se fait entre 1,4 et 1,9 kPa. Enfin, pour les autres sondages, les plus en amont du barrage (S9, S10, S11, S12, S13, S14 et S15), il n'y a pratiquement plus d'oscillations ; on a une courbe qui descend régulièrement de 1,4 jusqu'à 0,9 kPa. Il est donc logique d'obtenir un coefficient de corrélation assez élevé sur Y ($R = 0,54$), vis-à-vis de celui sur X ($R = 0,30$).

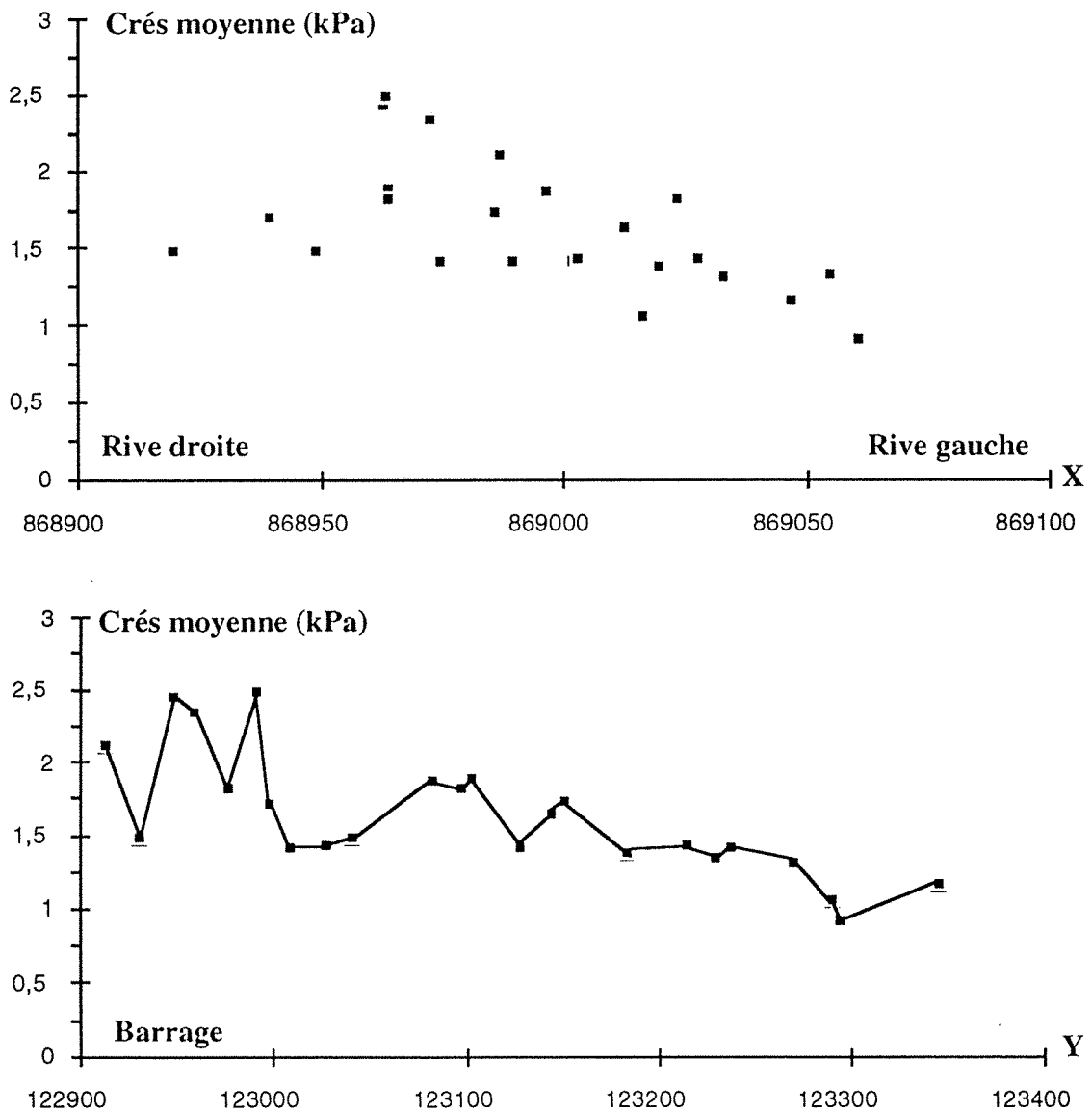


Fig. 3-22 - Crés moyenne en fonction des coordonnées X et Y.

De même pour la cohésion résiduelle, on remarque que les coefficients de variation sont dispersés et se trouvent inégalement répartis dans la retenue, comme le montrent les figures 3-23. Les médianes ne diffèrent pas beaucoup des moyennes ; cependant la valeur absolue de l'écart entre la moyenne et la médiane est relativement élevée pour les sondages S1, S3, S17 et S18, avec une valeur maximum de 1 kPa environ (S17).

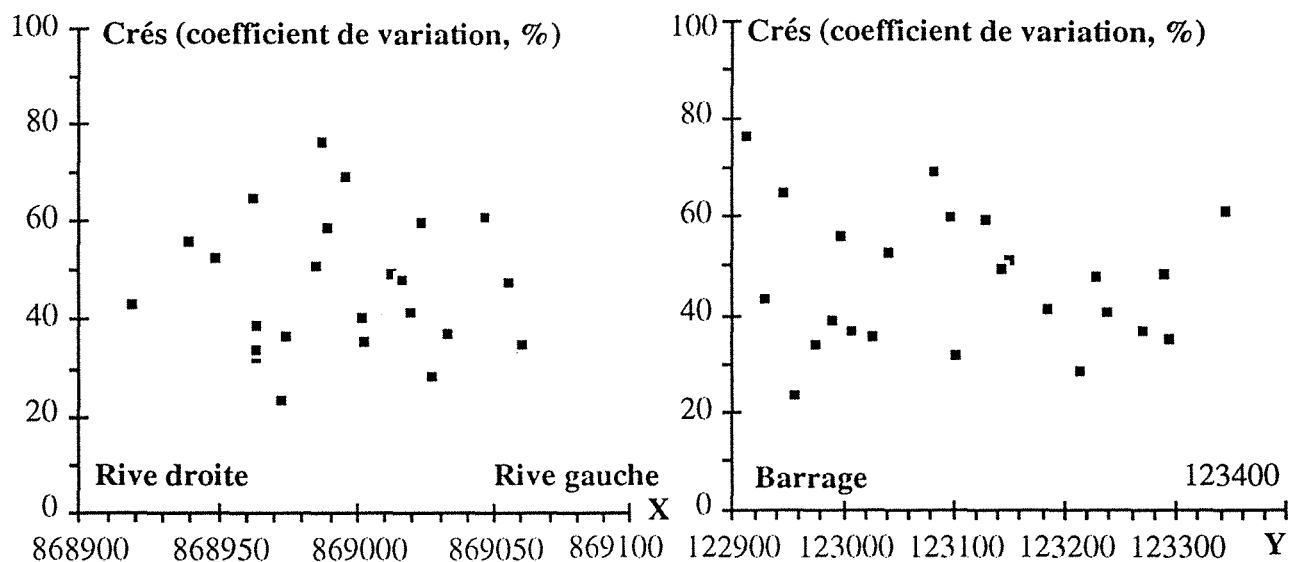


Fig. 3-23 - Coefficient de variation de Crés en fonction des coordonnées X et Y.

De même, on s'est intéressé à l'évolution de la cohésion résiduelle moyenne prise à une certaine profondeur en fonction des coordonnées X et Y (fig. 3-24). On observe une évolution analogue à celle de la cohésion intacte. De fortes valeurs de la cohésion résiduelle moyenne sont rencontrées au pied du barrage. Ces valeurs tendent à diminuer en s'éloignant du barrage et en s'approchant de la rive gauche. On remarque une dispersion importante entre 3 et 5 m de profondeur ; toutefois, il existe une assez bonne corrélation pour des profondeurs supérieures à 5 m, comme cela est confirmé dans le tableau 3-V.

Crés moyenne (kPa)	Coefficient de corrélation (R)	
	X	Y
entre 0 et 1,5 m	0,22	0,44
entre 1,5 et 3 m	0,38	0,34
entre 3 et 5 m	0,1	0,15
supérieure à 5 m	0,43	0,55

Tableau 3-V - Variation du coefficient de corrélation de la cohésion résiduelle moyenne en fonction des coordonnées X et Y.

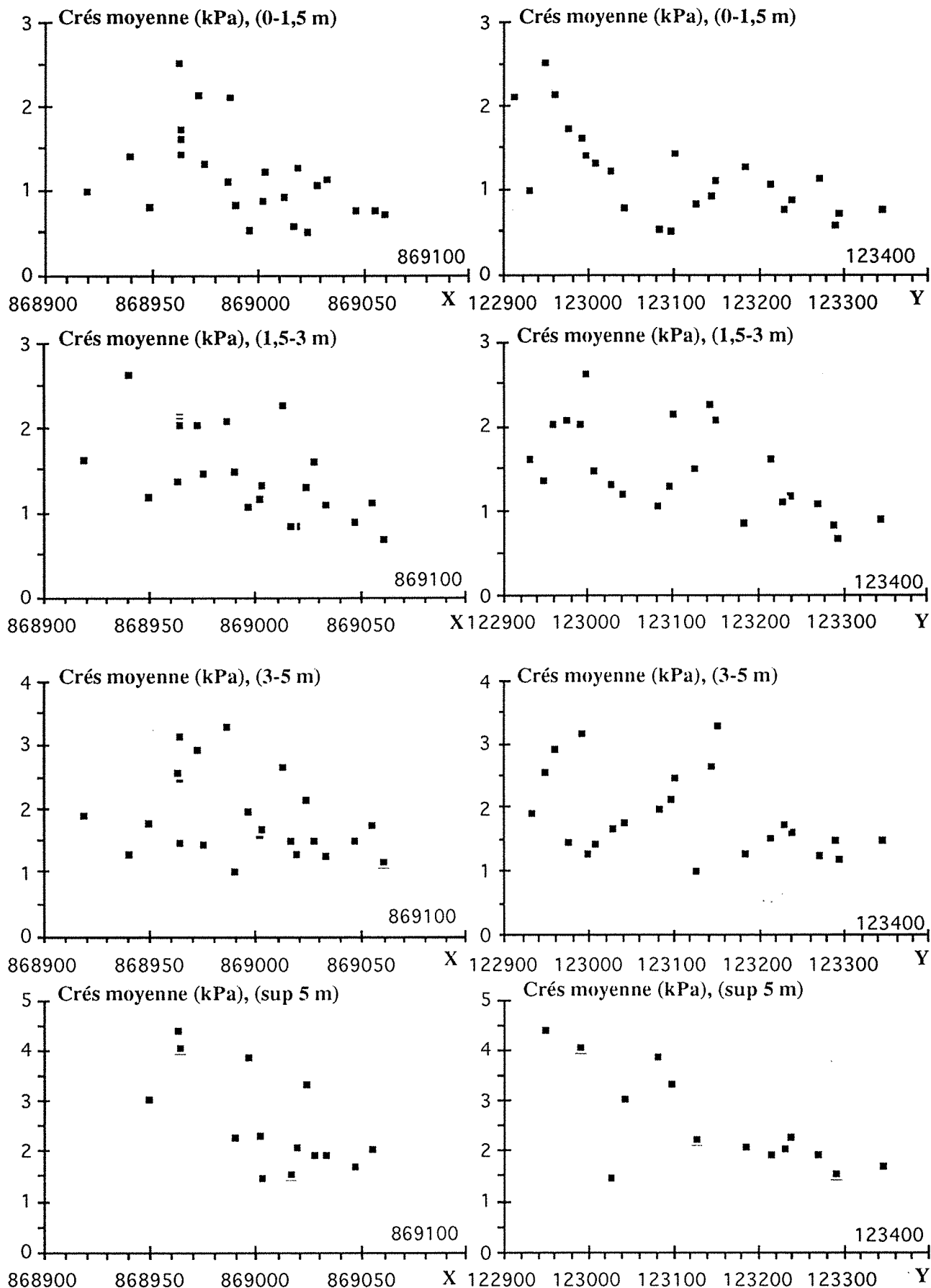


Fig. 3-24 - Crés moyenne (entre 0 et 1,5 m, 1,5 m à 3 m, 3 à 5 m et à plus de 5 m) en fonction des coordonnées X et Y.

Enfin, nous montrons sur la figure 3-25 les courbes d'isovaleurs en plan de la cohésion résiduelle moyenne.

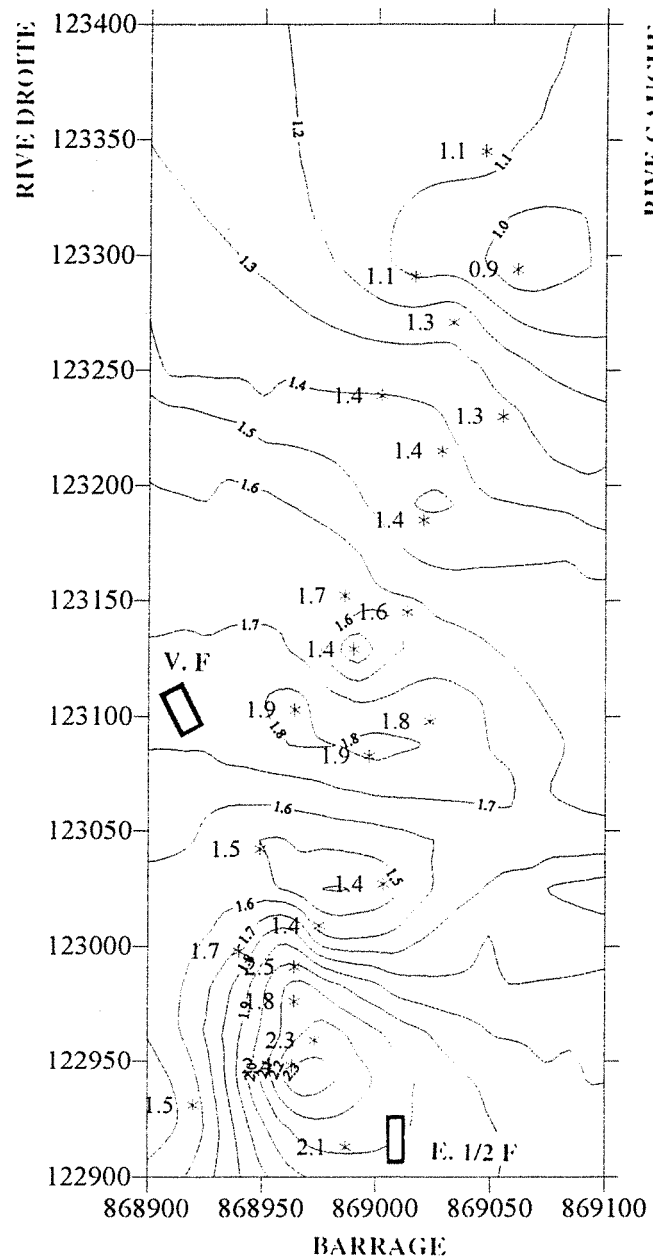


Fig. 3-25 - Courbes d'isovaleurs en plan de la cohésion résiduelle moyenne.

3.4.3 Teneur en eau naturelle ω_i

Les moyennes qui oscillent entre 40 et 55 % sont assez représentatives de la population, mais on ne distingue pas vraiment de tendance concernant la répartition dans l'espace (fig. 3-26) car les coefficients de corrélation sont faibles ($R = 0,14$ sur l'abscisse X et $0,27$ sur l'ordonnée Y).

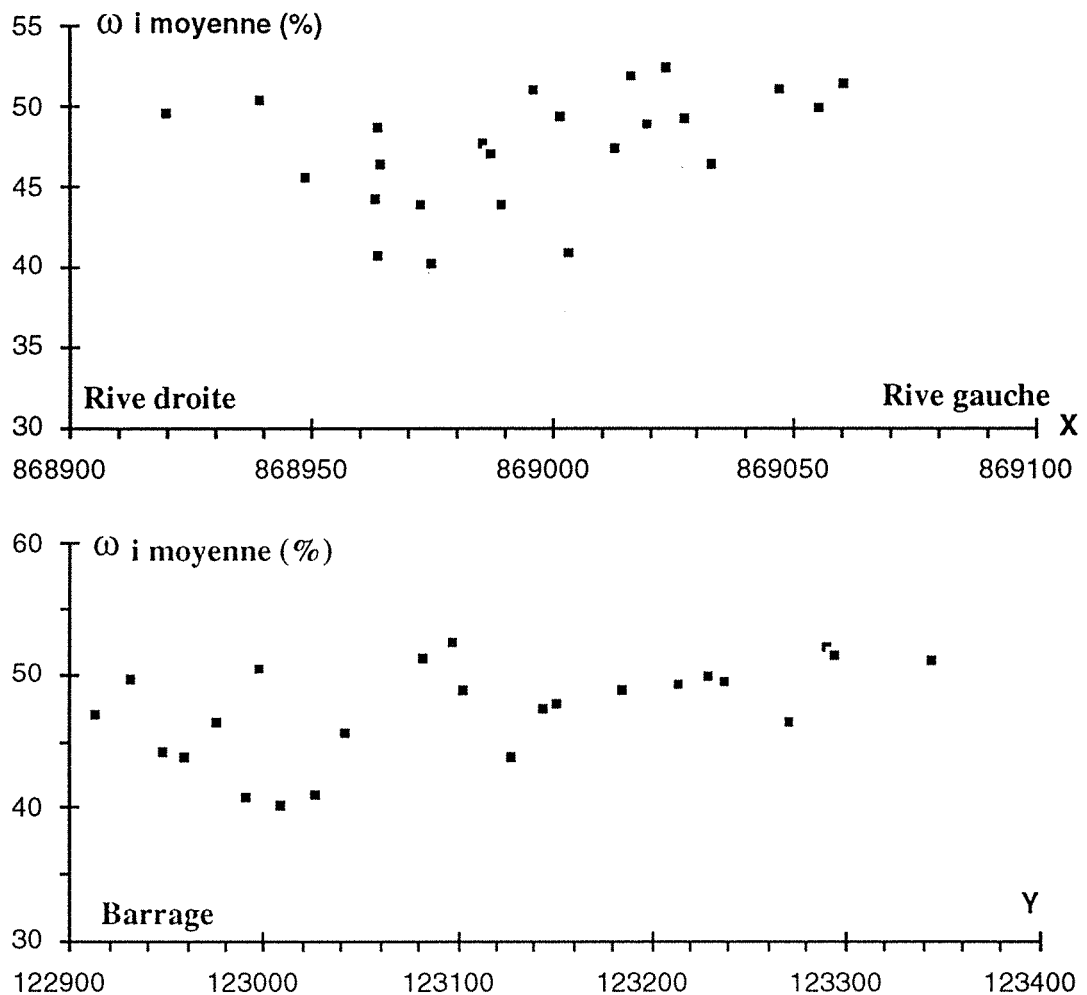


Fig. 3-26 - Teneur en eau moyenne en fonction des coordonnées X et Y.

On constate pour un bon nombre de sondages que les teneurs en eau moyennes diffèrent des médianes, et ceci principalement pour les sondages où l'on peut trouver d'une manière aléatoire des intercalations sableuses de quelques centimètres d'épaisseur, ou des passages plus au moins grossiers et dans les sondages où on trouve des passages importants de sable propre. Ceci apparait clairement sur les figures 3-27 qui donnent les valeurs des coefficients de variation en fonction des coordonnées X et Y. Les coefficients de variation sont compris entre 10 et 30 %, mais les valeurs entre 20 et 30 % correspondent à une variation lithologique brusque (les sondages de la zone s'étendant entre S21 et S25, zone sableuse).

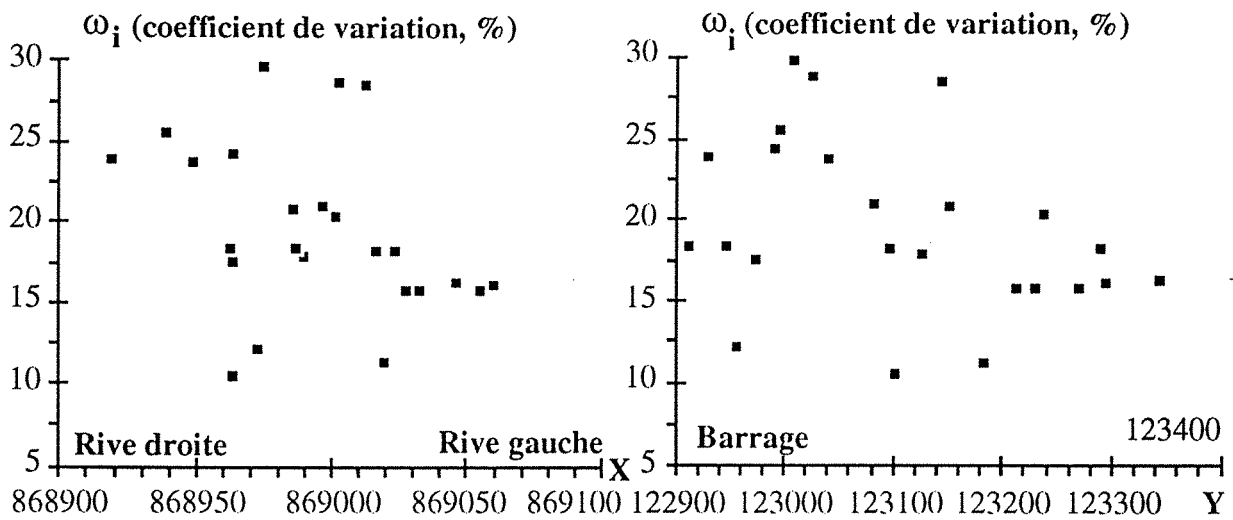


Fig. 3-27 - Coefficient de variation de ω_i en fonction des coordonnées X et Y.

Les figures 3-28 montrent l'évolution de la teneur en eau moyenne prise à une certaine profondeur en fonction des coordonnées X et Y (entre 0 et 1,5 m ; 1,5 à 3 m ; 3 à 5 m et supérieure à 5 m). Dans l'allure générale des courbes (0 à 1,5 m ; 1,5 à 3 m et supérieure à 5 m) on observe une tendance de diminution de la teneur en eau moyenne en s'approchant du barrage et de la rive droite. Cependant, on remarque que d'un sondage à l'autre on a de fortes variations de la teneur en eau moyenne. De même, il existe une dispersion importante des valeurs entre 3 et 5 m de profondeur (tableau 3-VI). Cette différence est due généralement aux changements lithologiques brusques. Toutefois, on obtient une assez bonne corrélation pour des profondeurs supérieures à 5 m, il semblerait que les matériaux atteignent des états voisins.

ω_i moyenne (kPa)	Coefficient de corrélation (R)	
	X	Y
entre 0 et 1,5 m	0,16	0,17
entre 1,5 et 3 m	0,17	0,16
entre 3 et 5 m	0	0
supérieure à 5 m	0,21	0,31

Tableau 3-VI - Variation du coefficient de corrélation de la teneur en eau moyenne en fonction des coordonnées X et Y.

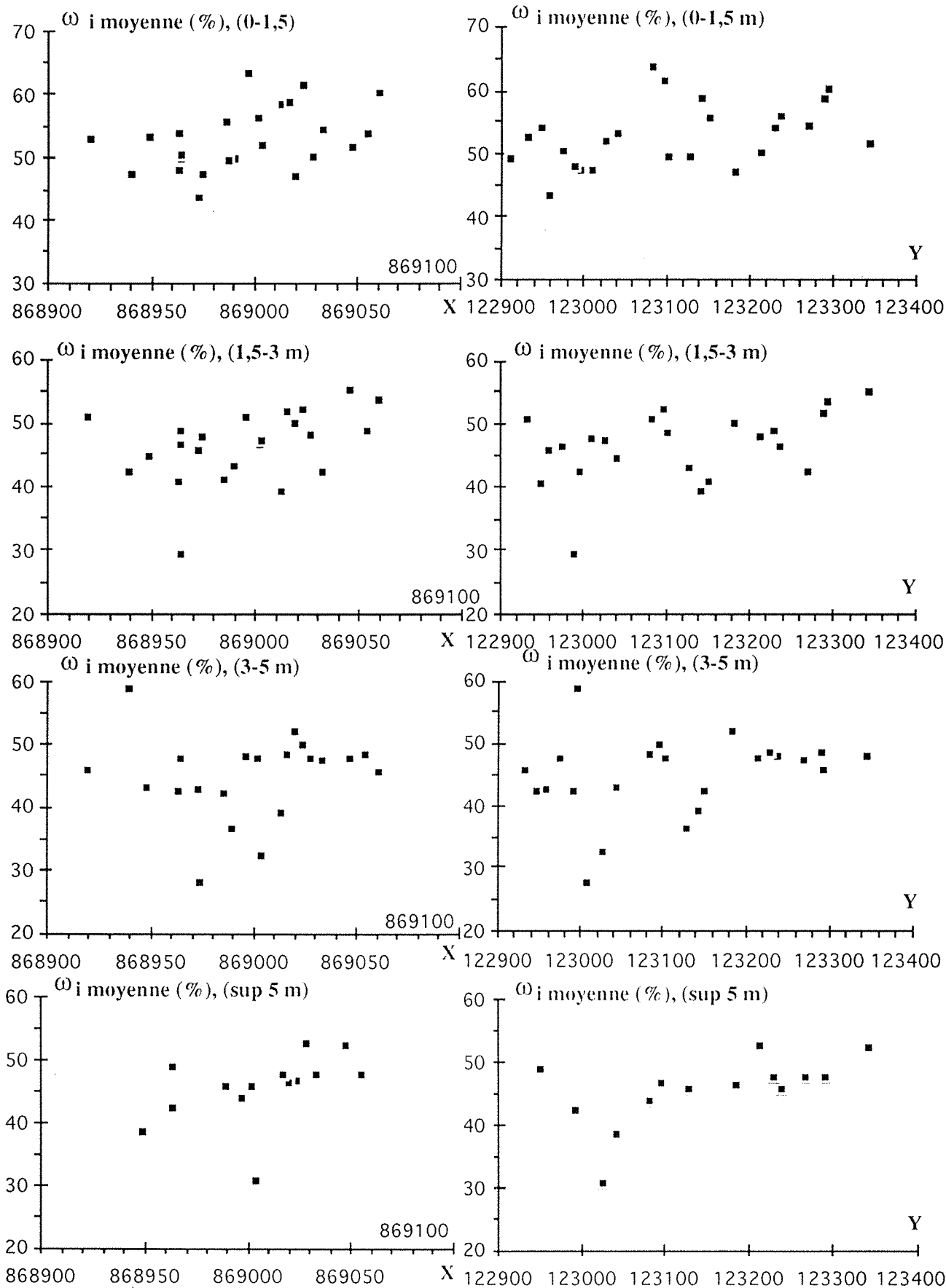


Fig. 3-28 - ω_i moyenne (entre 0 et 1,5 m, 1,5 m à 3 m, 3 à 5 m et à plus de 5 m) en fonction des coordonnées X et Y.

29. Les courbes d'isovaleurs de la teneur en eau naturelle moyenne sont montrées sur la figure 3-

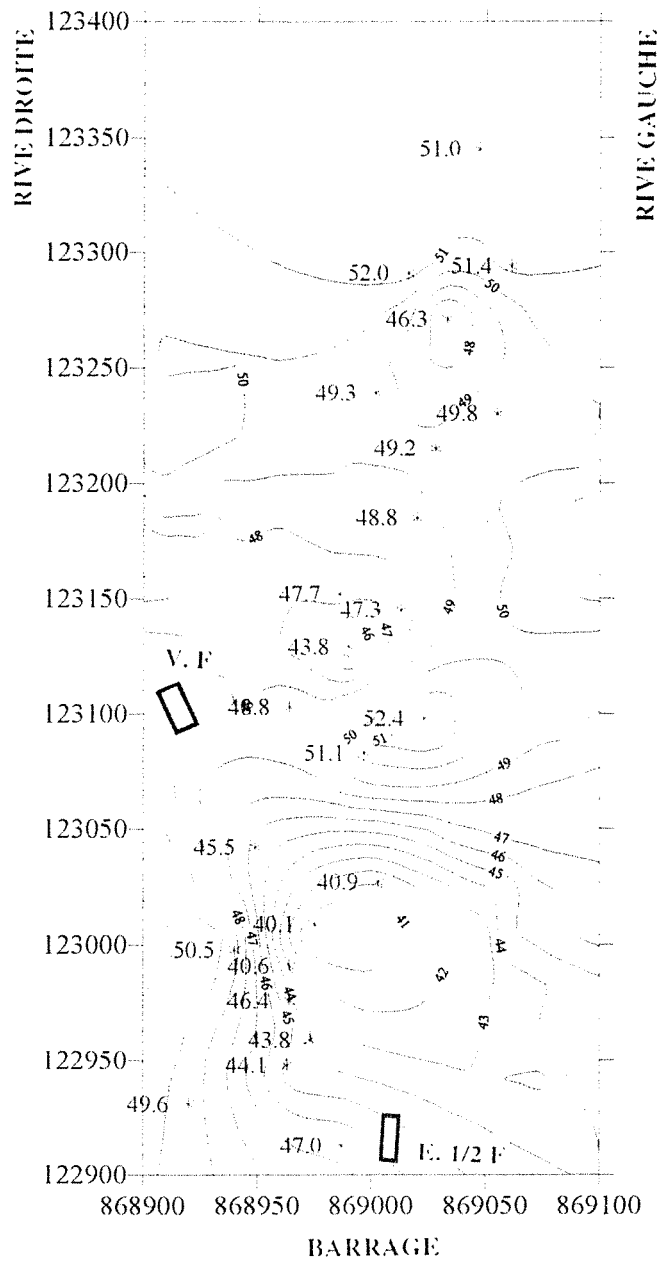


Fig. 3-29 - Courbes d'isovaleurs de la teneur en eau intacte moyenne.

3.4.4 - Poids volumique humide γ_h

Pratiquement, tous les sondages ont des valeurs de moyennes qui ne diffèrent pas beaucoup des médianes et l'on peut considérer que l'écart entre moyenne et médiane est presque nul. En écartant S10 et S15, les variances sont toutes inférieures à 1. On notera cependant qu'on distingue une tendance de diminution du poids volumique humide moyen en s'éloignant de la rive droite et du barrage (fig. 3-30), les coefficients de corrélation sont respectivement 0,20 sur X et 0,36 sur Y.

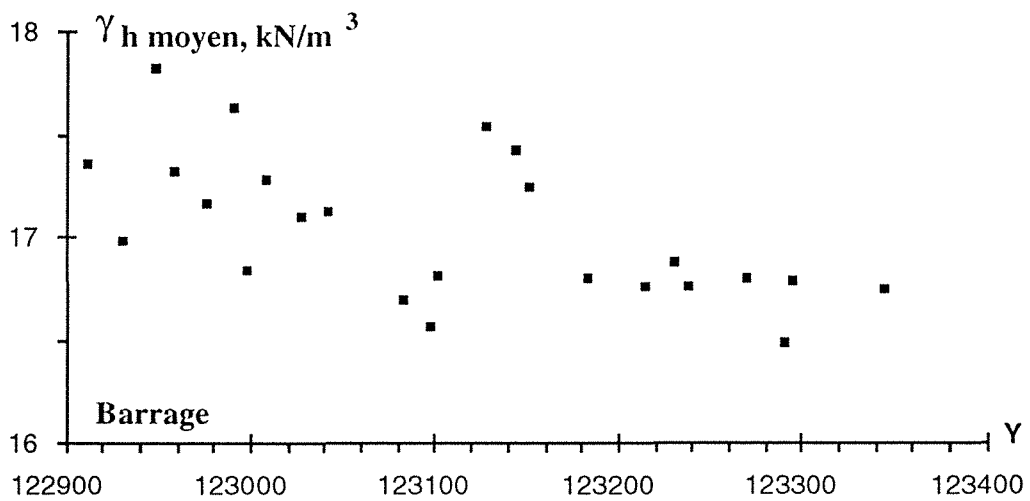
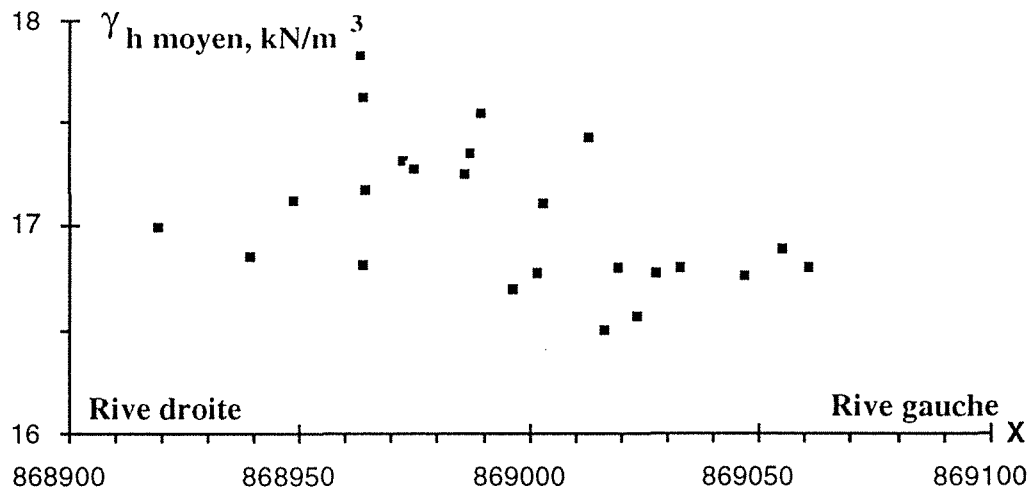


Fig. 3-30 - Poids volumique humide moyen en fonction des coordonnées X et Y.

Cependant, les coefficients de variation sont faibles (fig. 3-31), pour la majeure partie des sondages, ils sont compris entre 3 et 5 %.

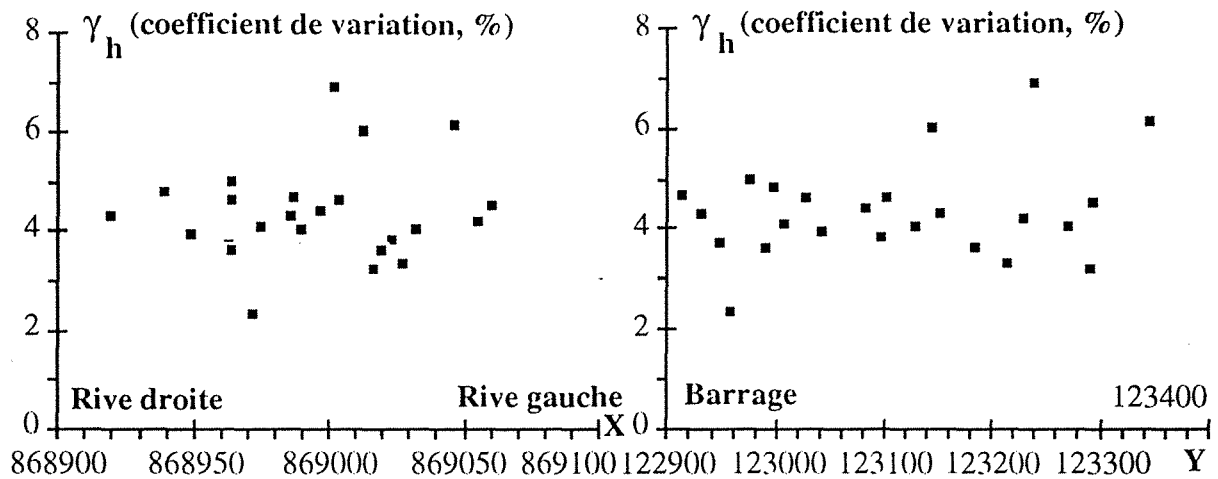


Fig. 3-31 - Coefficient de variation de γ_h en fonction des coordonnées X et Y.

De même, on s'est intéressé à l'évolution du poids volumique humide moyen prise à une certaine profondeur en fonction des coordonnées X et Y (fig. 3-32). Le poids volumique humide moyen est relativement important en profondeur et au pied du barrage, cependant sa valeur diminue en s'approchant de l'amont du barrage. On observe une dispersion importante entre 3 et 5 m de profondeur, toutefois la relation γ_h moyen-X,Y est bien corrélée à plus de 5 m (tableau 3-VII).

γ_h moyen (kN/m^3)	Coefficient de corrélation (R)	
	X	Y
entre 0 et 1,5 m	0,1	0,23
entre 1,5 et 3 m	0,19	0,2
entre 3 et 5 m	0,1	0,15
supérieure à 5 m	0,54	0,34

Tableau 3-VII - Variation du coefficient de corrélation du poids volumique humide moyen en fonction des coordonnées X et Y.

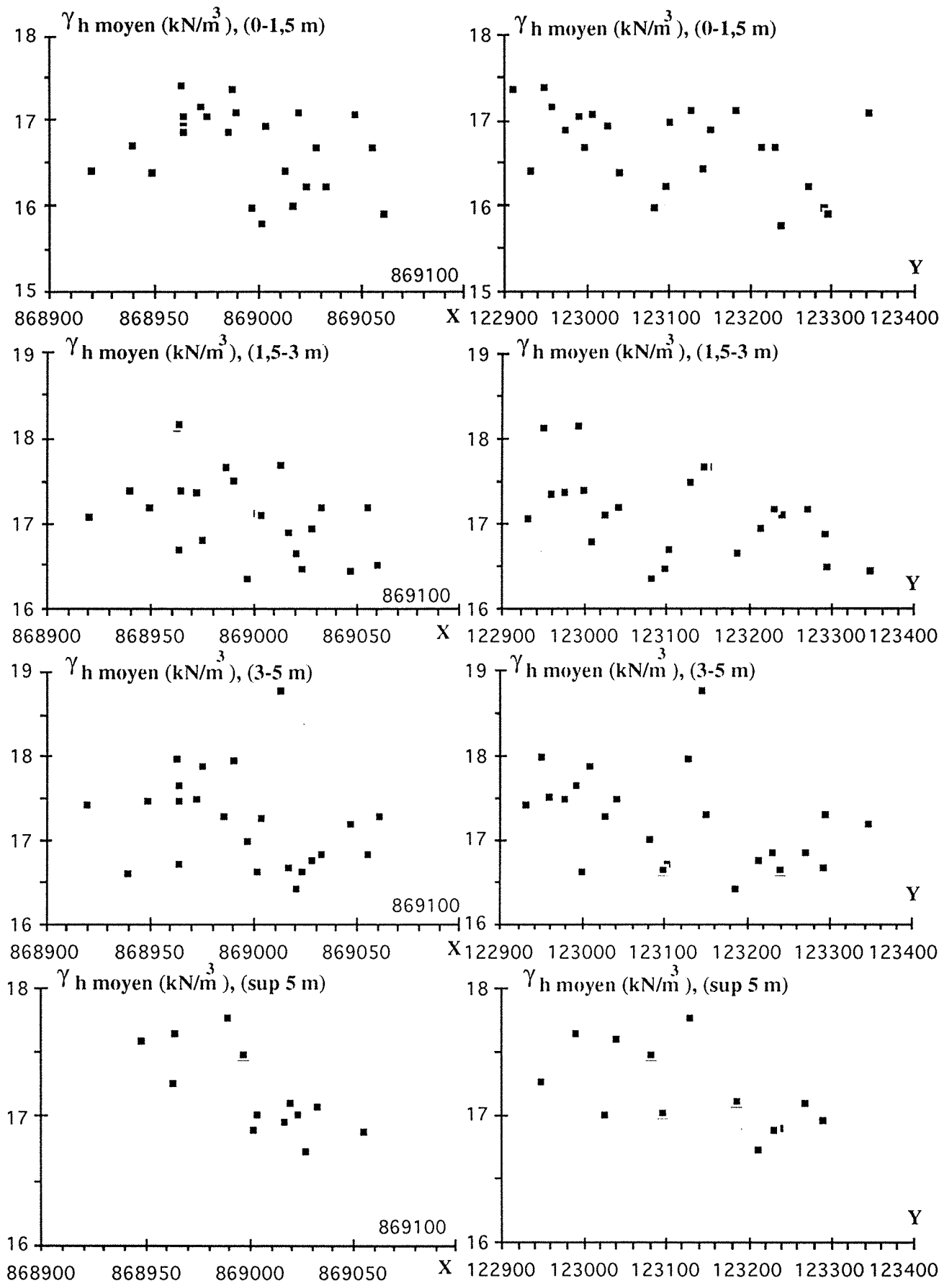


Fig. 3-32 - γ_h moyen (entre 0 et 1,5 m, 1,5 m à 3 m, 3 à 5 m et à plus de 5 m) en fonction des coordonnées X et Y.

Les populations sont malgré tout semblables en ce qui concerne leur dispersion, comme cela est montré sur la figure 3-33 où on a tracé les courbes d'isovaleurs du poids volumique humide moyen.

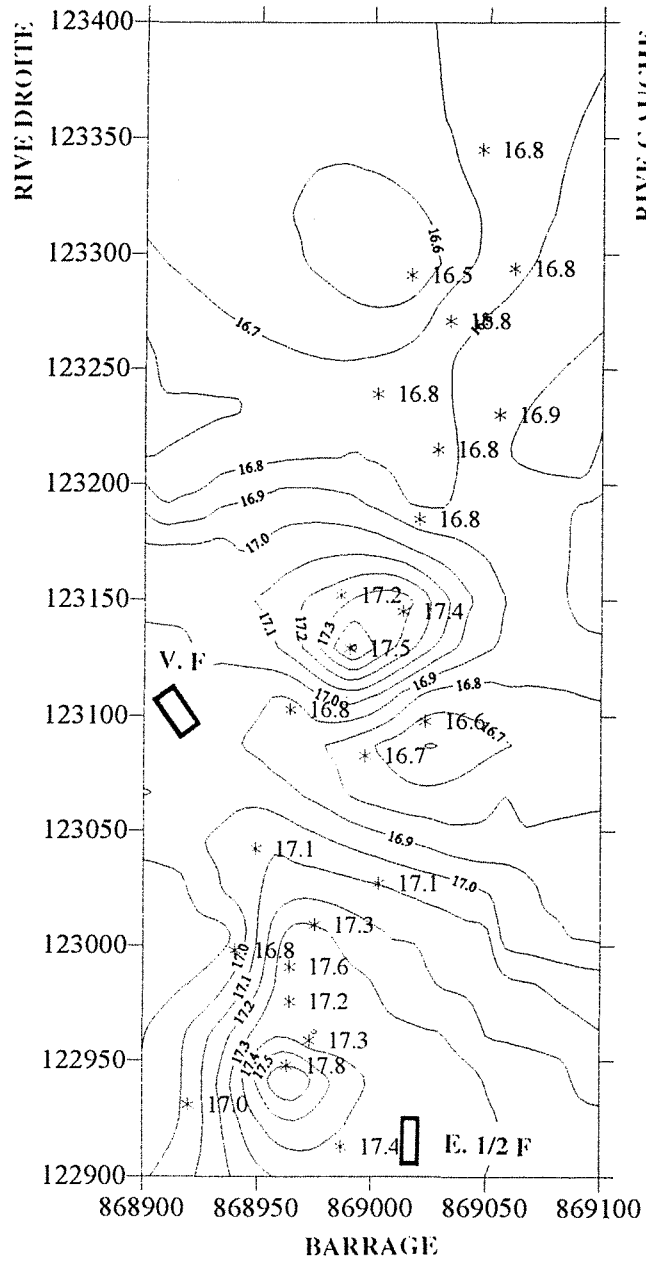


Fig. 3-33 - Courbes d'isovaleurs du poids volumique humide moyen.

3.4.5 - Poids volumique sec γ_d

De même, on distingue une tendance de diminution du poids volumique sec moyen en s'éloignant de la rive droite et du barrage (fig. 3-34). En fonction de X, les points sont groupés autour de la valeur 12, sauf peut être pour les X élevés où la valeur moyenne est plus faible (11). Le coefficient de corrélation est de 0,34 sur X, mais de 0,43 sur Y.

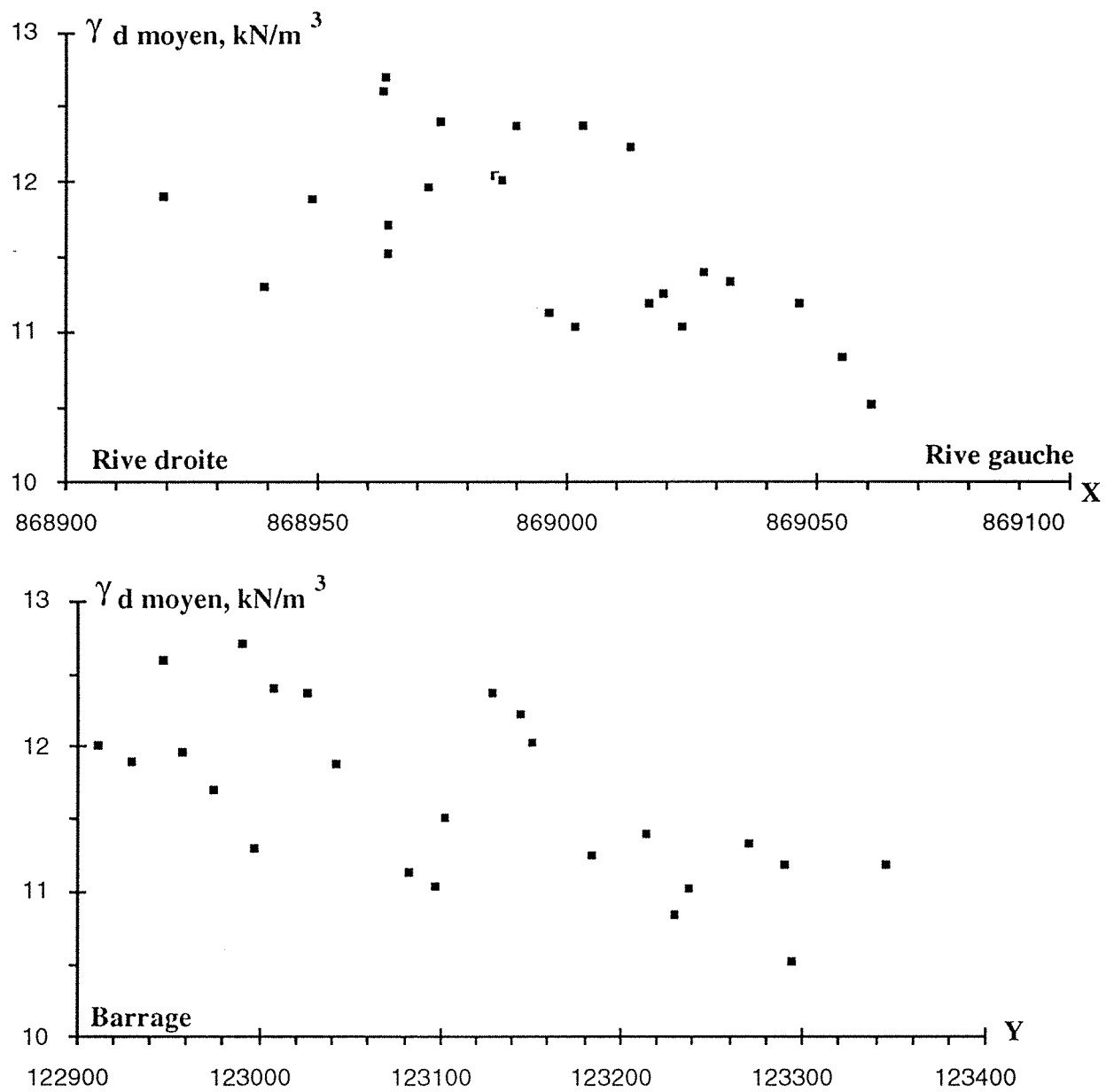


Fig. 3-34 - Poids volumique sec moyen en fonction des coordonnées X et Y.

Les médianes se rapprochent des moyennes et, en écartant S11 et S14 les coefficients de variation sont tous compris entre 5 et 15 % (fig. 3-35).

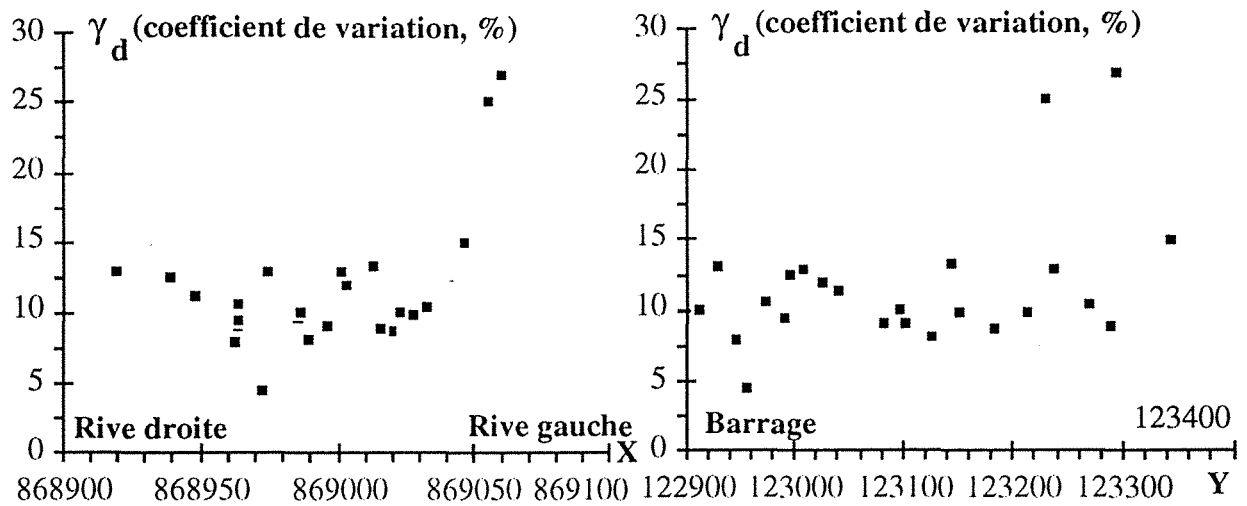


Fig. 3-35 - Coefficient de variation de γ_d en fonction des coordonnées X et Y.

Les figures 3-36 montrent l'évolution du poids volumique sec moyen à une certaine profondeur en fonction des coordonnées X et Y (entre 0 et 1,5 m ; 1,5 à 3 m ; 3 à 5 m et supérieure à 5 m). Le tableau 3-VIII résume les différents coefficients de corrélation calculés pour les relations γ_d moyen-X et γ_d moyen-Y. On observe une évolution identique à celle du poids volumique humide moyen.

γ_d moyen (kPa)	Coefficient de corrélation (R)	
	X	Y
entre 0 et 1,5 m	0,1	0,2
entre 1,5 et 3 m	0,15	0,15
entre 3 et 5 m	0	0,13
supérieure à 5 m	0,37	0,42

Tableau 3-VIII - Variation du coefficient de corrélation du poids volumique sec moyen en fonction des coordonnées X et Y.

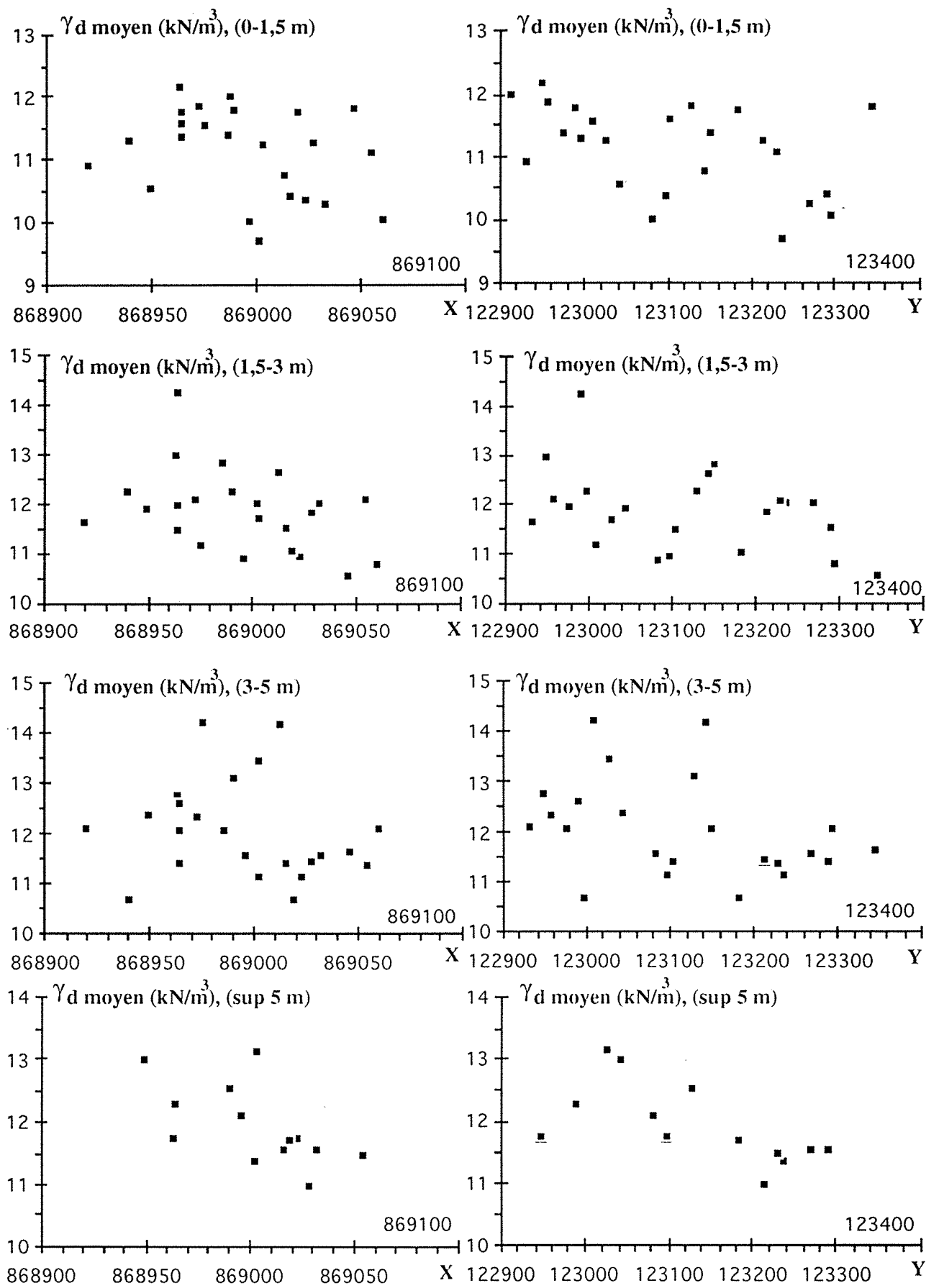


Fig. 3-36 - γ_d moyen (entre 0 et 1,5 m, 1,5 m à 3 m, 3 à 5 m et à plus de 5 m) en fonction des coordonnées X et Y.

Les populations, si elles ne sont pas très bien groupées autour de leur moyenne, sont malgré tout semblables en ce qui concerne leur dispersion, comme cela est montré sur la figure 3-37 où on a tracé les courbes d'isovaleurs du poids volumique sec moyen.

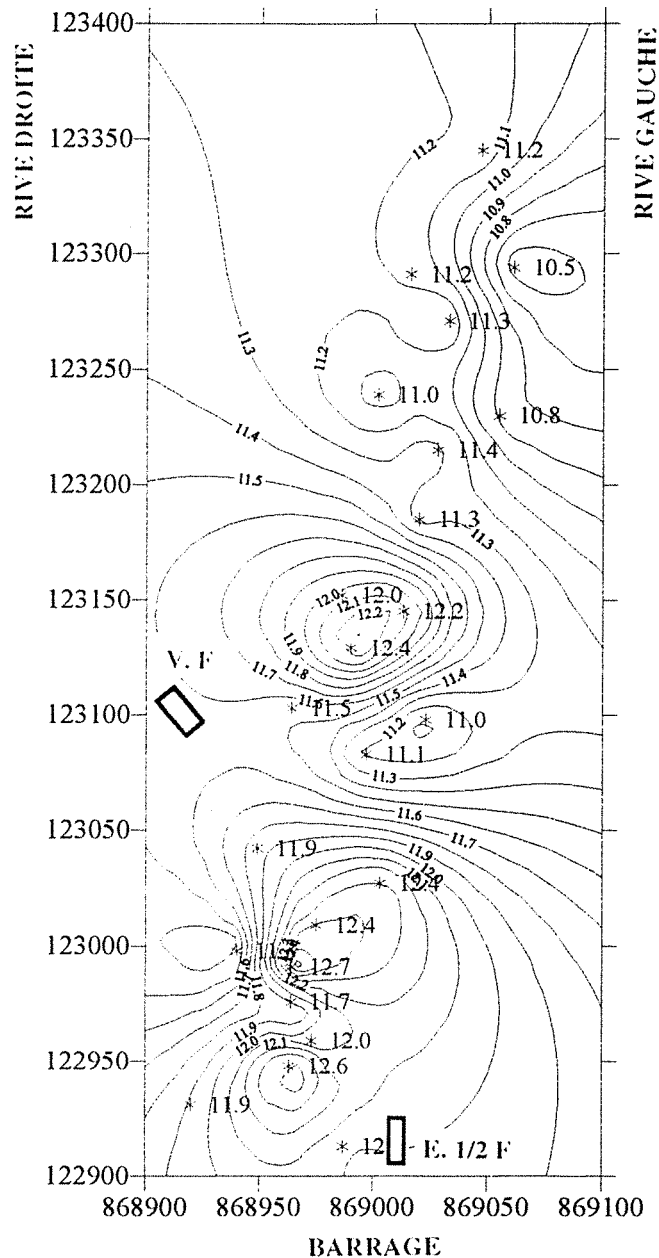


Fig. 3-37 - Courbes d'isovaleurs du poids volumique sec moyen.

3.4.6 - Cohésion remaniée Crem

Les variations moyennes de la cohésion remaniée en fonction des coordonnées X et Y sont montrées sur les figures 3-38 ; les coefficients de corrélation sont relativement faibles (sur X, $R = 0,14$ et sur Y, $R = 0,21$) ; ceci confirme qu'aucune tendance d'évolution spatiale ne se dégage. Cependant pour les sondages implantés au pied du barrage (S16, S17, S18, S19, S20, S21 et S22) on observe une oscillation des valeurs entre 4,5 et 2,5 kPa ; de même que pour les sondages se trouvant au milieu de la retenue et près de la vidange de demi-fond (S1, S2, S3, S4, S5 et S6), mais

l'oscillation se présente entre 3 et 4,5 kPa. Par contre, pour les sondages se trouvant en amont de la retenue (S9, S10, S11, S12, S13, S14 et S15), en s'éloignant du barrage, on observe une légère diminution des valeurs de 2 à 3 kPa.

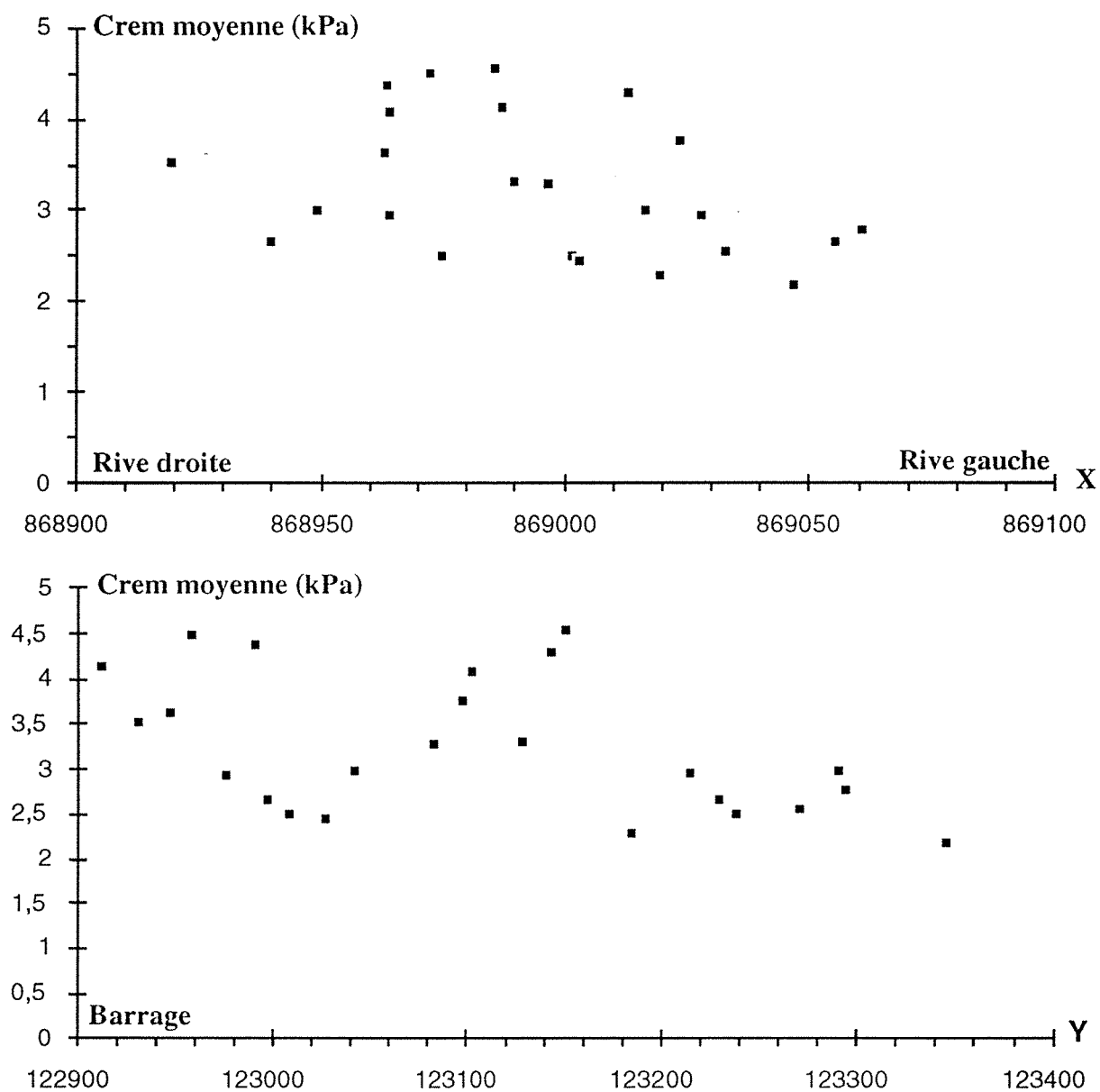


Fig. 3-38 - Cohésion remaniée moyenne en fonction des coordonnées X et Y.

Les coefficients de variation (figure 3-39) sont regroupés en moyenne entre 20 et 60 %, mis à part le caractère particulier des sondages S18 (140 %) et S1 (90,6 %).

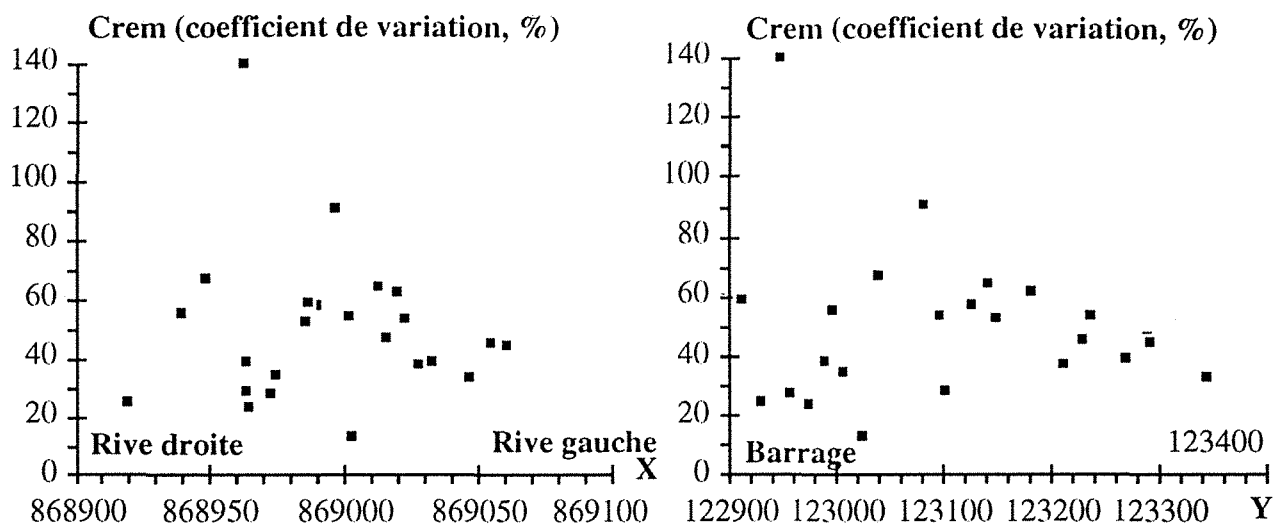


Fig. 3-39 - Coefficient de variation de Crem en fonction des coordonnées X et Y.

De même, on s'est intéressé à l'évolution de la cohésion remaniée moyenne prise à une certaine profondeur en fonction des coordonnées X et Y (fig. 3-40). On remarque une dispersion importante de la cohésion remaniée moyenne d'un sondage à l'autre pour des profondeurs de 1,5 à 3 m et de 3 à 5 m. Toutefois ces valeurs sont relativement importants au pied du barrage et on observe une diminution réelle de la cohésion remaniée moyenne en s'éloignant du barrage avec une bonne corrélation pour des profondeurs supérieures à 5 m et entre 0 à 1,5 m (tableau 3-IX).

Crem moyenne (kPa)	Coefficient de corrélation (R)	
	X	Y
entre 0 et 1,5 m	0,22	0,42
entre 1,5 et 3 m	0,15	0,1
entre 3 et 5 m	0	0
supérieure à 5 m	0,62	0,7

Tableau 3-IX - Variation du coefficient de corrélation de la cohésion remaniée moyenne en fonction des coordonnées X et Y.

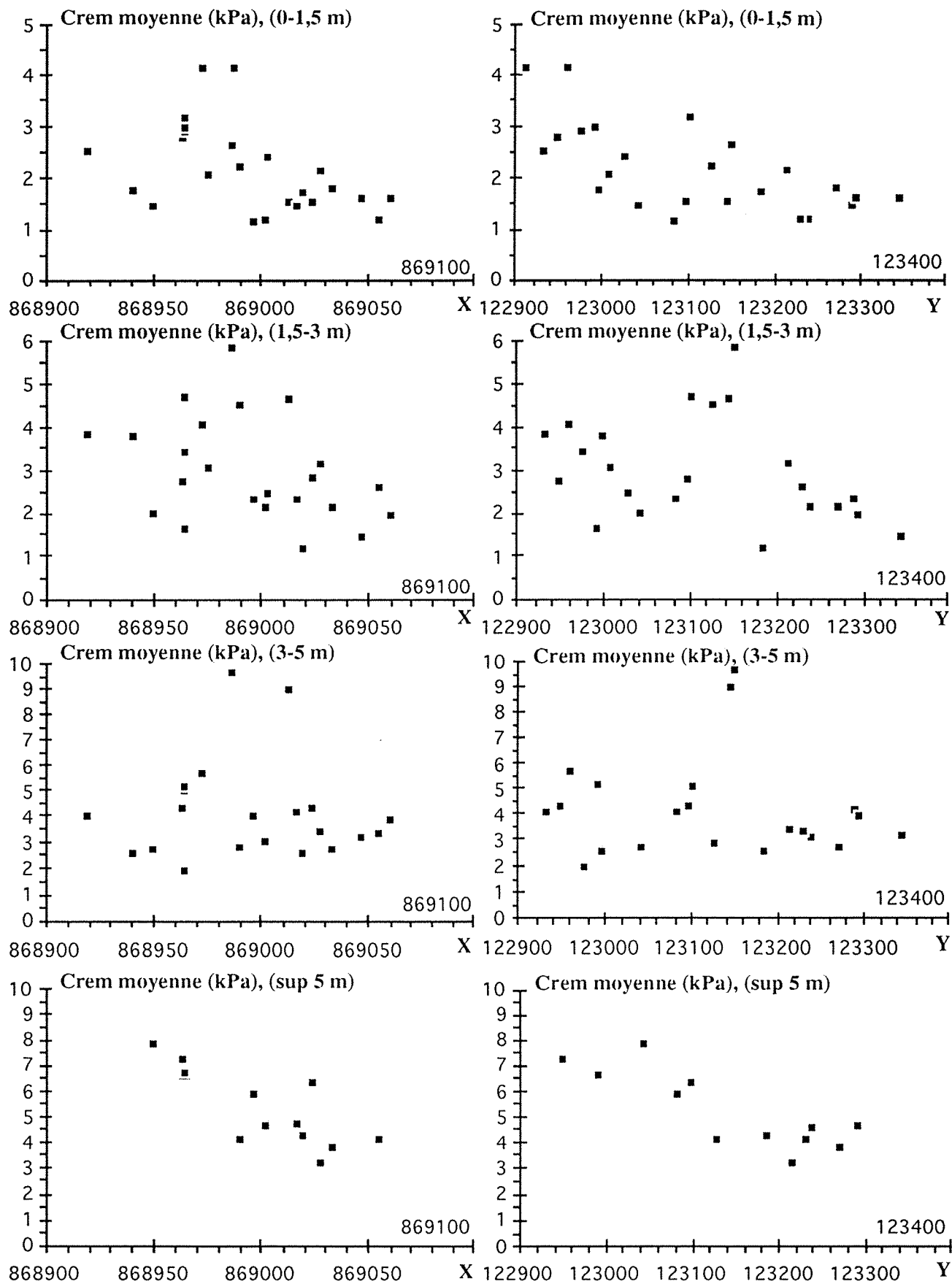


Fig. 3-40 - Crem moyenne (entre 0 et 1,5 m, 1,5 m à 3 m, 3 à 5 m et à plus de 5 m) en fonction des coordonnées X et Y.

On montre sur la figure 3-41 les courbes d'isovaleurs de la cohésion remaniée moyenne.

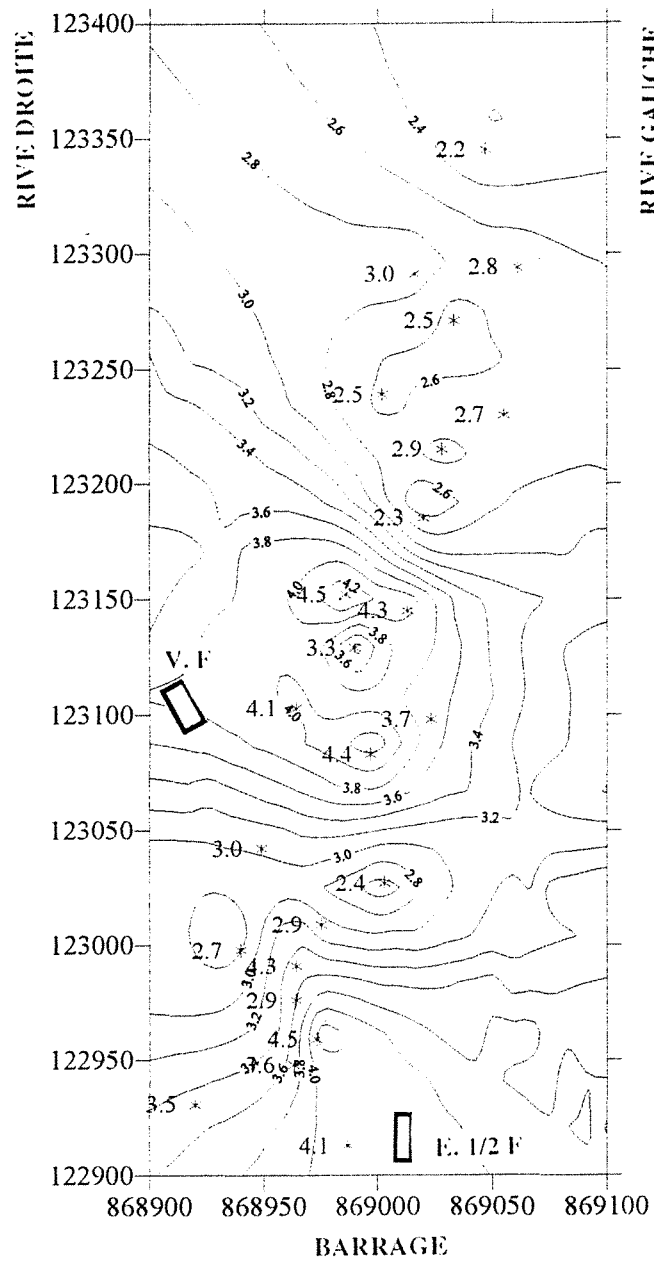


Fig. 3-41 - Courbes d'isovaleurs de la cohésion remaniée moyenne.

3.4.7 - Représentations d'autres propriétés géomécaniques en fonction des coordonnées X et Y

Nous avons jugé utile de montrer la variation d'autres propriétés géomécaniques en fonction des coordonnées X et Y des sondages de la retenue et ceci afin de voir si d'autres tendances d'évolution peuvent exister.

a - Indice de liquidité II

Soulignons d'emblée le faible nombre de valeurs par sondage, qui nous a notamment conduit à supprimer (en égard au nombre insuffisant de mesures et aussi le caractère particulier) le sondage S17 où l'indice de liquidité moyen est 3,43. Il faut cependant remarquer que la variation de l'indice de liquidité moyen en fonction de X et Y (fig. 3-42) donne des coefficients de corrélation acceptables qui confirment une tendance d'évolution (sur X, $R = 0,45$; sur Y, $R = 0,41$) ; plus on s'éloigne du barrage et de la rive droite, plus l'indice de liquidité augmente.

De même que pour la cohésion intacte, on va montrer la variation de l'indice de liquidité moyen calculé à plusieurs tranches de profondeurs en fonction des coordonnées X et Y (fig. 3-43 à 3-46). Le tableau 3-X donne les différents coefficients de corrélation.

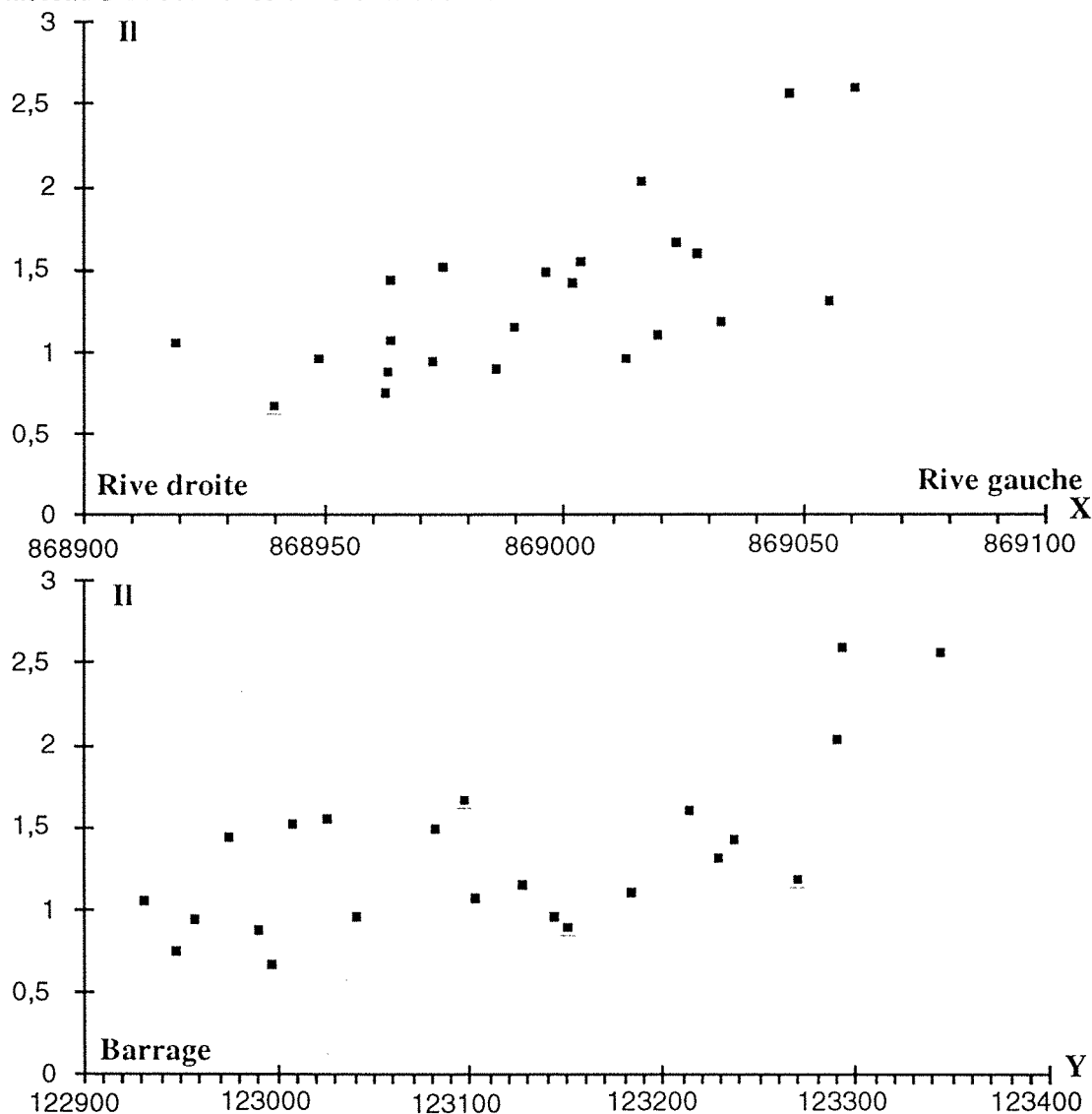


Fig. 3-42 - Indice de liquidité moyen en fonction des coordonnées X et Y.

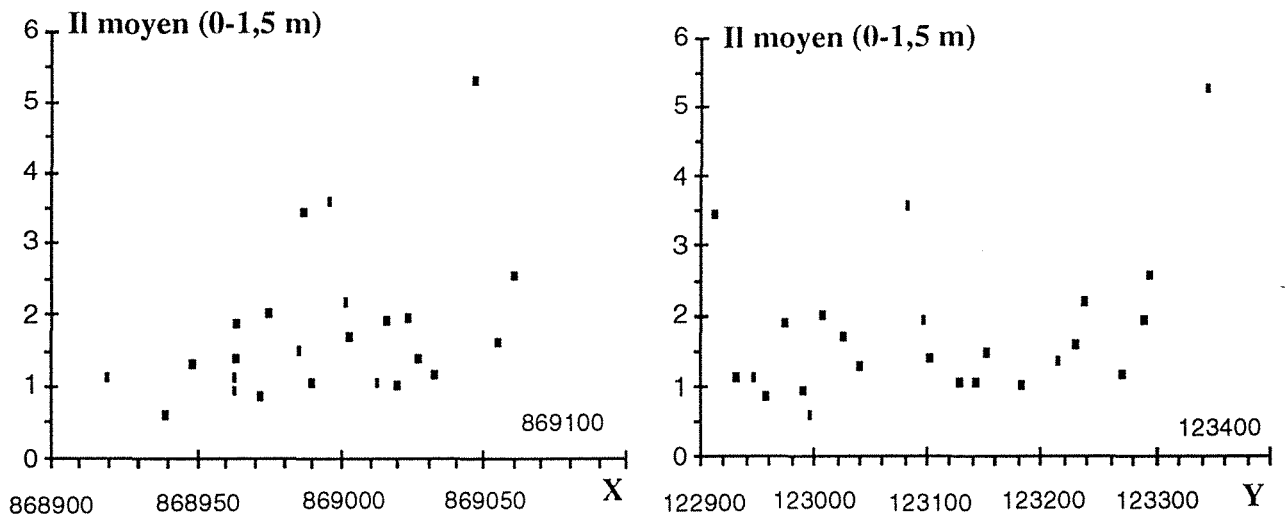


Fig. 3-43 - Variation de l'indice de liquidité moyen entre 0 et 1,5 m de profondeur en fonction des coordonnées X et Y.

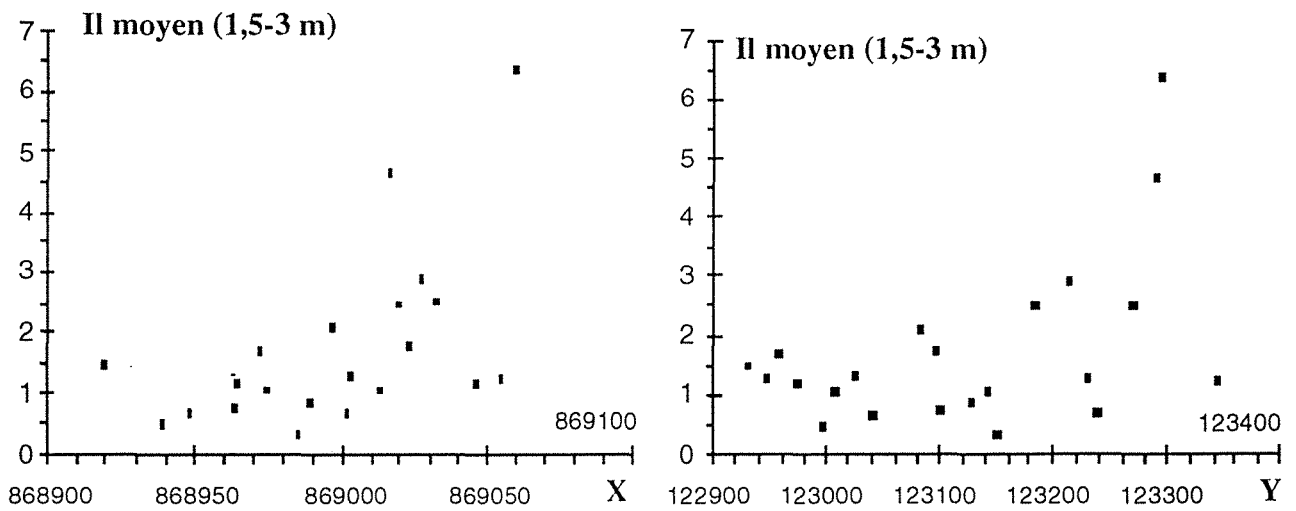


Fig. 3-44 - Variation de l'indice de liquidité moyen entre 1,5 et 3 m de profondeur en fonction des coordonnées X et Y.

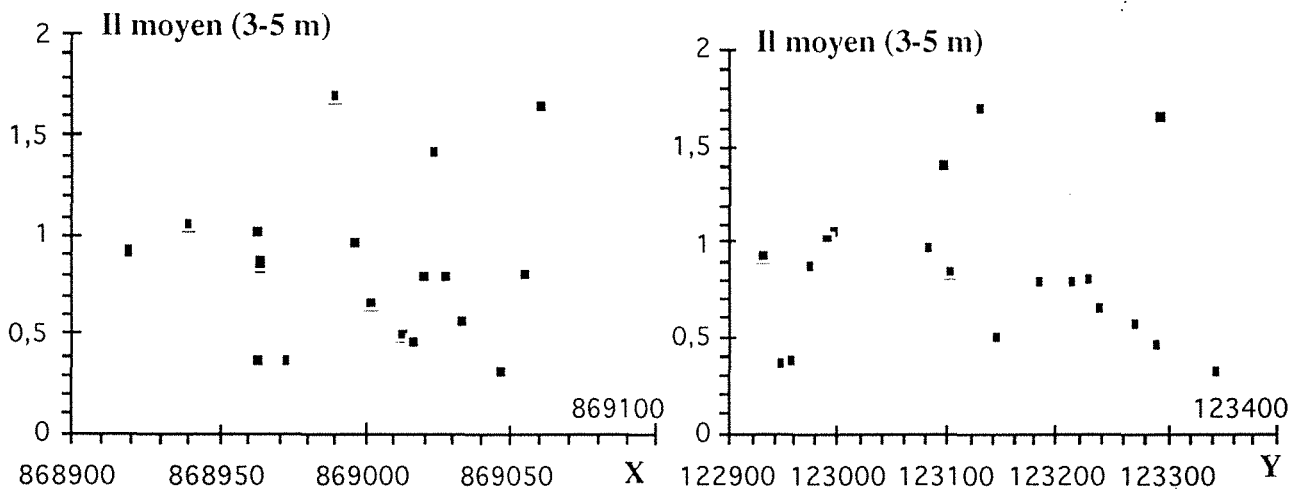


Fig. 3-45 - Variation de l'indice de liquidité moyen entre 3 et 5 m de profondeur en fonction des coordonnées X et Y.

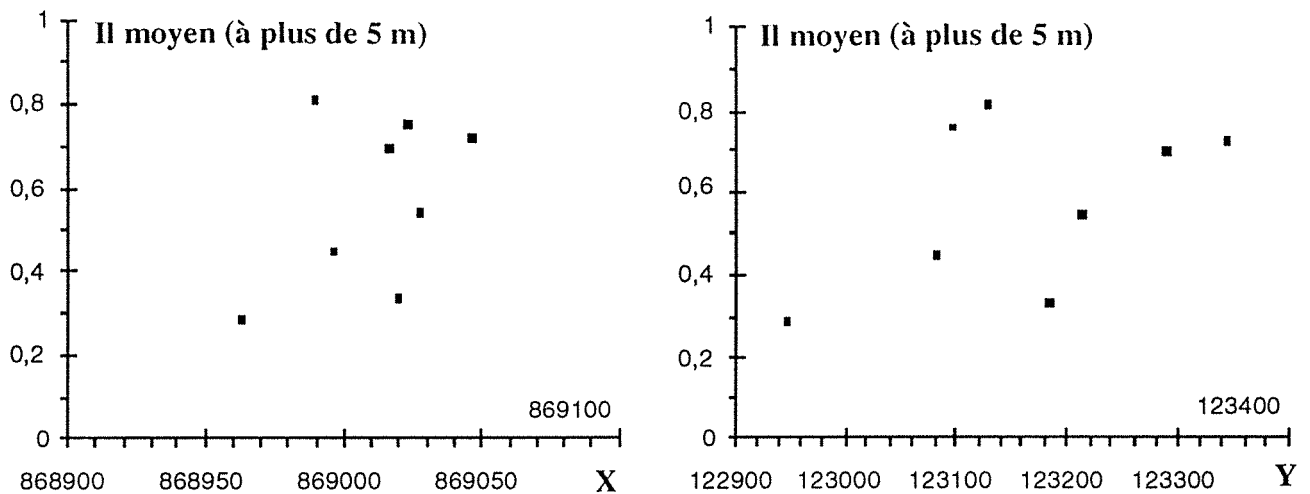


Fig. 3-46 - Variation de l'indice de liquidité moyen à plus de 5 m de profondeur en fonction des coordonnées X et Y.

Il moyen	Coefficient de corrélation (R)	
	X	Y
entre 0 et 1,5 m	0,17	0,10
entre 1,5 et 3 m	0,29	0,23
entre 3 et 5 m	0	0
supérieure à 5 m	0,19	0,25

Tableau 3-X - Coefficients de corrélation entre l'indice de liquidité moyen à différentes profondeurs et respectivement les coordonnées X et Y.

On remarque dans la couche entre 3 et 5 m une grande fluctuation des valeurs ($R = 0$), cependant, en profondeur, le coefficient de corrélation s'améliore (même s'il est faible) ; les matériaux tendent vers des états voisins.

On a jugé bon de tracer les courbes d'isovaleurs des indices de liquidité à plusieurs profondeurs (0 et 1,5 m ; 1,5 et 3 m ; 3 et 5 m) afin de mieux mettre en évidence la variation I_l -X,Y en plusieurs couches ; comme cela est montré sur les figures 3-47 à 3-49. En ce qui concerne les profondeurs supérieures à 5 m, le manque de valeurs a été pénalisant pour le tracé de la courbe.

On remarque que l'indice de liquidité moyen en profondeur tend à diminuer, et que, plus on s'éloigne du barrage, plus l'indice de liquidité augmente.

On peut observer qu'au centre de la retenue, entre les sondages S1 à S10, on rencontre de forts indices de liquidité qui sont différents d'un sondage à l'autre ; c'est une zone qui est située près de la vidange de demi-fond et qui est probablement perturbée.

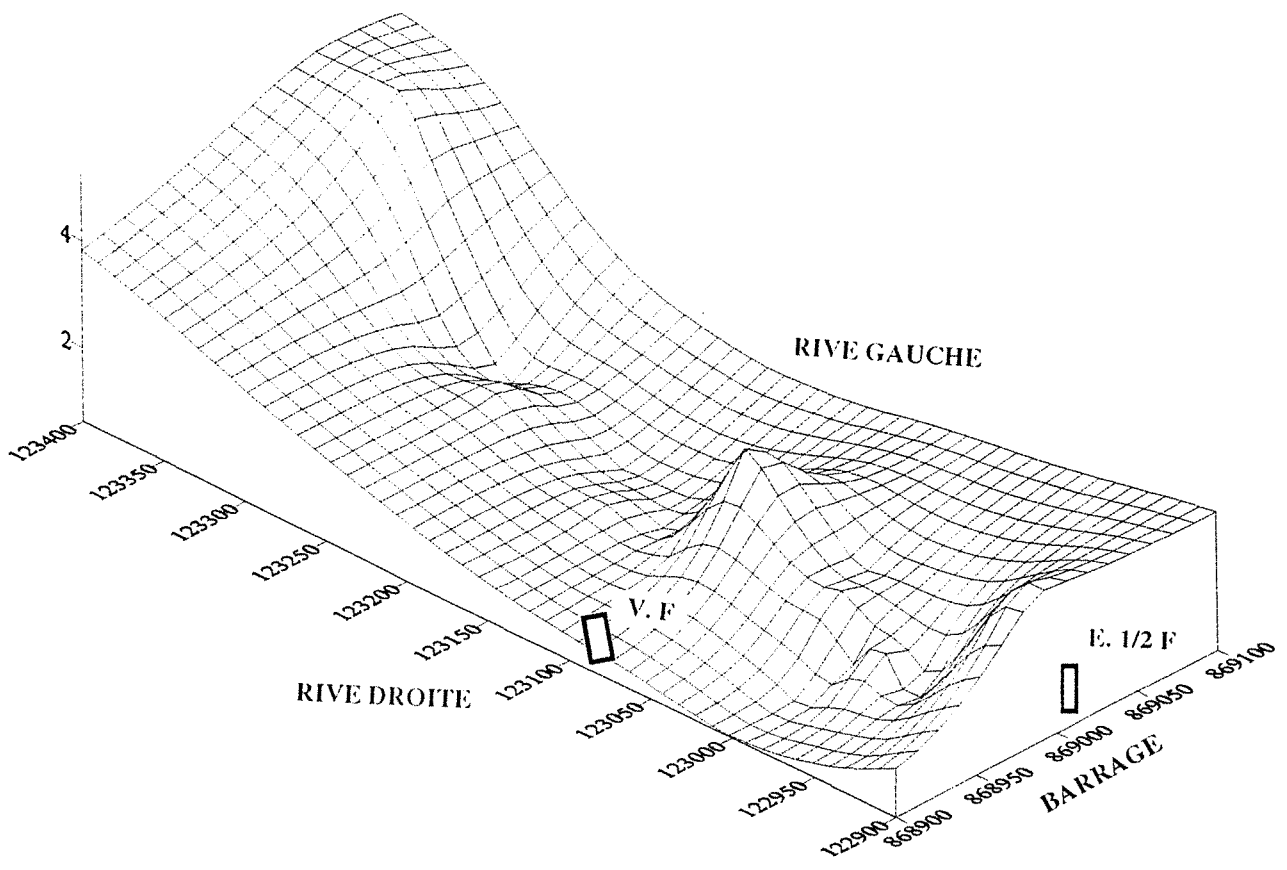


Fig. 3-47- Indices de liquidité moyens entre 0 et 1,5 m.

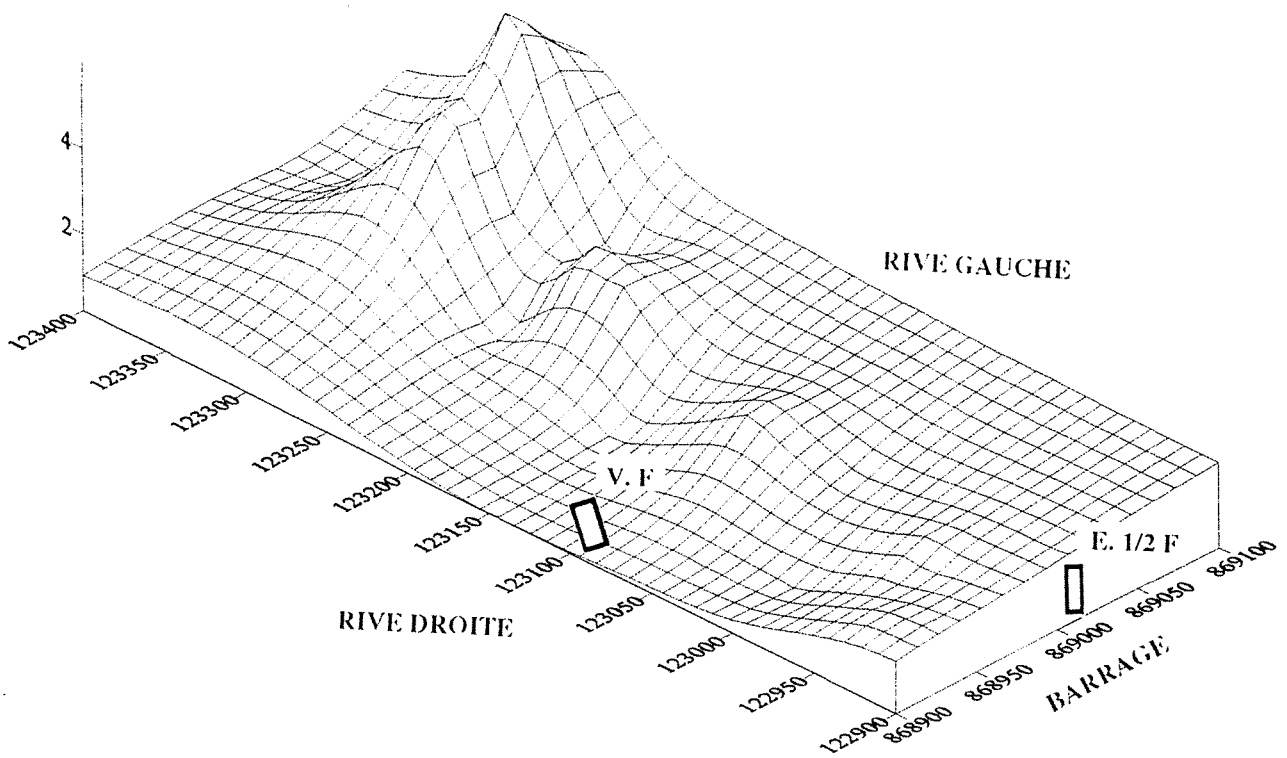


Fig. 3-48 - Indices de liquidité moyens entre 1,5 et 3 m.

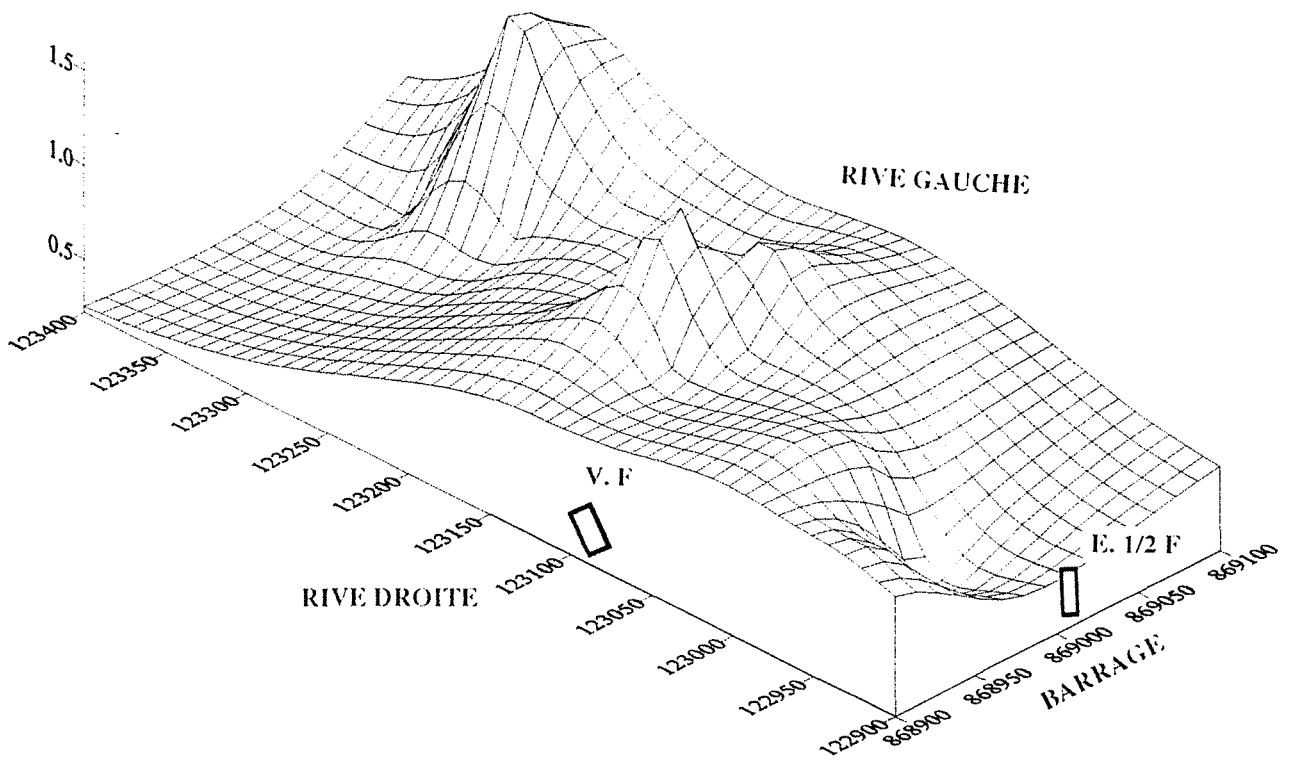


Fig. 3-49 - Indices de liquidité moyens entre 3 et 5 m.

b - Sensibilité S

La sensibilité définie comme le rapport entre la cohésion intacte non drainée et la cohésion remaniée est mal répartie dans l'espace (sur X, $R = 0,11$; sur Y, $R = 0,12$), comme le montrent les figures 3-50 ; la moyenne de la sensibilité oscille entre 1 et 2.

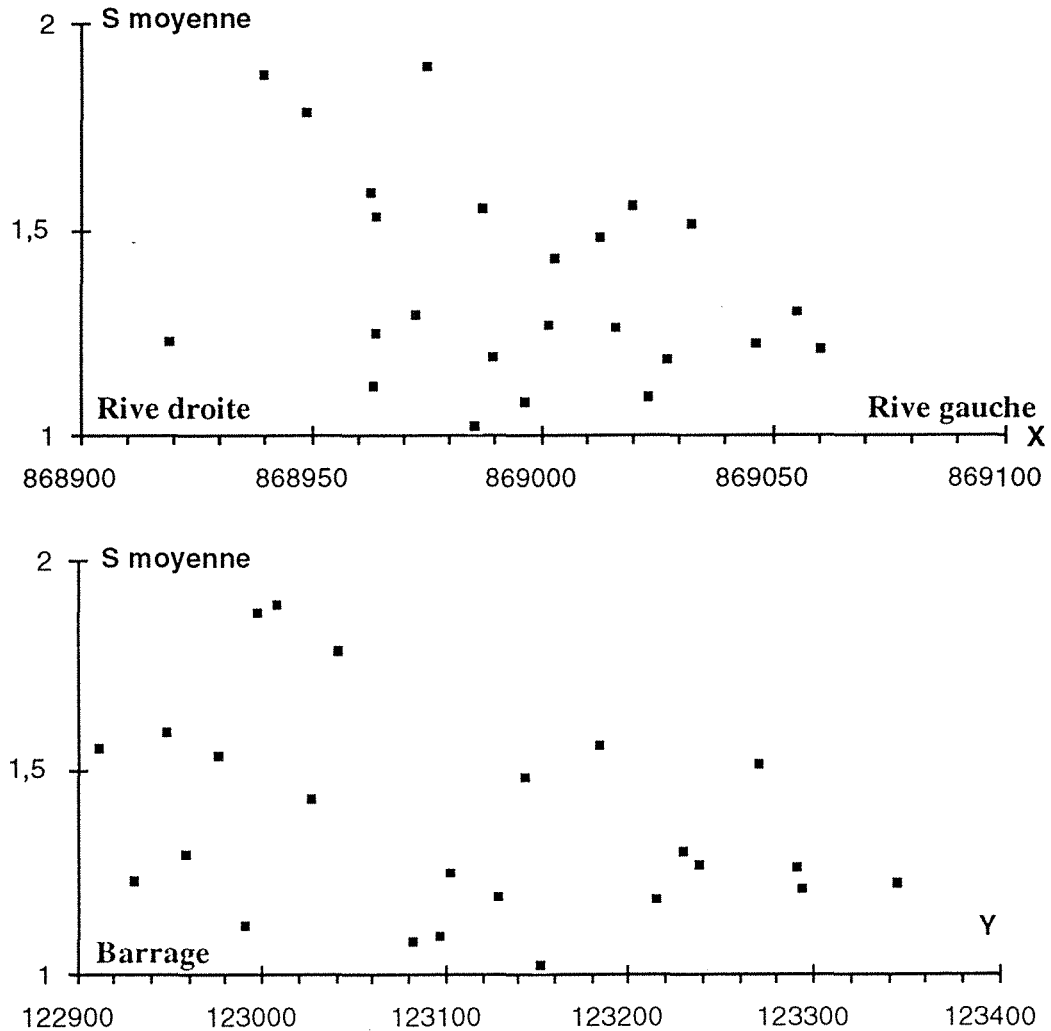


Fig. 3-50 - Sensibilité moyenne en fonction des coordonnées X et Y.

Les figures 3-51 montrent l'évolution de la sensibilité moyenne prise à une certaine profondeur en fonction des coordonnées X et Y (entre 0 et 1,5 m ; 1,5 à 3 m ; 3 à 5 m et supérieure à 5 m). On remarque une forte dispersion de la sensibilité moyenne entre 0 et 3 m de profondeur (tableau 3-XI), toutefois cette valeur est relativement importante au pied du barrage. Pour les profondeurs supérieures à 3 m on obtient une assez bonne corrélation et la sensibilité moyenne tend à diminuer en s'éloignant du barrage.

S moyenne	Coefficient de corrélation (R)	
	X	Y
entre 0 et 1,5 m	0	0
entre 1,5 et 3 m	0	0
entre 3 et 5 m	0,18	0,24
supérieure à 5 m	0,25	0,6

Tableau 3-XI - Variation du coefficient de corrélation de la sensibilité moyenne en fonction des coordonnées X et Y.

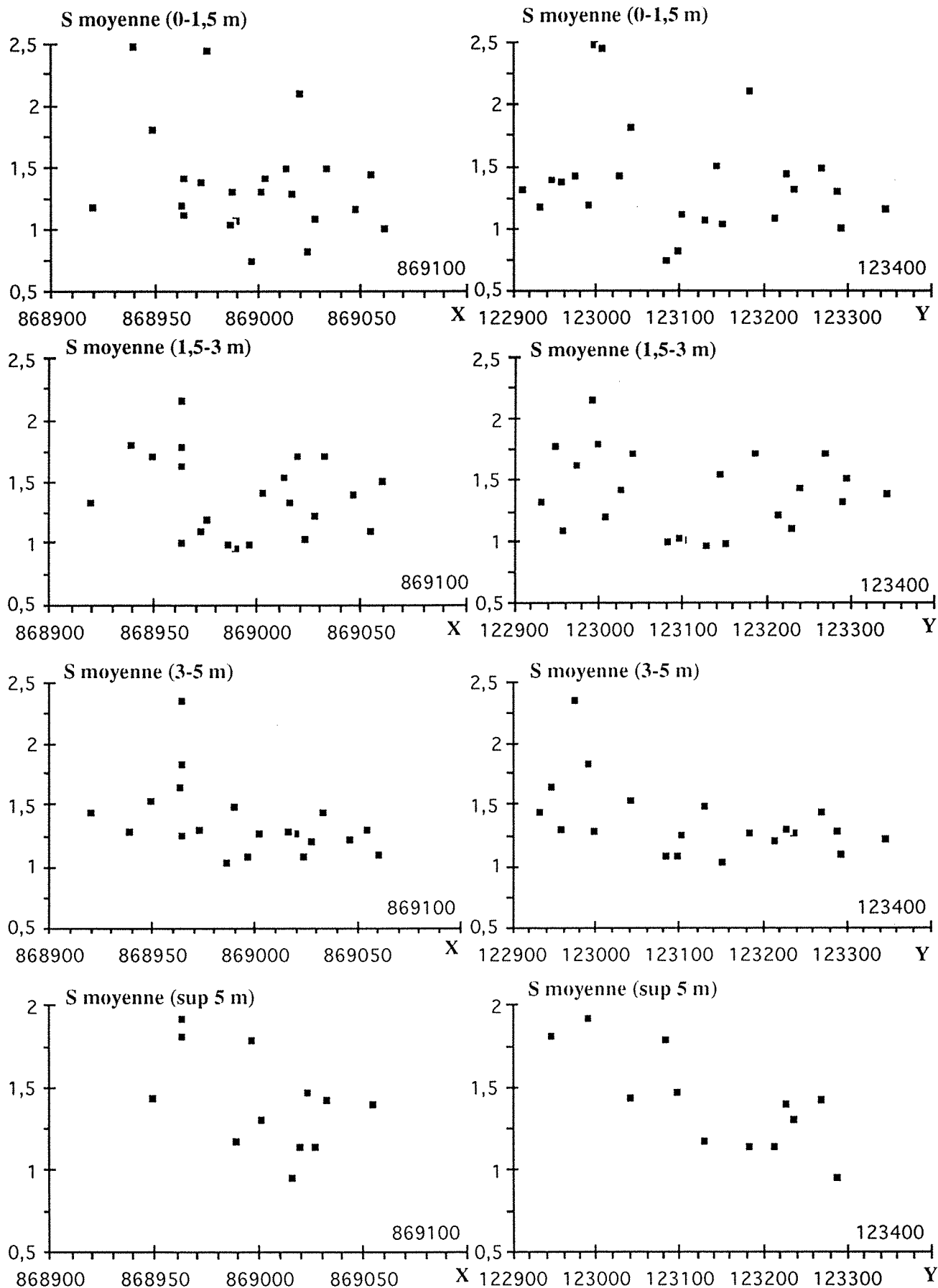


Fig. 3-51 - S moyenne (entre 0 et 1,5 m, 1,5 m à 3 m, 3 à 5 m et à plus de 5 m) en fonction des coordonnées X et Y.

La sensibilité moyenne est de l'ordre de 1,3 pour l'ensemble du plan d'eau, comme cela est montré sur la figure 3-52 où on montre les courbes d'isovaleurs de la sensibilité moyenne.

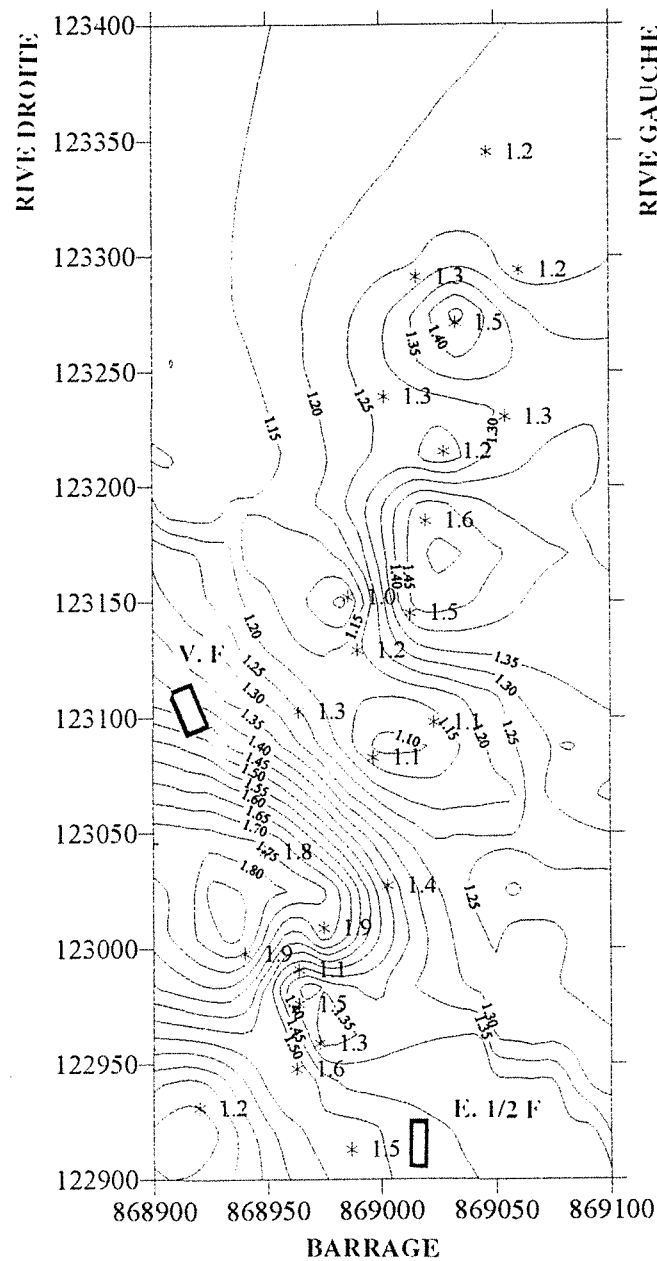


Fig. 3-52 - Courbes d'isovaleurs de la sensibilité moyenne.

c - Valeur au bleu Vb

L'étude de la valeur au bleu sur l'ensemble du plan d'eau ne met pas en évidence de tendance particulière, elle est mal répartie dans l'espace (fig. 3-53). Les coefficients de corrélation sont très faibles ($R = 0,01$ sur X et $R = 0,01$ sur Y). La valeur de bleu moyenne est légèrement décroissante quand on s'éloigne du barrage. Les faibles valeurs de bleu moyennes correspondent aux sondages de la zone s'étendant entre S22 et S25 (zone sableuse).

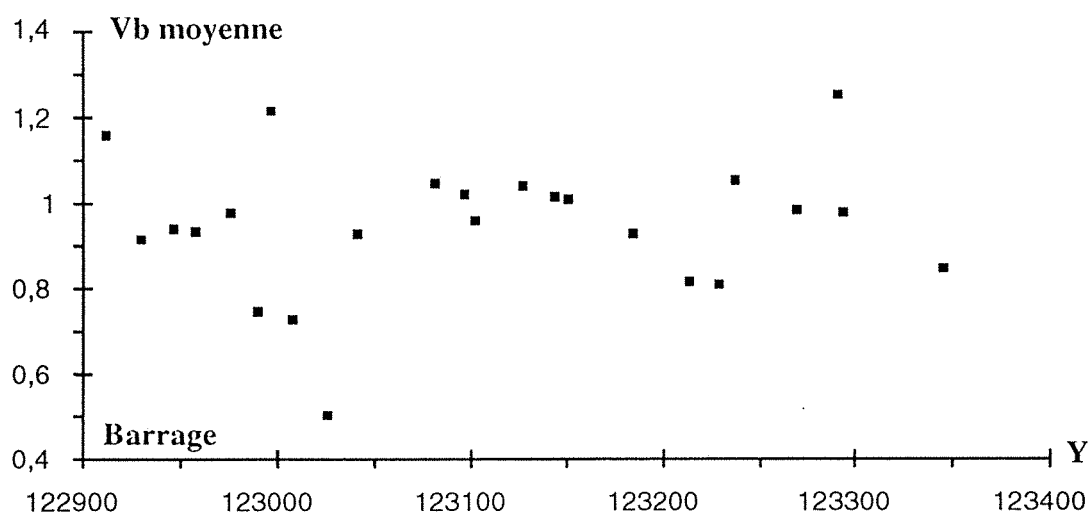
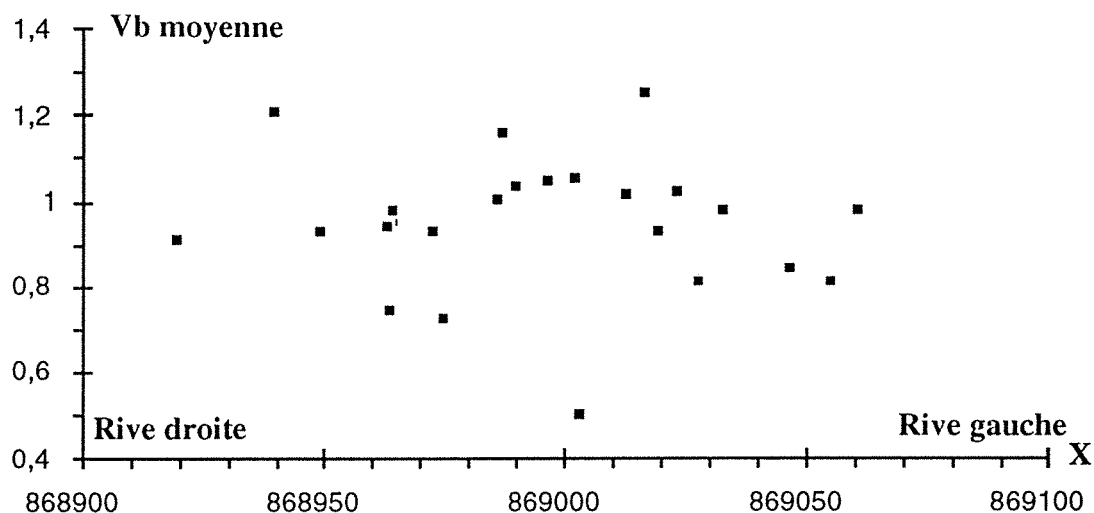


Fig. 3-53 - Valeur au bleu moyenne en fonction des coordonnées X et Y.

De même, on s'est intéressé à l'évolution de la valeur au bleu moyenne prise à une certaine profondeur en fonction des coordonnées X et Y (fig. 3-54). Les figures 3-54 et le tableau 3-XII confirment que la valeur de bleu moyenne est mal répartie dans l'espace, cette forte dispersion est due encore une fois à la variation lithologique brusque.

Vb moyenne	Coefficient de corrélation (R)	
	X	Y
entre 0 et 1,5 m	0	0
entre 1,5 et 3 m	0	0
entre 3 et 5 m	0	0
supérieure à 5 m	0,12	0

Tableau 3-XII - Variation du coefficient de corrélation de la valeur au bleu moyenne en fonction des coordonnées X et Y.

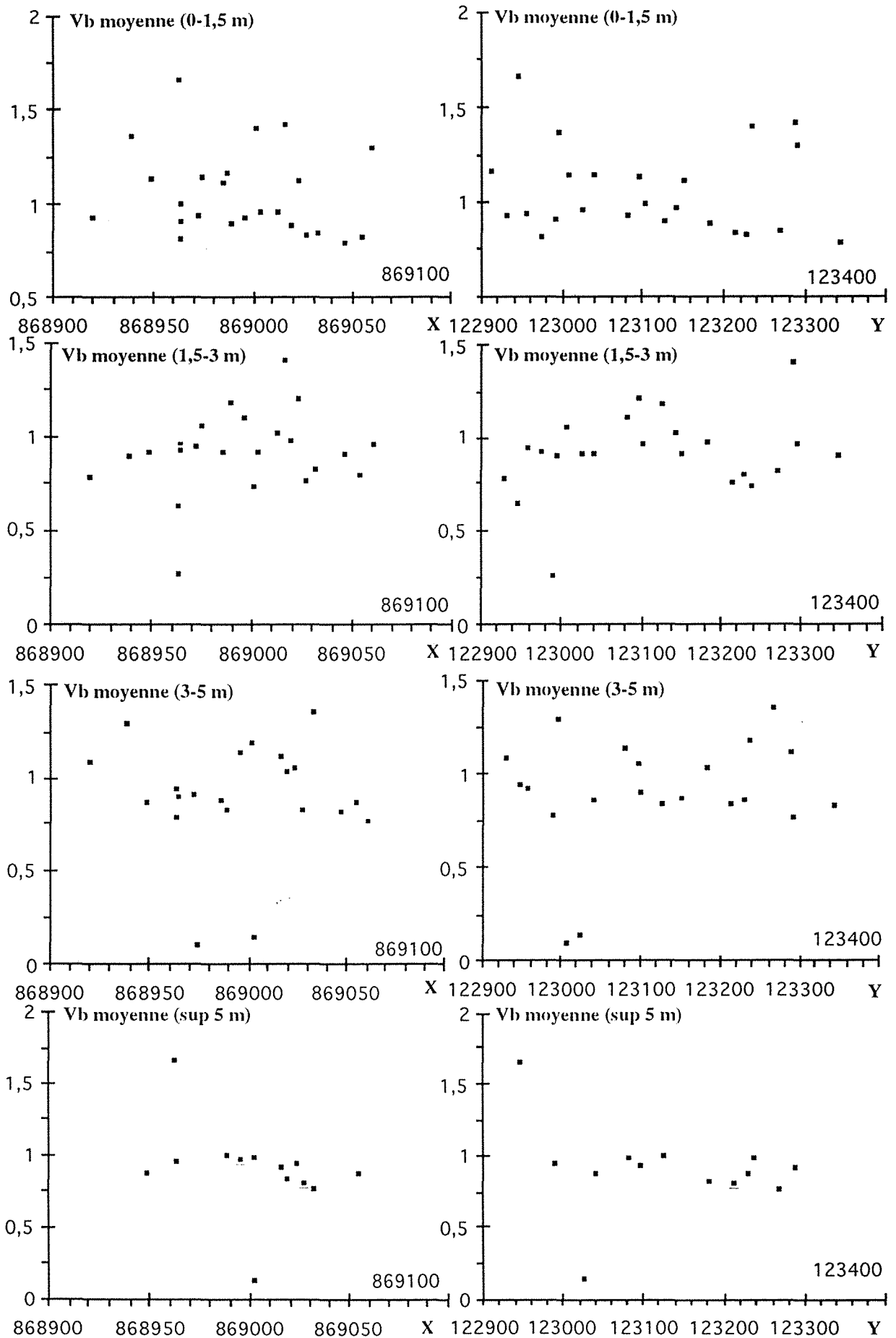


Fig. 3-54 - Vb moyenne (entre 0 et 1,5 m, 1,5 m à 3 m, 3 à 5 m et à plus de 5 m) en fonction des coordonnées X et Y.

Les courbes d'isovaleurs de la valeur au bleu moyenne sur la figure 3-55, montrent que la valeur moyenne de bleu sur l'ensemble du plan d'eau est égale à 1.

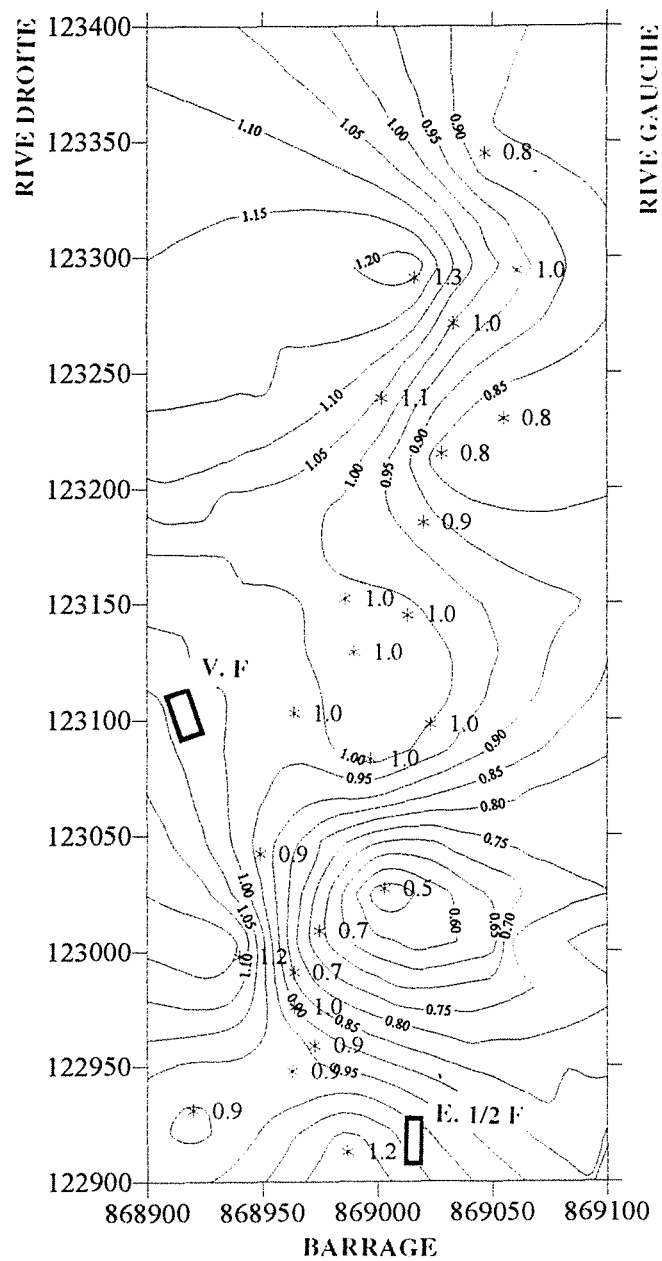


Fig. 3-55 - Courbes d'isovaleurs de la valeur au bleu moyenne.

d - Granulométrie

Le passing à 10 μm (0,01 mm) correspond à la limite entre un comportement de sol fin et celui d'un sol grossier, les moyennes du passing à 10 μm en fonction des coordonnées X et Y des sondages sont montrées sur les figures 3-56. On remarque que les moyennes sont inégalement réparties autour de la valeur de 70 %, avec une tendance à de fortes valeurs (jusqu'à 90%) pour les sondages implantés au pied du barrage et une prépondérance des faibles valeurs pour les sondages situés en amont du barrage (jusqu'à 42 %).

Il existe donc une tendance bien marquée à la diminution du passing lorsqu'on s'éloigne du barrage, les particules les plus grossières sédimentent à l'entrée de la retenue (diminution de la charge solide du Rhône). Quoi qu'il en soit, il ne semble pas possible de modéliser le comportement de la variable passing ni en fonction de X ni en fonction de Y (les coefficients de corrélation linéaires étant très faibles, $R = 0,13$ sur X et $0,02$ sur Y).

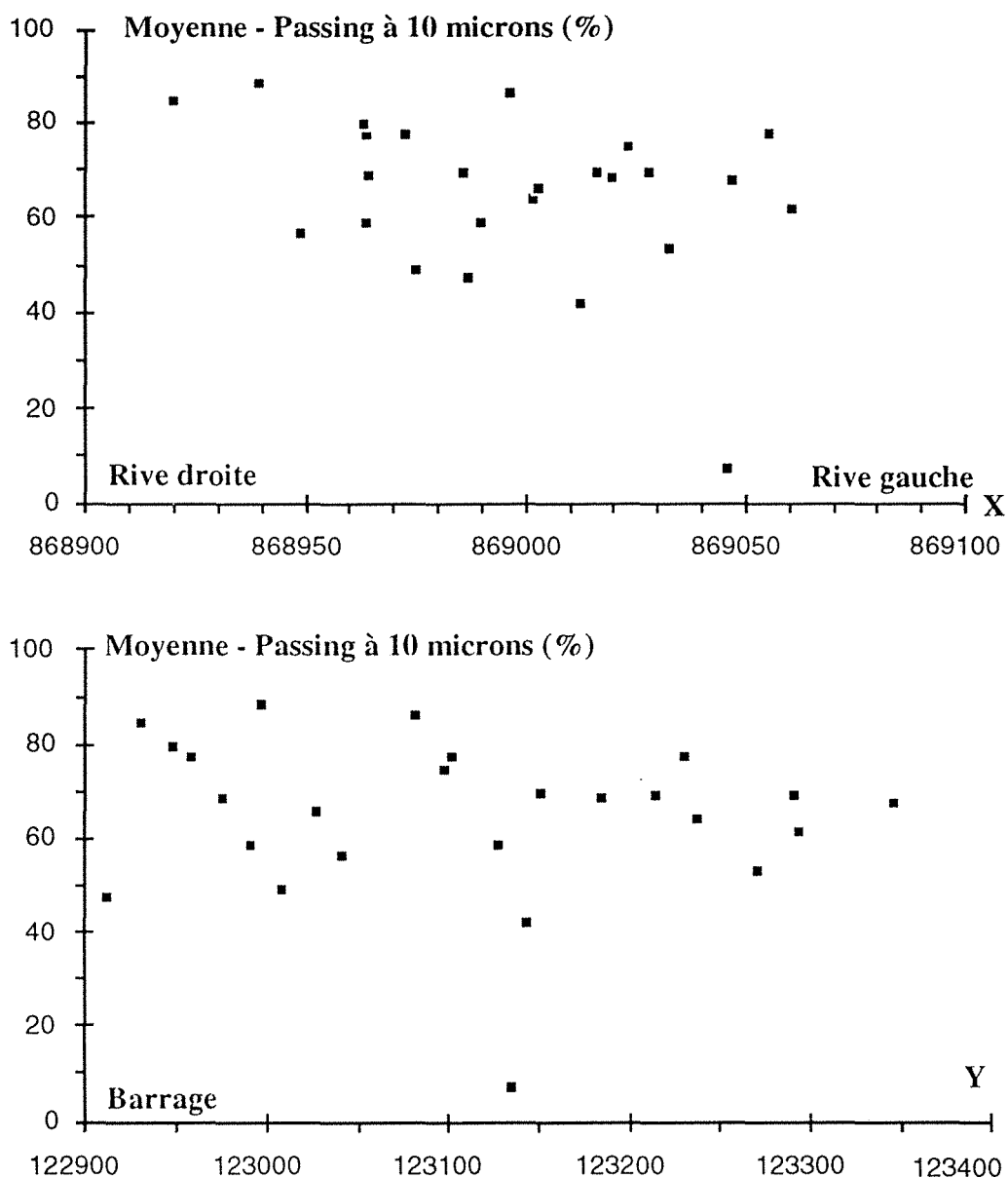


Fig. 3-56 - Moyenne du passing à $10 \mu\text{m}$ en fonction des coordonnées X et Y.

Enfin pour mieux connaître la variation spatiale de la granulométrie dans la retenue, nous nous sommes intéressés à la détermination d'autres passings : $0,08 \text{ mm}$ et 1 mm ; puis nous avons tracé les différentes courbes d'isovaleurs qui sont montrées sur les figures 3-57, 3-58 et 3-59. En comparant ces courbes, nous remarquons que la partie fine (sol fin) correspondant au passing à $80 \mu\text{m}$ ($0,08 \text{ mm}$) est prédominante dans toute la retenue ; seuls les sondages situés entre S6 et S7 ont mis en évidence des sols grossiers.

Le limon est le matériau dominant dans la retenue mais avec un pourcentage de sable plus au moins important dans chaque sondage. La zone la plus sableuse est située entre les sondages S22, S23, S24 et S25.

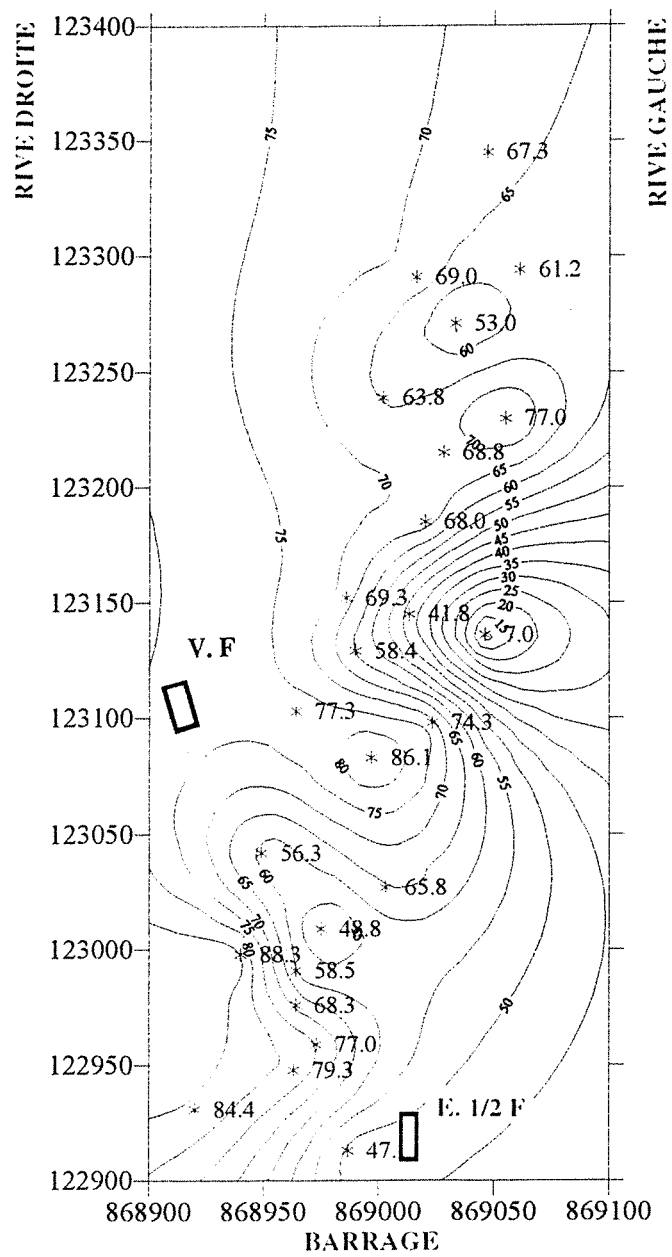


Fig. 3-57 - Courbes d'isovaleurs du passing moyen à 0,01 mm.

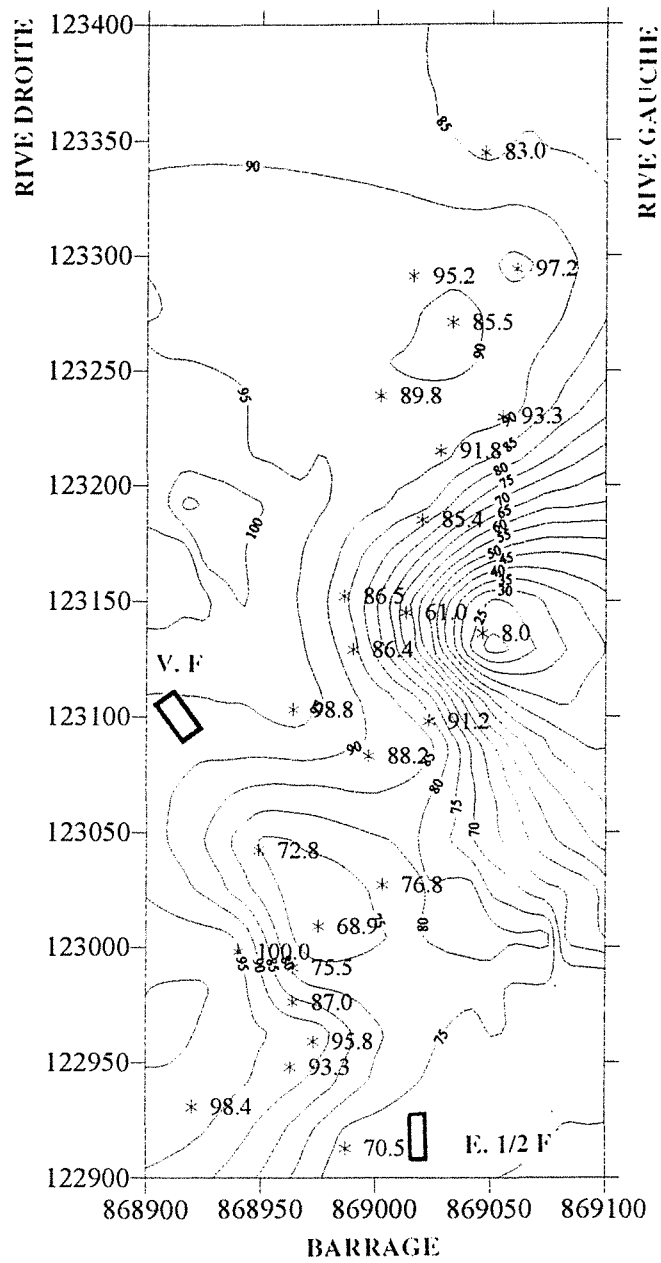


Fig. 3-58 - Courbes d'isovaleurs du passing moyen à 0,08 mm.

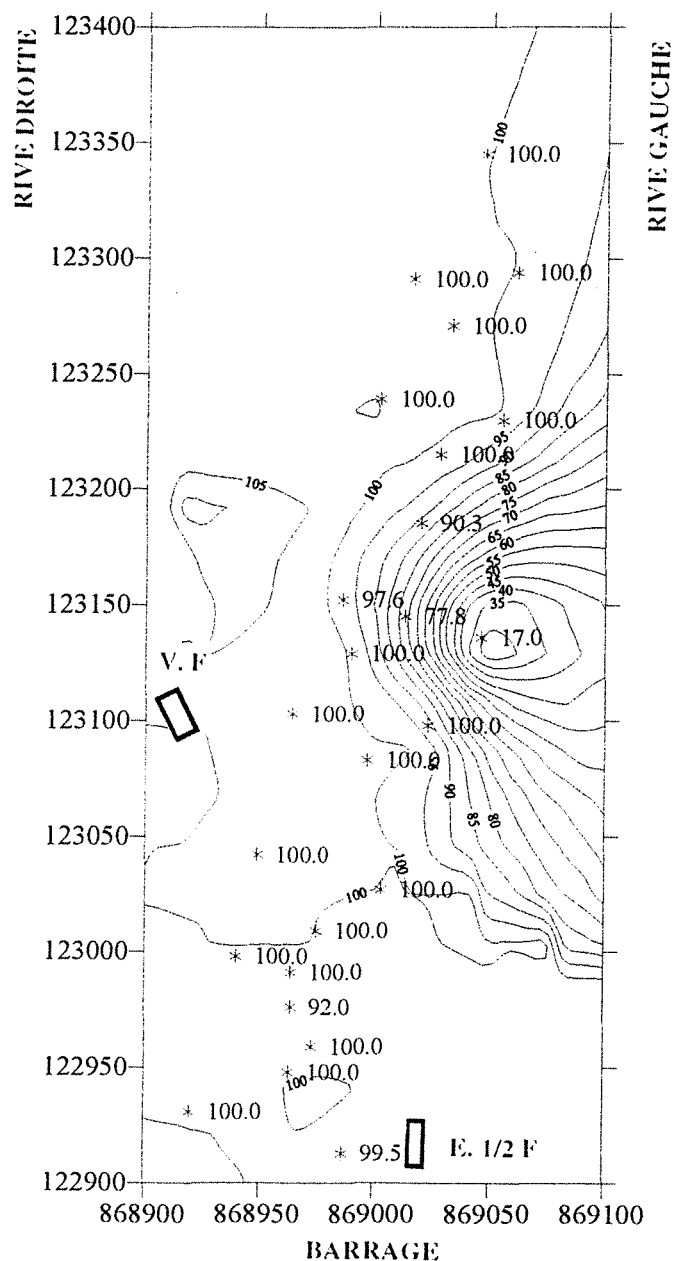


Fig. 3-59 - Courbes d'isovaleurs du passing moyen à 1 mm.

3.4.8 - Conclusion

On constate donc une grande variabilité des caractéristiques géomécaniques sur l'ensemble du domaine sondé.

Cependant, le zonage pressenti lors de l'étude des courbes d'isovaleurs (fig. 3-6 et 3-7) et des paramètres statistiques se confirme. On distingue donc :

- une zone amont (zone II) comprenant les sondages S11, S12, S13, S14 et S15 ; cette zone correspond à la partie du plan d'eau qui n'est pas modifiée par les épisodes de vidanges ;
- une zone centrale (zone III) comprenant deux sous-zones (sondages S1, S2, S3, S4, S5 et S6 d'une part {zone III (1)} et sondages S8, S9 et S10 d'autre part {zone III(2)}) ; cette zone située près de la bouche de vidange demi-fond est très perturbée par les phases de vidange ;

- une zone située au pied du barrage (zone I) comprenant les sondages S16, S17, S18, S19, S20, S21, S22, S23, S24 et S25 ; cette zone subit la double influence de la proximité du barrage (obstacle mécanique qui perturbe la sédimentation) et des dragages effectués ; la perturbation est très marquée dans cette zone.

Sur la figure 3-60, on donne le plan d'ensemble du barrage et les limites des zones définies.

Il faut aussi signaler les grandes tendances d'évolution des caractéristiques géomécaniques en fonction de l'éloignement du barrage : diminution des cohésions, des poids volumiques, des valeurs de bleu et du passing. L'interprétation proposée est une sédimentation différentielle des particules composant la charge solide du fleuve, les particules fines et argileuses venant se déposer préférentiellement dans la zone de pied de barrage qui forme un obstacle infranchissable.

Il est à noter que les données qui ont été analysées sont nettement perturbées par divers phénomènes propres à la retenue et aussi à la méthode du carottage (chapitre 2). Les phénomènes rencontrés sont les suivants :

- phénomènes spatiaux :

- influence des vidanges et des dragages sur la remobilisation des sédiments. Ce remaniement, très difficile à appréhender est présent surtout à proximité du barrage et s'atténue avec l'éloignement, il influe ainsi sur l'ensemble des données ;

- les courants solides pouvant apparaître sur le talus séparant une zone haute d'une zone basse. Ces talus de pente relativement faible, entraînent donc un mouvement postérieur au dépôt, d'où augmentation de la sensibilité par microfractures, et plus généralement, modifications des propriétés au niveau des sondages situés au bas de la pente ;

- phénomènes temporels :

- variations de la charge solide transportée par le Rhône. Ce paramètre est plus facile à appréhender. Il est grandement influencé par le cycle saisonnier, et éventuellement par les grandes crues décennales ou d'ordre supérieur ;

- variations du niveau d'eau, qui sa baisse a pour effet de remanier le talus des particules grossières. De plus, les crues fort chargées n'arrivant pas toujours à retenue pleine, les matériaux grossiers qu'elles transportent peuvent se déposer très loin à l'aval, voire même parfois, au pied du barrage. Ces variations peuvent avoir des causes différentes de celles des variations de charge du fleuve (lâcher de barrages par exemple).

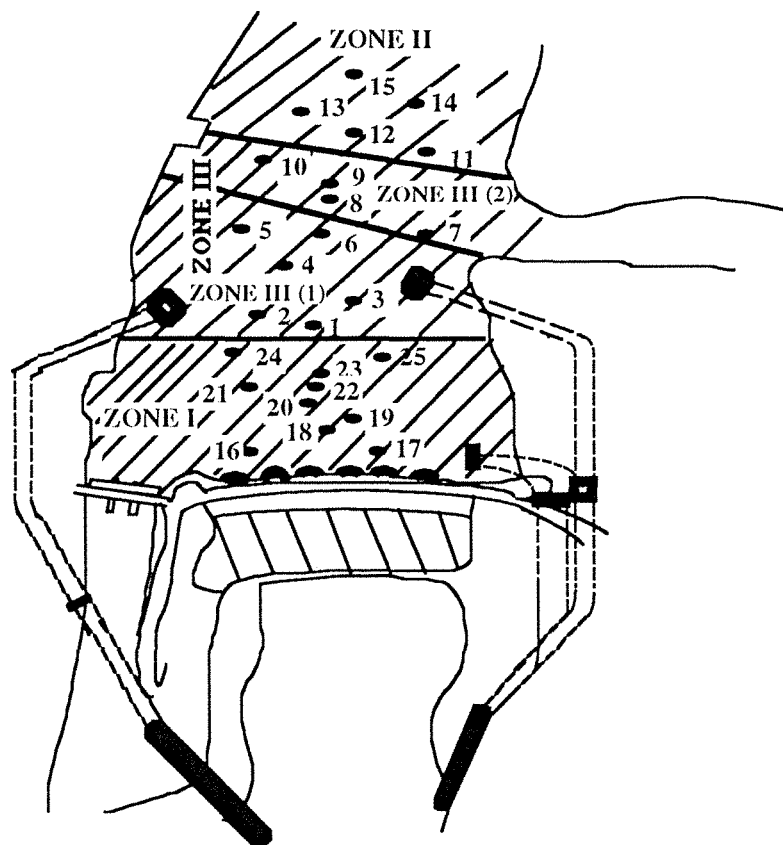


Fig. 3-60 - Plan d'ensemble du barrage et zones définies.

3.5 - Étude par zones

Le paramètre géomécanique essentiel dans une retenue de barrage envasé est la cohésion non drainée au pic ; nous avons tracé la variation de ce paramètre en fonction des coordonnées X et Y, pour respectivement les zones I, II, III, III (1) et III (2) ; c'est ce que nous montrons sur les figures 3-61 (1) à 3-61 (5) et 3-62 (1) à 3-62 (5).

Les figures 3-61 (1) à 3-62 (5) font apparaître que les sondages se trouvant près de la rive droite montrent une fluctuation aléatoire des valeurs d'un sondage à l'autre (zone I) ; par contre pour les sondages se trouvant dans la zone III, les valeurs de la cohésion moyenne semblent évoluer avec l'abscisse X (lorsqu'on s'approche de la rive gauche, la cohésion moyenne diminue).

Sur les figures 3-62 (1) à 3-62 (5), on retrouve de fortes valeurs de la cohésion moyenne au pied du barrage (zone I), mais en règle générale la cohésion moyenne diminue lorsqu'on s'éloigne du barrage. Dans la zone proche (zone I), les valeurs observées oscillent entre 3,5 et 8 kPa ; pour les sondages de la zone centrale (zone III), on remarque une diminution des valeurs de 5 à 3 kPa et enfin pour la zone amont (zone II), on constate également une diminution des valeurs de 4 à 2,5 kPa.

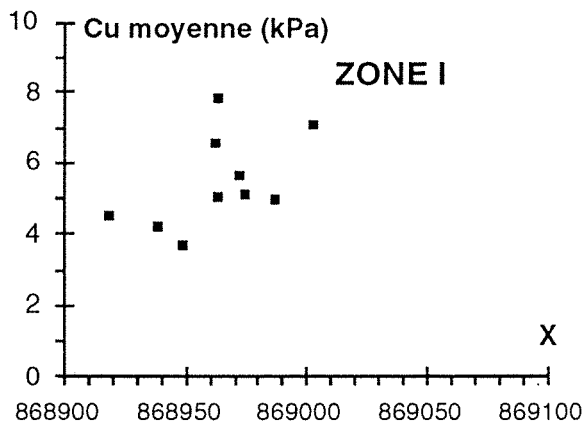


Fig. 3-61 (1) - Cu moyenne en fonction de X (zone I).

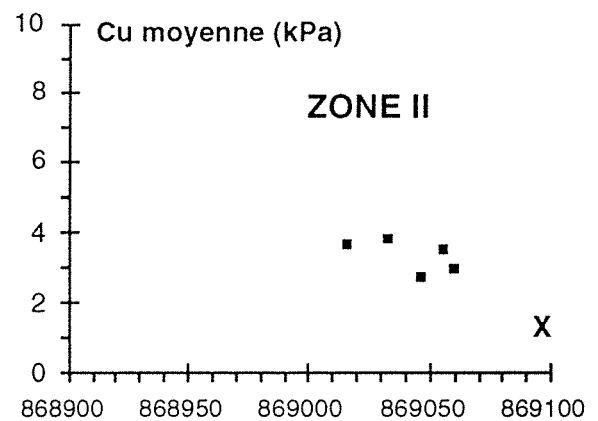


Fig. 3-61 (2) - Cu moyenne en fonction de X (zone II).

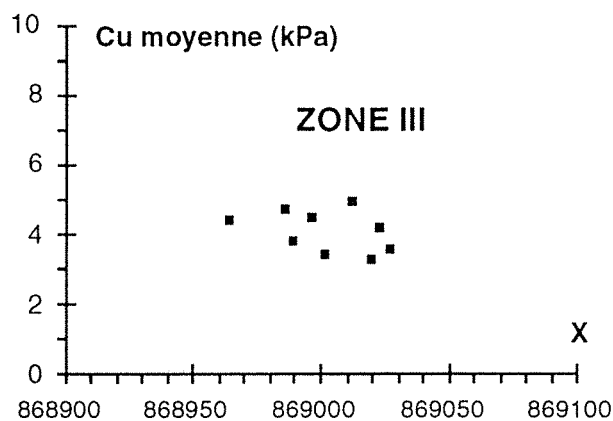


Fig. 3-61 (3) - Cu moyenne en fonction de X (zone III).

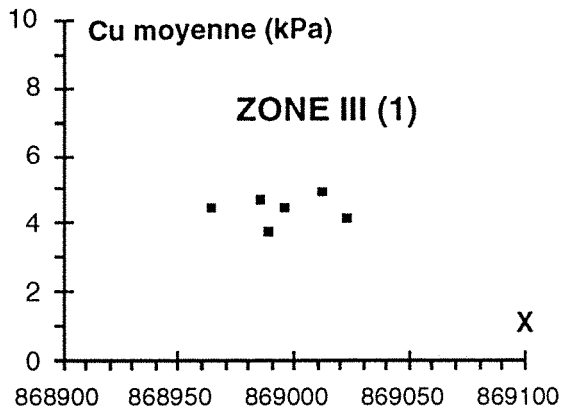


Fig. 3-61 (4) - Cu moyenne en fonction de X {zone III (1)}.

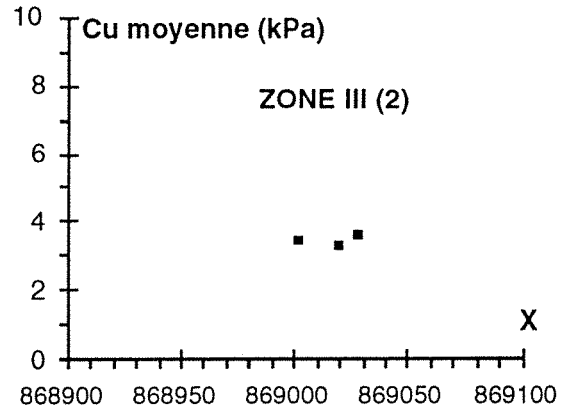


Fig. 3-61 (5) - Cu moyenne en fonction de X {zone III (2)}.

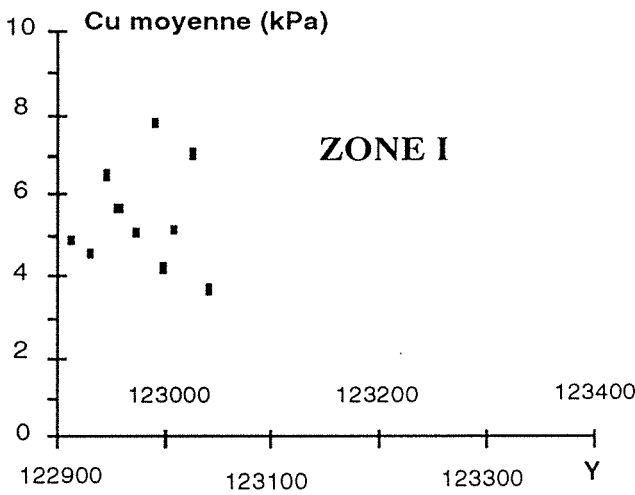


Fig. - 3-62 (1) - Cu moyenne en fonction de Y (zone I).

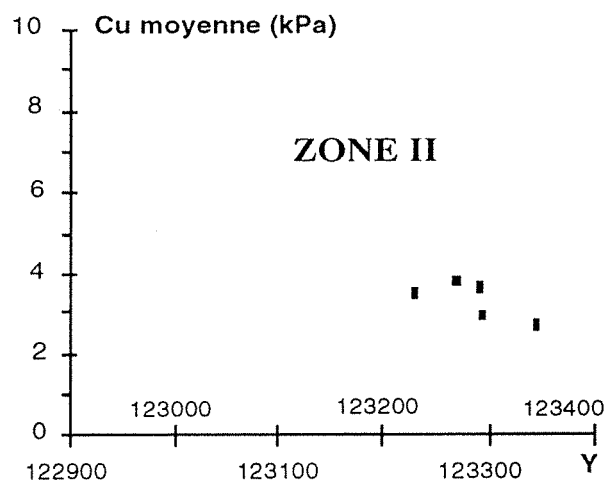


Fig. - 3-62 (2) - Cu moyenne en fonction de Y (zone II).

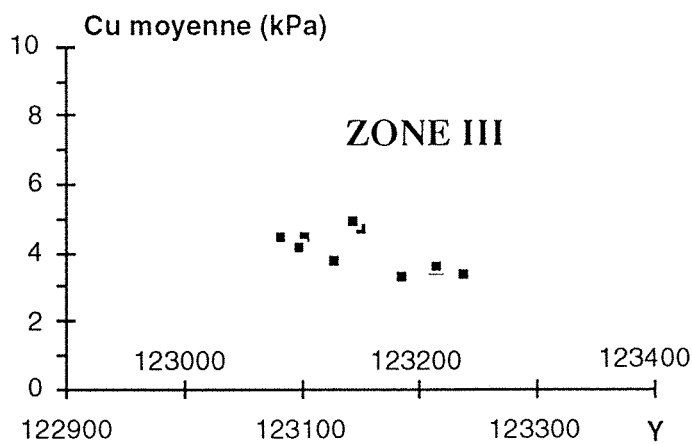


Fig. 3-62 (3) - Cu moyenne en fonction de Y (zone III).

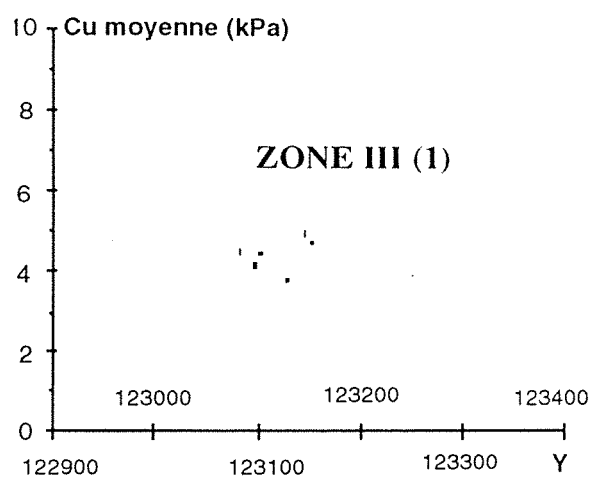


Fig. - 3-62 (4) - Cu moyenne en fonction de Y {zone III (1)}.

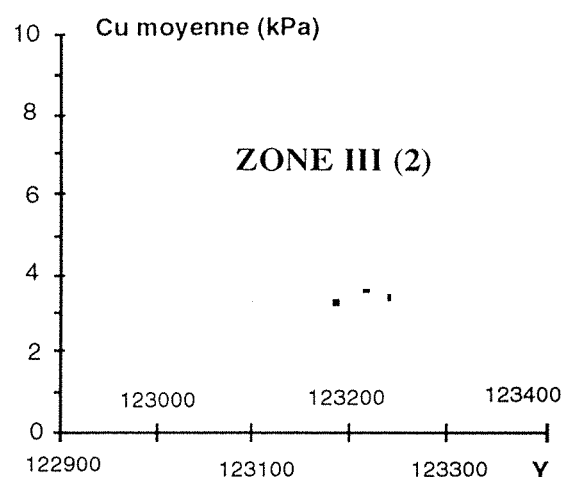


Fig. - 3-62 (5) - Cu moyenne en fonction de Y {zone III (2)}.

3.6 - Analyse des variations linéaires des propriétés géomécaniques en fonction de la profondeur et par zones

Nous avons limité nos investigations aux grandeurs les plus caractéristiques et significatives.

3.6.1 - Cohésion-profondeur

Pour chacune des trois zones (paragraphe 3.4.8 et fig. 3-60) définies en fonction de la variabilité des caractéristiques géotechniques, on peut proposer des relations Cu-Z. Le tableau 3-XIII résume la répartition des différents comportements dans la retenue.

Zone	Cu = aZ + b	Coefficient de corrélation (R)	Valeur de la cohésion à la profondeur Z	
			Z (m)	Cu (kPa)
I	Cu = 2,45 + 1,25 Z	0,35	1	3,70
			3	6,20
			5	8,70
II	Cu = 1,24 + 0,71 Z	0,58	1	1,95
			3	3,37
			5	4,79
III	Cu = 1,30 + 0,96 Z	0,41	1	2,26
			3	4,18
			5	6,10
III (1)	Cu = 1,07 + 1,16 Z	0,47	1	2,23
			3	4,55
			5	6,87
III(2)	Cu = 1,66 + 0,56 Z	0,43	1	2,22
			3	3,34
			5	4,46

Tableau 3-XIII - Relations entre la cohésion intacte au pic Cu et la profondeur Z, par zones.

En prenant en considération la profondeur d'eau P_e (voir tableau 3-II), on a voulu vérifier si la forme $C_u = a Z + b$ donnait des valeurs plus fortes du coefficient de corrélation. Dans le tableau 3-XIV, on résume les différentes équations avec les coefficients de corrélation (on a pris la profondeur d'eau du sondage S24 comme niveau initial pour les autres sondages).

Sondage	$C_u = a Z + b$ ($y = C_u$ et $x = Z$)	coefficient de corrélation R
S1	$y = 7,2162 + 0,40685 x$	0,75
S2	$y = 8,8870 + 0,60501 x$	0,67
S3	$y = 6,6219 + 0,54213 x$	0,88
S4	$y = 20,439 + 0,43205 x$	0,29
S5	$y = 17,809 + 0,34314 x$	0,85
S6	$y = 18,419 + 0,23938 x$	0,54
S8	$y = 9,0689 + 0,59719 x$	0,20
S9	$y = 5,9797 + 0,87108 x$	0,44
S10	$y = 4,8237 + 0,85997 x$	0,81
S11	$y = 6,9973 + 0,76506 x$	0,74
S12	$y = 6,1897 + 0,74876 x$	0,35
S13	$y = 3,6497 + 0,78280 x$	0,64
S14	$y = 2,9992 + 1,1881 x$	0,78
S15	$y = 4,1082 + 0,98785 x$	0,60
S16	$y = 2,7840 + 0,56719 x$	0,54
S17	$y = 6,4678 - 2 x$	0,70
S18	$y = 14,020 + 0,28304 x$	0,53
S19	$y = 13,792 + 0,23072 x$	0,10
S20	$y = 18,976 - 0,15673 x$	0,12
S21	$y = 9,1477 - 0,20226 x$	0,10
S22	$y = 12,495 + 0,38188 x$	0,67
S23	$y = 4,9935 + 0,42851 x$	0,59
S24	$y = 0,9464 + 1,4092 x$	0,78
S25	$y = 2,3165 + 0,31003 x$	0,67

Tableau 3-XIV - Corrélation entre la cohésion intacte au pic C_u et la profondeur Z du sondage additionnée à la profondeur d'eau.

On constate dans ce cas que les coefficients de corrélation sont faibles par rapport à ceux du tableau 2-VII (chapitre 2), donc la profondeur d'eau n'améliore pas la validité des modèles linéaires.

3.6.2 - Teneur en eau naturelle-profondeur

Les variables ω_i et Z sont peu corrélées (annexe 1 et paragraphe 2-7). Il semble donc que la teneur en eau soit grandement influencée par une grandeur physique ne dépendant pas de la profondeur, comme éventuellement les dragages du fond du barrage remaniant profondément la structure des sédiments ou l'évacuation de ces derniers par l'ouverture des vidanges de fond ou de demi-fond. On peut aussi penser à des cycles saisonniers correspondant à des apports de sédiments de types différents, et contribuant ainsi à une grande variabilité de la teneur en eau sur une même verticale.

3.6.3 - Cohésion résiduelle-profondeur

En fonction du zonage défini, on peut proposer des relations entre la cohésion résiduelle et la profondeur (tableau 3-XV).

Zone	Crés = a Z + b	Coefficient de corrélation
I	Crés = 0,24 Z + 1,23	0,13
II	Crés = 0,23 Z + 0,49	0,53
III	Crés = 0,33 Z + 0,70	0,42
III (1)	Crés = 0,40 Z + 0,62	0,49
III (2)	Crés = 0,19 Z + 0,82	0,42

Tableau 3-XV - Relations entre cohésion résiduelle et profondeur, par zones.

C'est seulement dans la zone I que l'on trouve un coefficient de corrélation faible entre la cohésion résiduelle et la profondeur Z ; ceci confirme la perturbation relative à cette zone.

3.6.4 - Cohésion remaniée-profondeur

De même, en fonction du zonage défini, on peut proposer des relations entre la cohésion remaniée et la profondeur (tableau 3-XVI).

Zone	Crem = a Z + b	Coefficient de corrélation
I	Crem = 0,55 Z + 2,15	0,26
II	Crem = 0,59 Z + 0,97	0,61
III	Crem = 0,57 Z + 1,85	0,20
III (1)	Crem = 0,66 Z + 1,99	0,31
III (2)	Crem = 0,46 Z + 1,18	0,40

Tableau 3-XVI - Relations entre cohésion remaniée et profondeur, par zones.

3.6.5 - Indice de liquidité-profondeur

En regroupant plusieurs sondages définissant chaque zone, on espérait retrouver des tendances de relation II-Z bien corrélée ; ce qui n'est pas le cas, comme cela est montré dans le tableau 3-XVII.

Zone	relation simple	coefficient de corrélation	relation logarithmique	coefficient de corrélation
I	II= - 0,31 Z + 1,95	0,18	II = - 1,17 Log Z + 1,46	0,20
II	II= - 0,39 Z + 3,47	0,18	/	/
III	II= - 0,46 Z + 3,00	0,10	/	/
III (1)	II= - 0,45 Z + 2,97	0,10	/	/
III (2)	II= - 0,55 Z + 3,25	0,10	II= - 0,79 Log Z + 2,51	0,10

Tableau 3-XVII - Types de relation de comportement entre l'indice de liquidité II et la profondeur, par zones.

3.7 - Analyses de corrélation entre variables

3.7.1 - Analyse en composantes principales (ACP)

Nous avons regroupé les principales propriétés géomécaniques à la même profondeur pour tous les sondages ; puis nous avons effectué une analyse en composantes principales (ACP), afin de déterminer les couples de variables en relation directe l'une avec l'autre. L'ACP est la méthode de base de l'analyse des données. Elle permet de s'intéresser à la structure d'ensemble des individus observés sans chercher à en déduire des lois valables pour la population dont ils sont issus ; elle se rapproche en cela de la statistique descriptive.

3.7.2 - Résultats de l'ACP

Le tableau 3-XVIII représente la solution orthogonale dans l'espace de l'ensemble des variables suivant trois facteurs 1, 2 et 3. La matrice de corrélation est montrée dans le tableau 3-XIX et permet de représenter les variables dans les plans factoriels 1, 2 et 3 (fig. 3-63, 3-64 et 3-65). L'étude de la matrice de corrélation de tous les sondages permet d'affirmer que certaines variables sont reliées entre elles ; Cu et Crés ($R = 0,79$), Cu et Crem ($R = 0,55$), Crés et Crem ($R = 0,76$), ω_i et γ_h ($R = 0,71$). Cette forte valeur positive du coefficient de corrélation montre que les deux variables varient dans le même sens (quand l'une baisse l'autre baisse, quand l'une croît l'autre croît) et que la relation entre les deux est linéaire.

	Facteur1	Facteur2	Facteur3
Z (m)	,502	-,255	,075
Cu (kPa)	,940	-,274	-,143
Crés (kPa)	,875	,020	,284
ω_i (%)	-,203	,797	1,245E-4
Crem (kPa)	,679	-,020	,614
γ_h (kN/m ³)	,074	-,861	,189
Vb (cm ³ /g)	,096	,686	,330

Tableau 3-XVIII - Solution orthogonale de l'ensemble des variables.

	Z (m)	Cu (kPa)	Crés (kPa)	ω_i (%)	Crem (kPa)	γ_h (kN/m ³)	Vb (cm ³ /g)
Z (m)	1	,52	,45	-,31	,43	,24	-,14
Cu (kPa)	,52	1	,79	-,42	,55	,28	-,14
Crés (kPa)	,45	,79	1	-,16	,76	,12	,21
ω_i (%)	-,31	-,42	-,16	1	-,15	-,71	,51
Crem (kPa)	,43	,55	,76	-,15	1	,18	,25
γ_h (kN/m ³)	,24	,28	,12	-,71	,18	1	-,52
Vb (cm ³ /g)	-,14	-,14	,21	,51	,25	-,52	1

Tableau 3-XIX - Matrice de corrélation sur l'ensemble des variables.

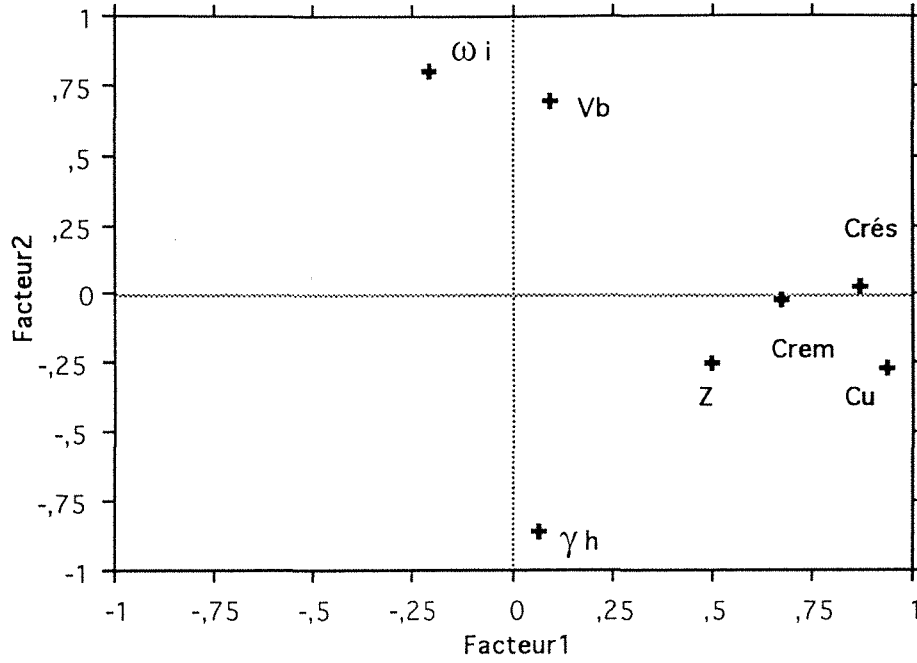


Fig. 3-63 - ACP - Représentation des variables dans les plans factoriels 1 et 2.

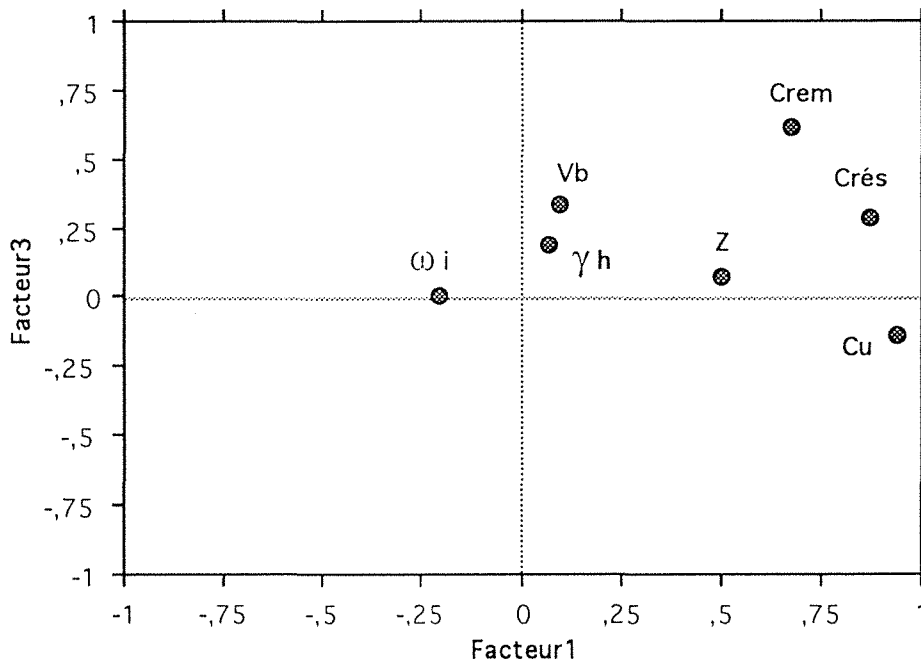


Fig. 3-64 - ACP - Représentation des variables dans les plans factoriels 1 et 3.

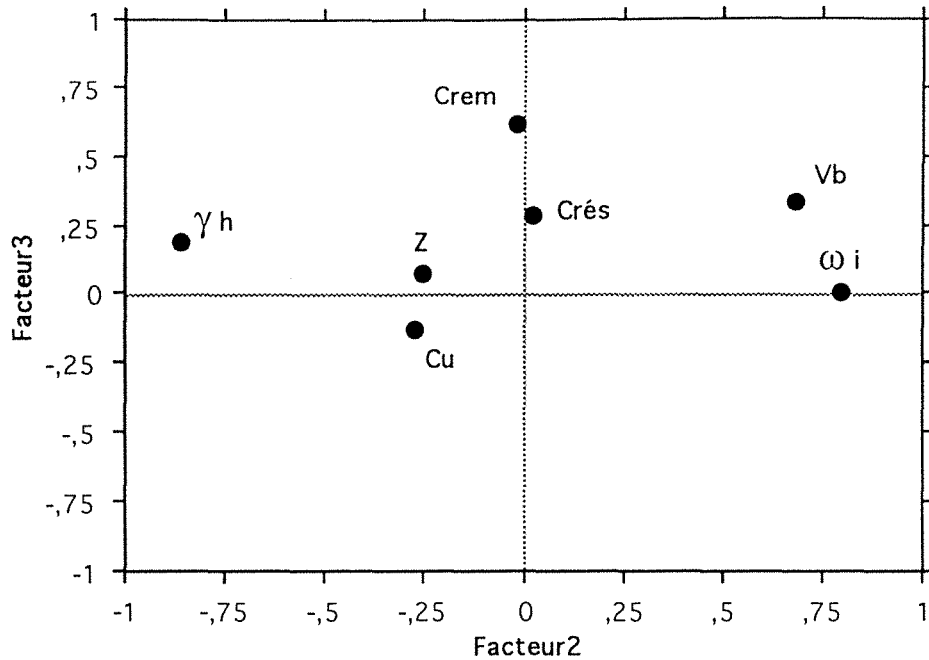


Fig. 3-65 - ACP - Représentation des variables dans les plans factoriels 2 et 3.

3.7.3 - Cohésion au pic - cohésion résiduelle - cohésion remaniée

Dans chacune des zones définies précédemment, on peut proposer des relations entre d'une part la cohésion intacte et la cohésion résiduelle ; et d'autre part la cohésion intacte et la cohésion remaniée (tableau 3-XXI). On remarque que les couples de variables Cu-Crés et Cu-Crem sont bien corrélés linéairement.

Zone	$Cu = a \text{ Crés} + b$	coefficient de corrélation	$Cu = a \text{ Crem} + b$	coefficient de corrélation
I	$Cu = 2,18 \text{ Crés} + 1,64$	0,46	$Cu = 1,40 \text{ Crem} + 0,32$	0,71
II	$Cu = 2,58 \text{ Crés} + 0,34$	0,74	$Cu = 1,13 \text{ Crem} + 0,32$	0,77
III	$Cu = 2,73 \text{ Crés} - 0,49$	0,88	$Cu = 1,18 \text{ Crem} - 2,01$	0,73
III (1)	$Cu = 2,76 \text{ Crés} - 0,54$	0,89	$Cu = 1,24 \text{ Crem} - 0,33$	0,72
III (2)	$Cu = 2,57 \text{ Crés} - 0,23$	0,76	$Cu = \text{Crem} + 0,67$	0,83

Tableau 3-XXI - Relations entre cohésion au pic et respectivement la cohésion résiduelle et la cohésion remaniée, par zones.

Par contre, la sensibilité définie comme le rapport entre cohésion au pic et cohésion remaniée varie dans de faibles limites entre 0,5 et 2,5 (fig. 3-66)

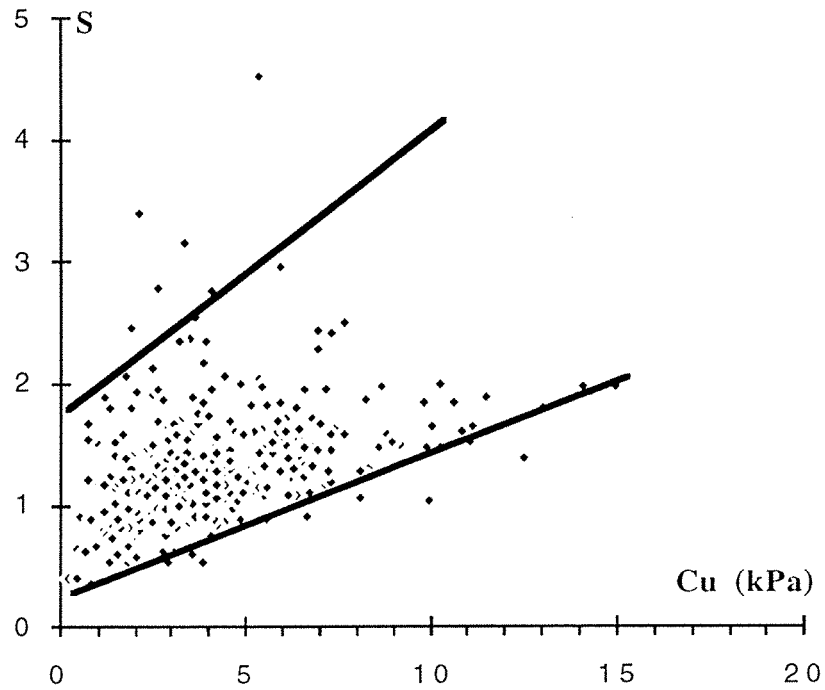


Fig. 3-66 - Valeurs de la sensibilité S en fonction de la cohésion au pic C_u .

Essayons maintenant de voir s'il existe réellement une relation entre la sensibilité et la cohésion au pic, et ceci suivant les zones. Si l'on analyse les valeurs zone par zone, on obtient en général une faible corrélation entre les variables S et C_u , comme cela est représenté sur la figure 3-67 et montré dans le tableau 3-XXII.

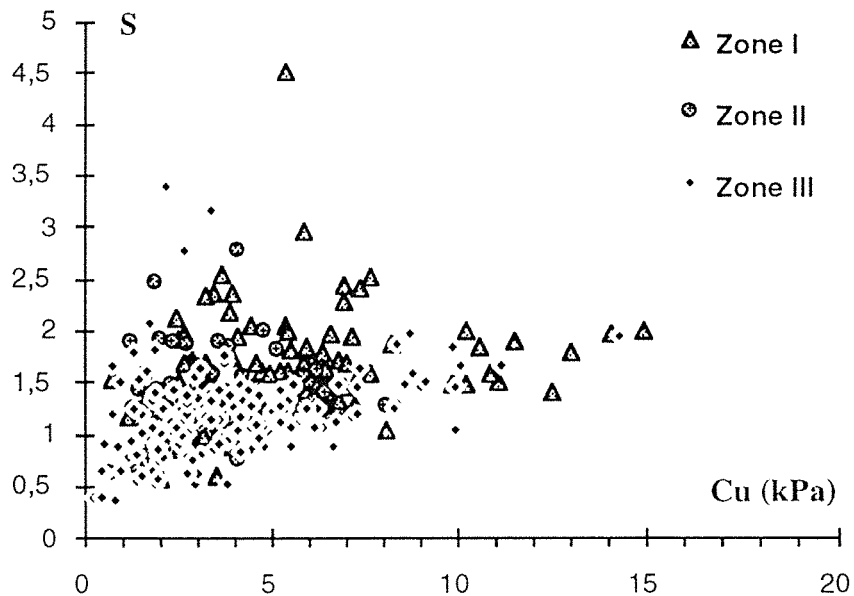


Fig. 3-67 - Valeur de la sensibilité S en fonction de la cohésion au pic C_u pour les trois zones.

Zone	$S = a Cu + b$	coefficient de corrélation
I	$S = - 2 Cu + 1,27$	0,12
II	$S = - 2 Cu + 1,15$	0,06
III	$S = - 2 Cu + 0,96$	0,23
III (1)	$S = - 2 Cu + 0,71$	0,36
III (2)	$S = - 2 Cu + 1,27$	0,01

Tableau 3-XXII - Relations entre cohésion au pic et sensibilité, par zones.

3.7.4 - Relation entre cohésion non drainée et indice de liquidité

Essayons toujours de vérifier s'il existe une bonne corrélation pour la relation (Cu-II) et (Crem-II) en fonction des zones. On remarque que les coefficients de corrélation sont relativement faibles et les tendances de relation (Cu-II) et (Crem-II) sont plus ou moins nettes (voir tableau 3-XXIII et tableau 3-XXIV).

Zone	Relation simple	coefficient de corrélation	Relation logarithmique	coefficient de corrélation
I	$\Pi = - 0,18 Cu + 2,13$	0,18	$\Pi = - 2,70 \text{ Log Cu} + 2,93$	0,31
II	$\Pi = - 0,18 Cu + 2,10$	0,20	$\Pi = - 3,63 \text{ Log Cu} + 3,67$	0,17
III	$\Pi = - 0,61 Cu + 3,95$	0,26	$\Pi = - 1,76 \text{ Log Cu} + 2,10$	0,33
III (1)	$\Pi = - 0,21 Cu + 2,04$	0,28	$\Pi = - 1,76 \text{ Log Cu} + 2,10$	0,35
III (2)	$\Pi = - 0,21 Cu + 1,98$	0,12	$\Pi = - 1,67 \text{ Log Cu} + 2,06$	0,17

Tableau 3-XXIII - Relations entre l'indice de liquidité et la cohésion au pic, par zones.

Zone	Relation simple	coefficient de corrélation	Relation logarithmique	coefficient de corrélation
I	/	/	/	/
II	$\Pi = - 0,76 \text{ Crem} + 4,48$	0,22	$\Pi = - 3,39 \text{ Log Crem} + 3,67$	0,14
III	$\Pi = - 0,34 \text{ Crem} + 2,39$	0,30	$\Pi = - 2,39 \text{ Log Crem} + 2,37$	0,38
III (1)	$\Pi = - 0,34 \text{ Crem} + 2,45$	0,33	$\Pi = - 2,59 \text{ Log Crem} + 2,51$	0,43
III (2)	$\Pi = - 0,45 \text{ Crem} + 2,48$	0,25	$\Pi = - 2,03 \text{ Log Crem} + 2,07$	0,22

Tableau 3-XXIV - Relations entre l'indice de liquidité et la cohésion remaniée, par zones.

3.7.5 - Relation entre teneur en eau et cohésion

La figure 3-68 montre pour l'ensemble des sondages de la retenue les valeurs de la cohésion non drainée dans l'état intact et de la teneur en eau. On remarque qu'on peut retenir deux types de relations, la première relation est linéaire et la seconde logarithmique ; on obtient en moyenne une augmentation de Cu lorsque ω_i diminue. Cependant, les coefficients de corrélation sont relativement faibles et ceci s'explique par les variations assez brusques de la lithologie des sondages.

- relation linéaire : $\omega_i = - 1,51 Cu + 54,53$ (R = 0,18)

- relation logarithmique : $\omega_i = - 17,82 \text{ Log Cu} + 57,77$ (R = 0,26)

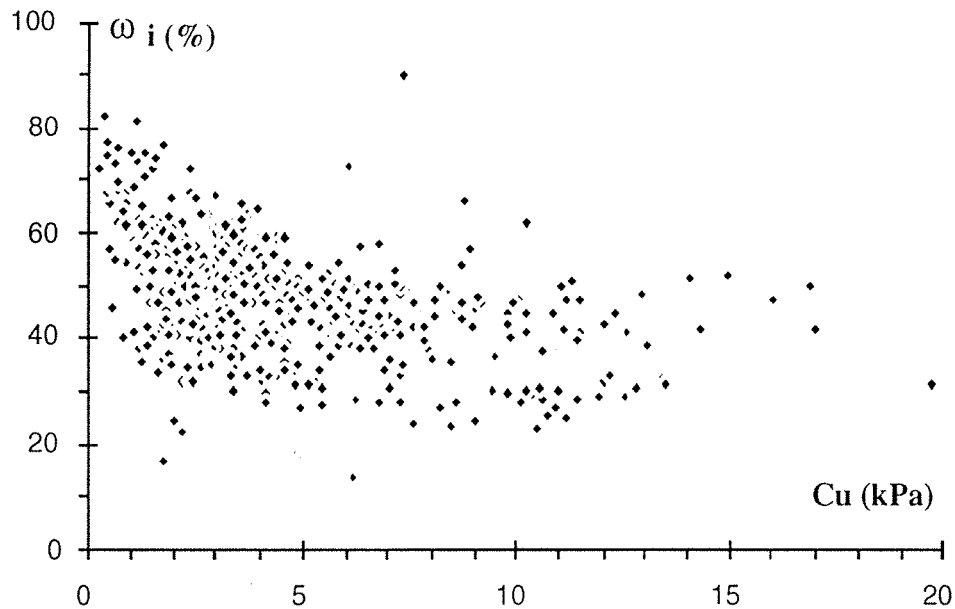


Fig. 3-68 - Valeur de la teneur en eau ω_i en fonction de la cohésion au pic Cu.

De la même façon, on peut proposer des relations (ω_i -Cu) pour chaque zone (voir tableau 3-XXVI).

Zone	Relation simple	coefficient de corrélation	Relation logarithmique	coefficient de corrélation
I	$\omega_i = - 1,40 \text{ Cu} + 52,63$	0,17	$\omega_i = - 20,71 \text{ Log Cu} + 58,88$	0,23
II	$\omega_i = - 2,04 \text{ Cu} + 56,90$	0,13	$\omega_i = - 17,60 \text{ Log Cu} + 58,44$	0,19
III	$\omega_i = - 1,84 \text{ Cu} + 55,15$	0,13	$\omega_i = - 13,71 \text{ Log Cu} + 55,44$	0,15
III (1)	$\omega_i = - 1,25 \text{ Cu} + 54,54$	0,13	$\omega_i = - 15,05 \text{ Log Cu} + 56,94$	0,27
III (2)	$\omega_i = - 12,8 \text{ Cu} + 54,26$	0,13	$\omega_i = - 14,80 \text{ Log Cu} + 56,58$	0,24

Tableau 3-XXVI - Relations entre teneur en eau et cohésion au pic, par zones.

Si l'on analyse sondage par sondage la relation Cu- ω_i , on trouve pour les sondages S6, S21 et S25 des coefficients de corrélation entre 0,5 et 0,7 pour les deux types de relation. Cependant, pour les autres sondages, la relation Cu- ω_i donne des coefficients de corrélation variant entre 0,1 et 0,5 ; ce qui signifie que pour la moitié des sondages (S2, S4, S9, S10, S11, S12, S15, S16, S17, S18, S22, S24) la cohésion non drainée intacte ne semble pas dépendre de façon simple de la teneur en eau.

3.7.6 - Recherche d'autres formes de corrélations entre variables

Les figures suivantes 3-69, 3-70 et 3-71 confirment l'existence d'une relation entre les variables, mais les coefficients de corrélation sont relativement faibles.

Dans l'ensemble de la retenue le rapport Cu/Crés est égal en moyenne à 2,5 pour une valeur au bleu qui varie entre 0,5 et 1,5 ; on remarquera une tendance à la diminution de Vb quand le rapport Cu/Crés croît (fig. 3-69).

Sur la figure 3-70 on voit que la valeur au bleu tend à augmenter quand le poids volumique humide diminue.

Par contre, sur la figure 3-71, la teneur en eau augmente avec l'argilosité du matériau.

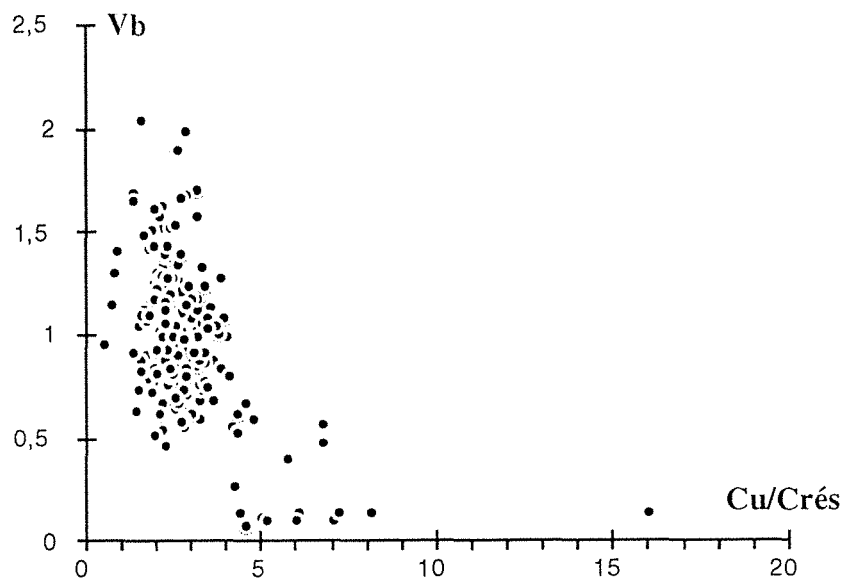


Fig. 3-69 - Relation entre la valeur au bleu et le rapport Cu/Crés.

La relation V_b -Cu/Crés est la suivante : $V_b = 1,28 - 0,12 \text{ Cu/Crés}$ ($R = 0,23$)

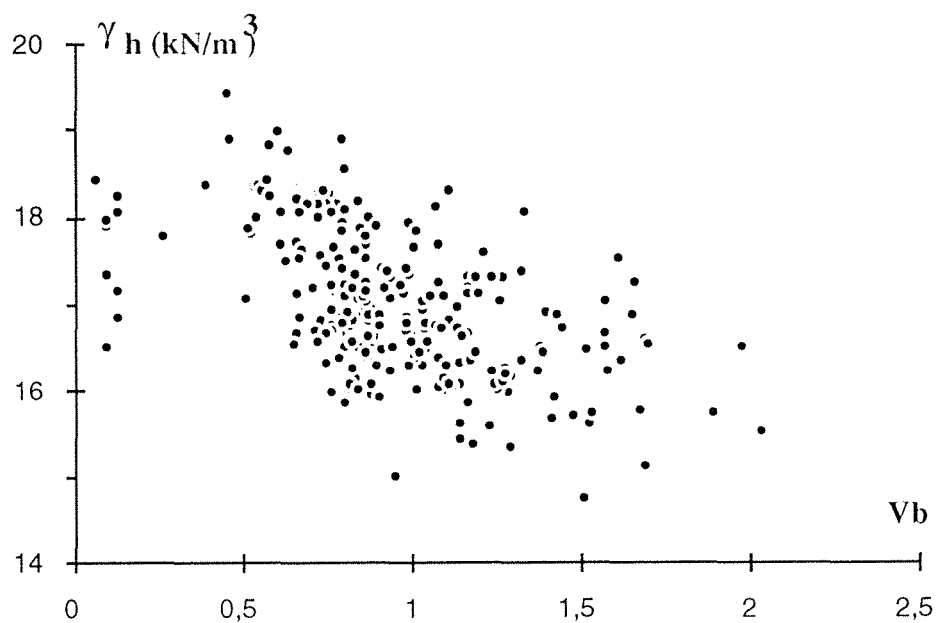


Fig. 3-70 - Relation entre la valeur au bleu et le poids volumique humide.

La relation γ_h - V_b est la suivante : $\gamma_h = 18,16 - 1,24 V_b$ ($R = 0,27$)

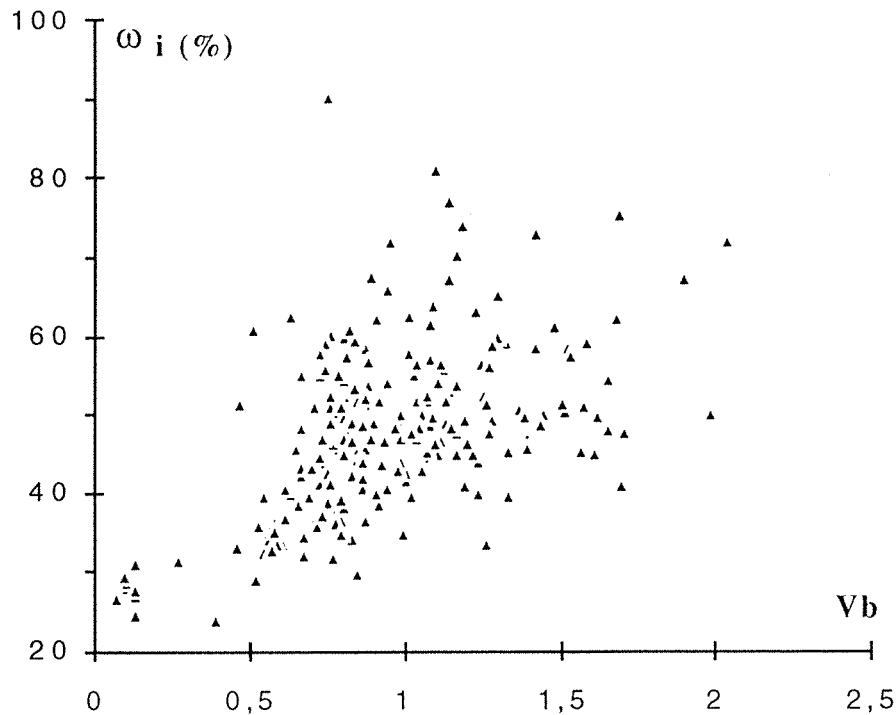


Fig. 3-71 - Relation entre la valeur au bleu et la teneur en eau.

Les relations ω_i - V_b sont les suivantes : $\omega_i = 33,53 + 15,49 V_b$ ($R = 0,26$)

$$\omega_i = 49,76 + 24,71 \text{ Log } V_b \quad (R = 0,29)$$

3.8 - Conclusions

Nous concluons cette partie de notre étude en remarquant que les données expérimentales ne valident pas toujours les relations empiriques classiques, car dans notre cas les mesures des différentes propriétés ne sont pas réalisées exactement à la même profondeur, et l'hétérogénéité verticale entraîne une dispersion dans les corrélations éventuelles.

Pour une première application, nous avons comparé les propriétés géomécaniques des sondages afin de voir si réellement il existe une explication qui pourrait être fonction de la position des sondages et de la géométrie de dépôt des sédiments. Ces différentes voies explorées ne dégagent aucune tendance claire. Car, d'une part les données sont influencées par les vidanges et les dragages ; et d'autre part par les variations de la charge solide transportée par le Rhône.

Une première étude des graphes obtenus nous a permis de proposer des tendances réelles de la variation des paramètres avec l'éloignement du barrage. Le découpage à l'application en plusieurs tranches de profondeur (0 à 1,5 m ; 1,5 à 3 m ; 3 à 5 m et supérieure à 5 m) nous a aidé dans notre recherche. On a remarqué que le plus souvent, dans la tranche entre 3 et 5 m de profondeur, on obtient une dispersion importante des valeurs des propriétés géomécaniques. Cependant, pour la profondeur supérieure à 5 m, on arrive à dégager de tendances réelles de la variation des propriétés géomécaniques en fonction des coordonnées X et Y.

Nous avons pu estimer à l'aide du logiciel SURFER, les valeurs des propriétés géomécaniques en n'importe quel point de la retenue. L'étude des courbes d'isovaleurs en plan ou en

surface a montré en particulier, que plus on s'éloigne du barrage, plus la cohésion diminue et plus l'indice de liquidité augmente.

De même, on observe une diminution du poids volumique humide ou sec en fonction de l'éloignement du barrage. La sensibilité des matériaux est relativement perturbée entre 0 et 3 m de profondeur, cependant à partir de 3 m cette valeur est importante et on remarque une diminution de la sensibilité quant on s'éloigne du barrage. La valeur de bleu est mal répartie dans l'espace et aucune tendance ne se dégage, ceci est dû au changement lithologique brusque.

Cette variabilité des propriétés géomécaniques nous a contraint à découper le plan d'eau en trois ensembles à peu près homogènes (zone I, zone II, zone III). Cette approche un peu grossière de la structure sédimentaire nous a aidé malgré tout dans notre recherche, puisque chacune de ces trois zones présente des caractéristiques géomécaniques propres.

On remarquera également l'étroite relation existant entre la cohésion non drainée et la cohésion résiduelle, ainsi que la cohésion non drainée et la cohésion remaniée, par zones.

En effet, si pour certains couples de variables on a trouvé des relations de nature à s'approcher de la théorie, avec toutefois des coefficients de corrélation assez faibles (c'est le cas par exemple des relations Cu-II, Crem-II), on remarque que certaines idées usuellement admises ne sont pas applicables à notre étude ; la cohésion non drainée ne semble pas dépendre de l'argilosité (couple Cu-Vb) ni de la teneur en eau (couple Cu- ω_j). Les tendances trouvées sont souvent évidentes, même si l'hétérogénéité conduit à une forte dispersion et à de faibles coefficients de corrélation qui sont liés à différentes causes ; problème du pas de mesure des paramètres et des remaniements successifs dans les apports et par rapport aux vidanges et dragages.

Par ailleurs, nous avons proposé des relations significatives et caractéristiques de la retenue de Génissiat, qui doivent être prises en considération même si les coefficients de corrélation sont relativement faibles dans bon nombre de cas.

On a essayé de trouver des corrélations non linéaires, mais on a remarqué que celles ci donnaient des coefficients de corrélation encore plus faibles.

Comme perspectives, il conviendrait donc de prendre en compte, pour la modélisation de la sédimentation dans la retenue, tous ces paramètres. Pour cela, on pourrait se référer à la zone amont (zone II) peu perturbée par les phénomènes spatiaux (pas de prise d'eau de vidange, ni de grande pente), mais aussi à une étude détaillée de la répartition de la granulométrie et de la texture en fonction de la position des sondages dans le domaine d'étude et en outre en fonction des propriétés géomécaniques.

Il conviendrait également dans un plan d'expérience futur de mesurer les propriétés que l'on veut comparer à exactement la même profondeur si cela est possible.

CHAPITRE 4 : ESSAIS DE SIMULATION AU LABORATOIRE DES PROPRIÉTÉS GÉOMÉCANIQUES DU MATÉRIAU

4.1 - Introduction

Le prélèvement d'échantillons par carottage est une opération de coût élevé, nous allons essayer dans cette étude de simuler au laboratoire les conditions de dépôt et de sédimentation des matériaux d'envasement de la retenue. Le but de cette étude est d'avoir une simulation de la réalité du comportement des matériaux sur le terrain et de comparer les résultats sur matériaux reconstitués avec ceux des sondages.

Cette étude a été réalisée à partir d'un seul prélèvement effectué pendant les opérations de dragage (sédiments remaniés) menées en 1992 dans la retenue de Génissiat. Ce prélèvement est situé à 80 m du pied du barrage et se trouve exactement entre les sondages S19 et S20. Un volume de sol important a été prélevé et homogénéisé afin de constituer un échantillon à priori représentatif des matériaux naturels.

Deux types d'expérimentations menées en parallèle ont été réalisés :

- simulation en colonnes de sédimentation ;
- reconstitution d'échantillons sous différentes pressions de consolidation.

Présentation du prélèvement étudié :

Les caractéristiques d'identification moyennes de l'échantillon homogénéisé sont les suivantes :

$$\gamma_s = 26,2 \text{ kN/m}^3 ; \omega_l = 54 \% ; I_p = 18\%$$

La granulométrie est représentée sur la figure 4-1, avec un passing à 80 μm de 100 % et un passing à 2 μm égal à 50 %. Par comparaison avec l'ensemble des échantillons étudiés lors du prélèvement par carottage, on constate que ce sol correspond à la famille I (voir paragraphe 2-6, figure 2-10) : limon peu sableux avec des limites d'Atterberg supérieures à celle de la moyenne des valeurs mais que l'on peut cependant considérer comme représentatif puisque les moyennes des limites d'Atterberg des sondages trouvés sont les suivantes :

$$\omega_l \text{ moyen} = 46 \% \text{ et } I_p \text{ moyen} = 12 \%$$

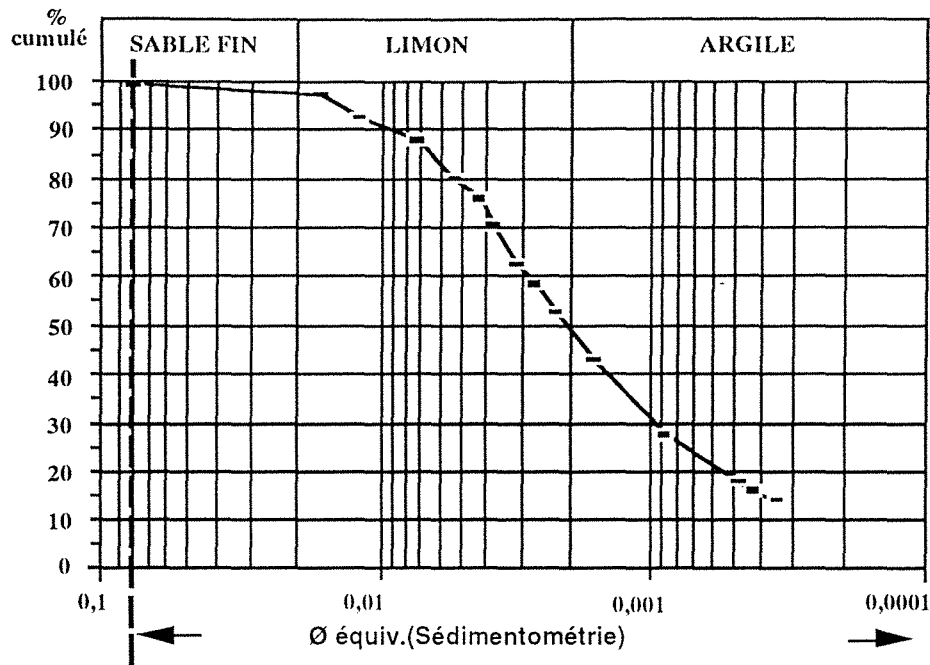


Fig. 4-1 - Courbe granulométrique du sédiment des colonnes.

4.2 - Étude dans les colonnes de sédimentation

4.2.1 - Mise en place du matériau

Au préalable, le sédiment est passé au tamis de 5 mm afin d'enlever tous les débris de bois et les matériaux grossiers éventuels. Par la suite, on mélange eau et sédiment dans un bac, puis on agite l'ensemble par floculation à l'aide de la pompe et du serpentín. Le schéma d'ensemble du dispositif expérimental est représenté sur la figure 4-2. Une fois obtenu un mélange homogène, on règle le débit de refoulement à l'aide de la pompe en alimentant la colonne. On détermine à chaque remplissage de la colonne la concentration T_s en matériaux solides d'après la formule suivante :

$$T_s = 100 * \gamma_w * \gamma_s / (\omega * \gamma_s + 100 * \gamma_w)$$

T_s : concentration en matériaux solides en g/l

γ_w : masse volumique de l'eau en kg/m^3

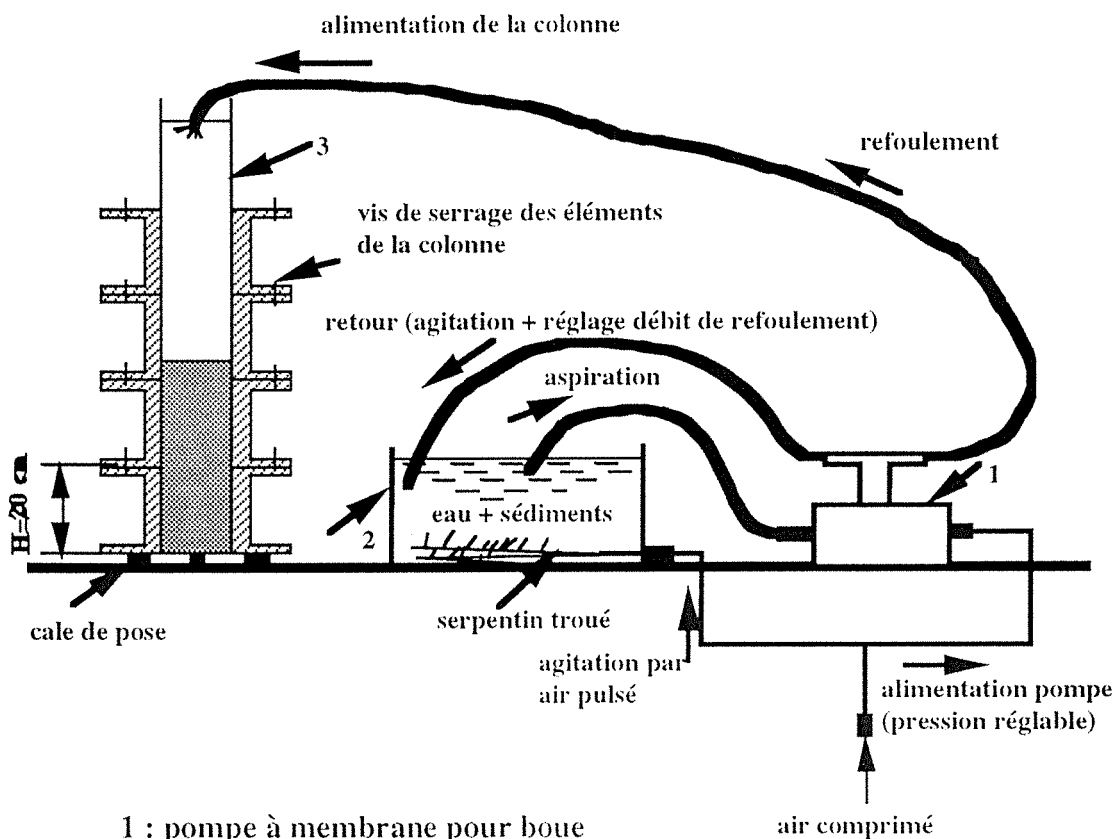
γ_s : masse volumique des grains solides en kg/m^3

ω : teneur en eau en %

Ces essais de reconstitution au laboratoire de la sédimentation et consolidation ont été réalisés sur quatre colonnes avec les caractéristiques suivantes :

- colonne A : concentration initiale, $T_{s0} = 340$ g/l
 hauteur initiale, $H_0 = 2,00$ m
 deux remplissages
 consolidation sous poids propre

- colonne B : concentration initiale, $T_{so} = 590 \text{ g/l}$
hauteur initiale, $H_0 = 1,75 \text{ m}$
un remplissage
consolidation sous poids propre
- colonne C : concentration initiale, $T_{so} = 590 \text{ g/l}$
hauteur initiale, $H_0 = 0,93 \text{ m}$
un remplissage
colonne soumise à un chargement progressif après une première stabilisation
- colonne D : concentration initiale, $T_{so} = 330 \text{ g/l}$
hauteur initiale, $H_0 = 1,20 \text{ m}$
consolidation sous poids propre (premier remplissage)
colonne soumise à un chargement progressif après le second remplissage



1 : pompe à membrane pour boue jusqu'à 5 mm de diamètre

2 : bac d'alimentation colonne

3 : colonne de remplissage

Fig. 4-2 - Schéma du dispositif expérimental.

4.2.2 - Sédimentation dans les colonnes

Nous avons représenté pour les quatre colonnes la variation de la hauteur du sédiment contenu dans la colonne en fonction du temps (fig. 4-3 à 4-6). Les courbes montrent que l'on a une variation rapide de la hauteur du sédiment au début du remplissage et que par la suite on constate une variation lente lorsque le temps de sédimentation augmente. Cette remarque est rencontrée aussi quand la colonne est soumise à un chargement. Une fois le chargement appliqué, la hauteur du sédiment varie rapidement et par la suite dans le temps cette variation est faible.

Ceci s'explique par le fait qu'au début de la sédimentation, les particules solides tombent sous forme de flocons ou d'agrégats et forment le culot de tassement. MIGNIOT, (1968), a montré que dans le processus de tassement, on peut distinguer trois phases (voir paragraphe 1.4.1). SANCHEZ et GROVEL, (1992), ont élaboré un modèle théorique de consolidation de vases peu concentrées ; les résultats de l'évolution de l'épaisseur des dépôts avec le temps sont équivalents à ceux que l'on a trouvé dans notre cas.

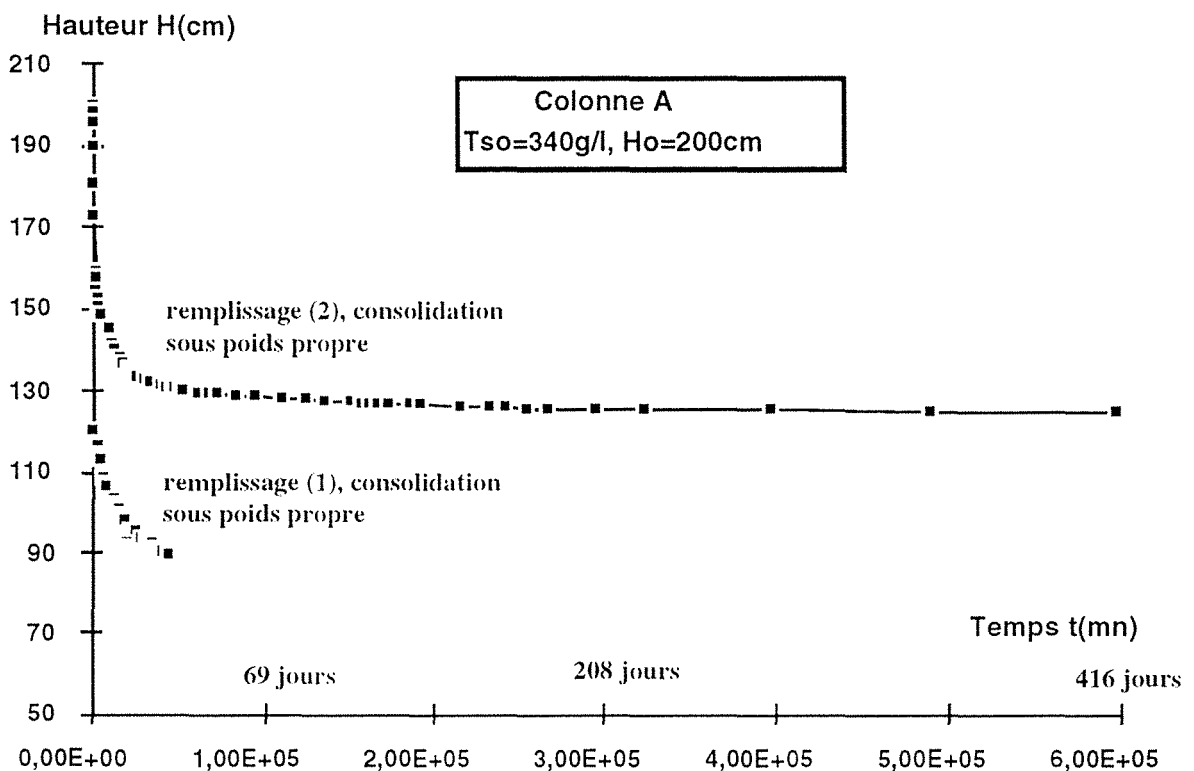


Fig. 4-3 - Variation de la hauteur de sédimentation de la colonne A en fonction du temps.

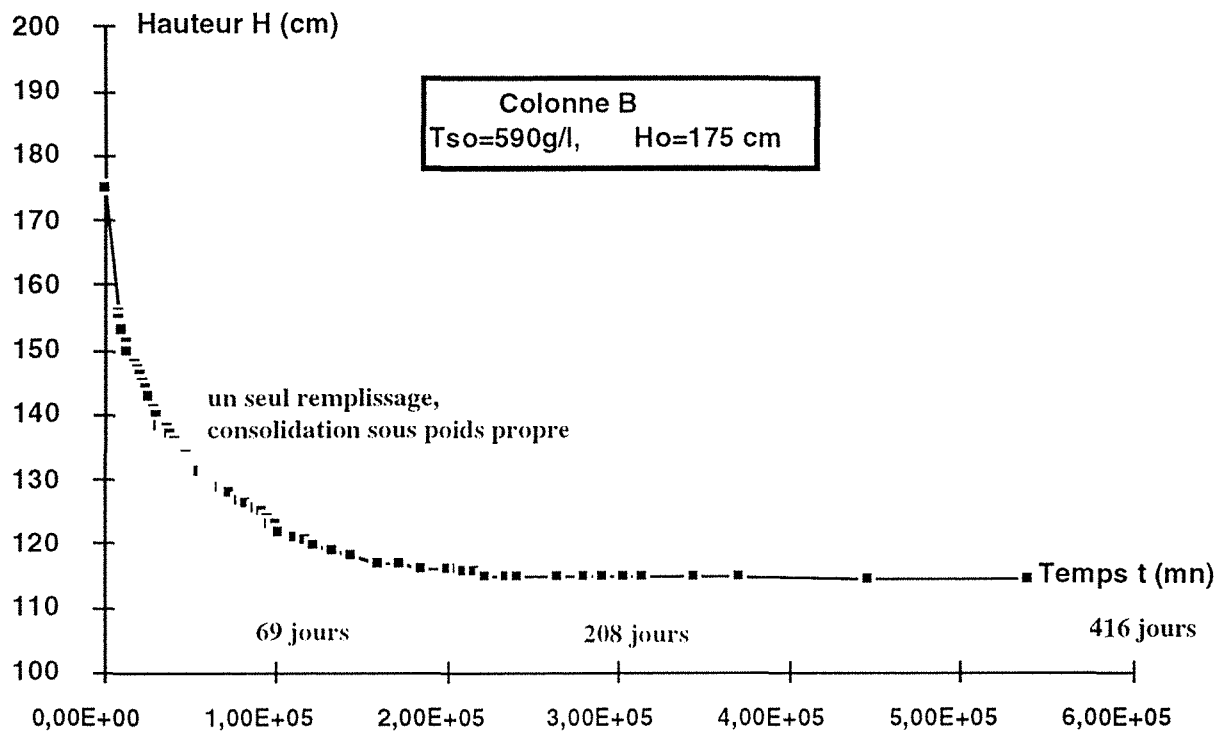


Fig. 4-4 - Variation de la hauteur de sédimentation de la colonne B en fonction du temps.

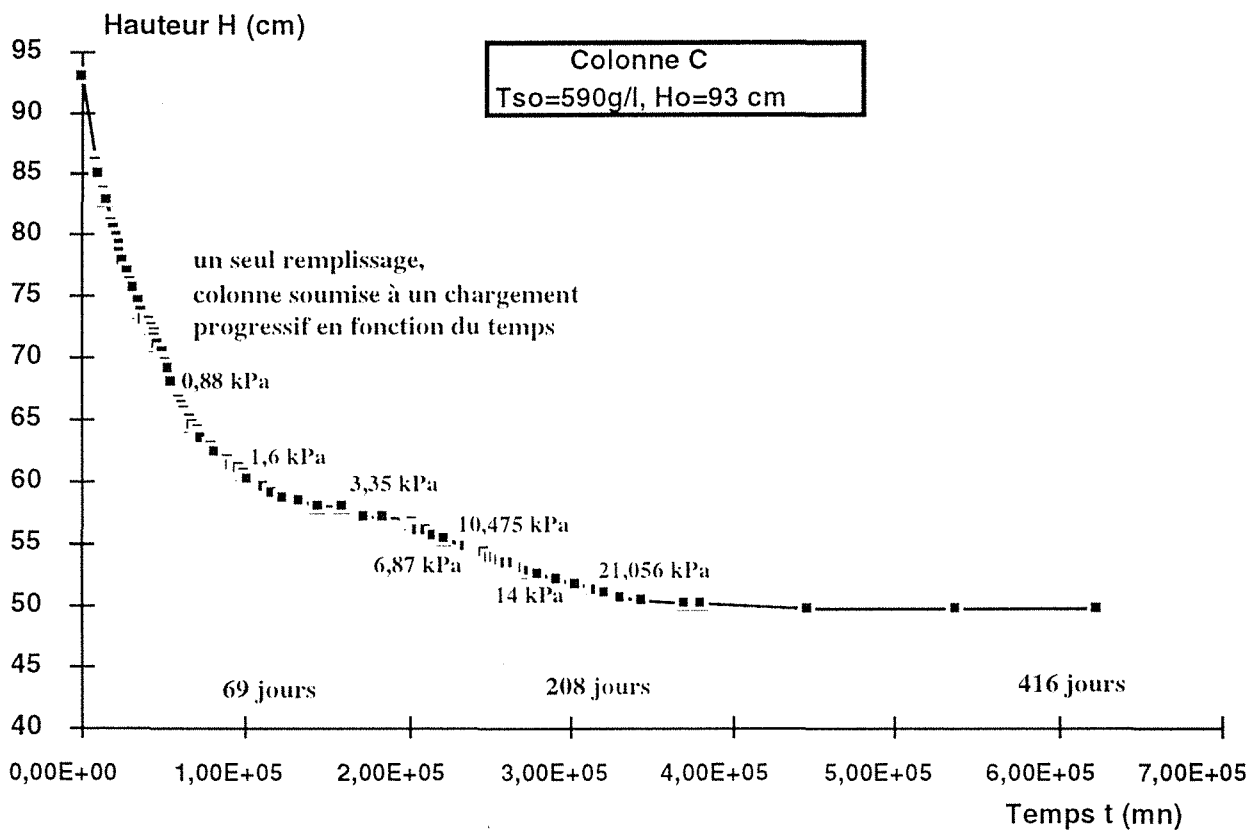


Fig. 4-5 - Variation de la hauteur de sédimentation de la colonne C en fonction du temps.

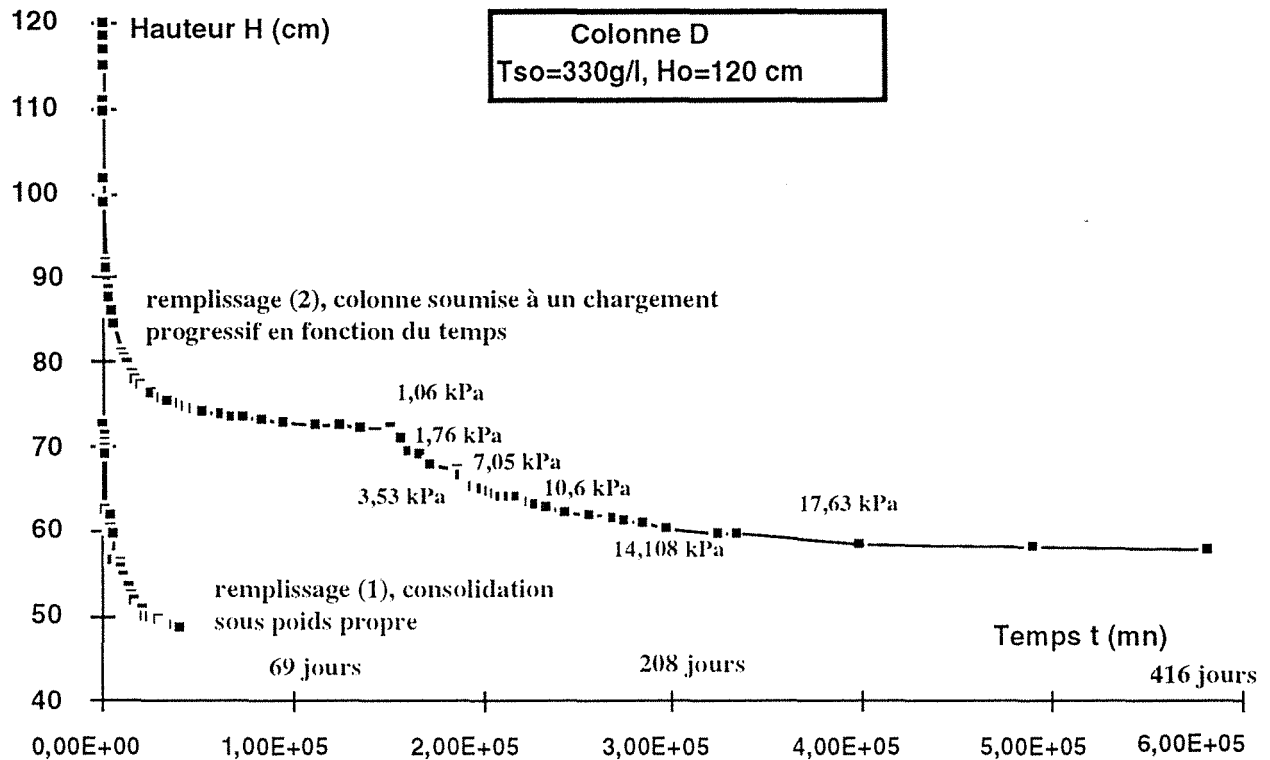


Fig. 4-6 - Variation de la hauteur de sédimentation de la colonne D en fonction du temps.

La variation de la hauteur du sédiment en fonction du temps des colonnes A, B, C et D est mieux représentée sous la forme logarithmique, car on trouve une excellente corrélation entre les paramètres, comme le montre ci-dessous le tableau 4-I.

colonne	Tso (g/l)	Ho (cm)	relation $H = f(t)$		coefficient de corrélation (R)
			H (cm)	t (mn)	
A	340	200	remplissage (1)	$H = 199,29 - 23,63 \text{ Log } t$	0,99
			remplissage (2)	$H = 222,88 - 18,8 \text{ Log } t$	0,90
B	590	175	un seul remplissage	$H = 260,06 - 26,92 \text{ Log } t$	0,97
C	590	93	un seul remplissage	$H = 175,72 - 22,59 \text{ Log } t$	0,98
D	330	120	remplissage (1)	$H = 122,92 - 16,69 \text{ Log } t$	0,84
			remplissage (2)	$H = 140,86 - 14,28 \text{ Log } t$	0,96

Tableau 4-I - Corrélation entre la hauteur du sédiment et le temps

4.2.3 - Résultats des essais sur colonnes

Lorsque les sédiments sont stabilisés (fin du tassement apparent), on a procédé au démontage des colonnes et on a réalisé les mêmes types de mesures que celles effectuées sur les carottages (cohésions non drainées, teneurs en eau et poids volumiques).

Les résultats obtenus sont représentés sur les figures 4-7, 4-8 et 4-9 ; où l'on montre la variation de la cohésion intacte au pic (C_u), la cohésion résiduelle ($C_{rés}$) et la cohésion remaniée (C_{rem}) en fonction de la profondeur z ; de même que les poids volumiques sec (γ_d), humide (γ_h) et la

teneur en eau intacte (ω_i). On peut constater sur ces graphiques, que nous n'avons pas réussi à simuler d'une manière efficace, le phénomène naturel. Par exemple, sur la figure 4-7 qui donne les résultats de la colonne A, on ne met pas en évidence un gradient de cohésion significatif au-delà des 30 premiers centimètres. En effet, si l'on atteint une cohésion de l'ordre de 1 kPa à cette profondeur, au-delà la cohésion reste inférieure à cette valeur.

Le même phénomène est constaté sur les figures 4-8 et 4-9 qui représentent les résultats des colonnes C et D. Cependant, on peut noter dans les premiers décimètres de ces deux colonnes que l'application d'une surcharge a conduit à un gain de cohésion net.

Pour la colonne C qui supporte une contrainte verticale de 21 kPa (équivalent à un peu plus de 2,5 m de sédiment), la cohésion non drainée atteint 5,5 kPa en surface.

Pour la colonne D soumise à 17,6 kPa (environ 2 m de sédiment), la cohésion varie entre 4 et 5 kPa en surface.

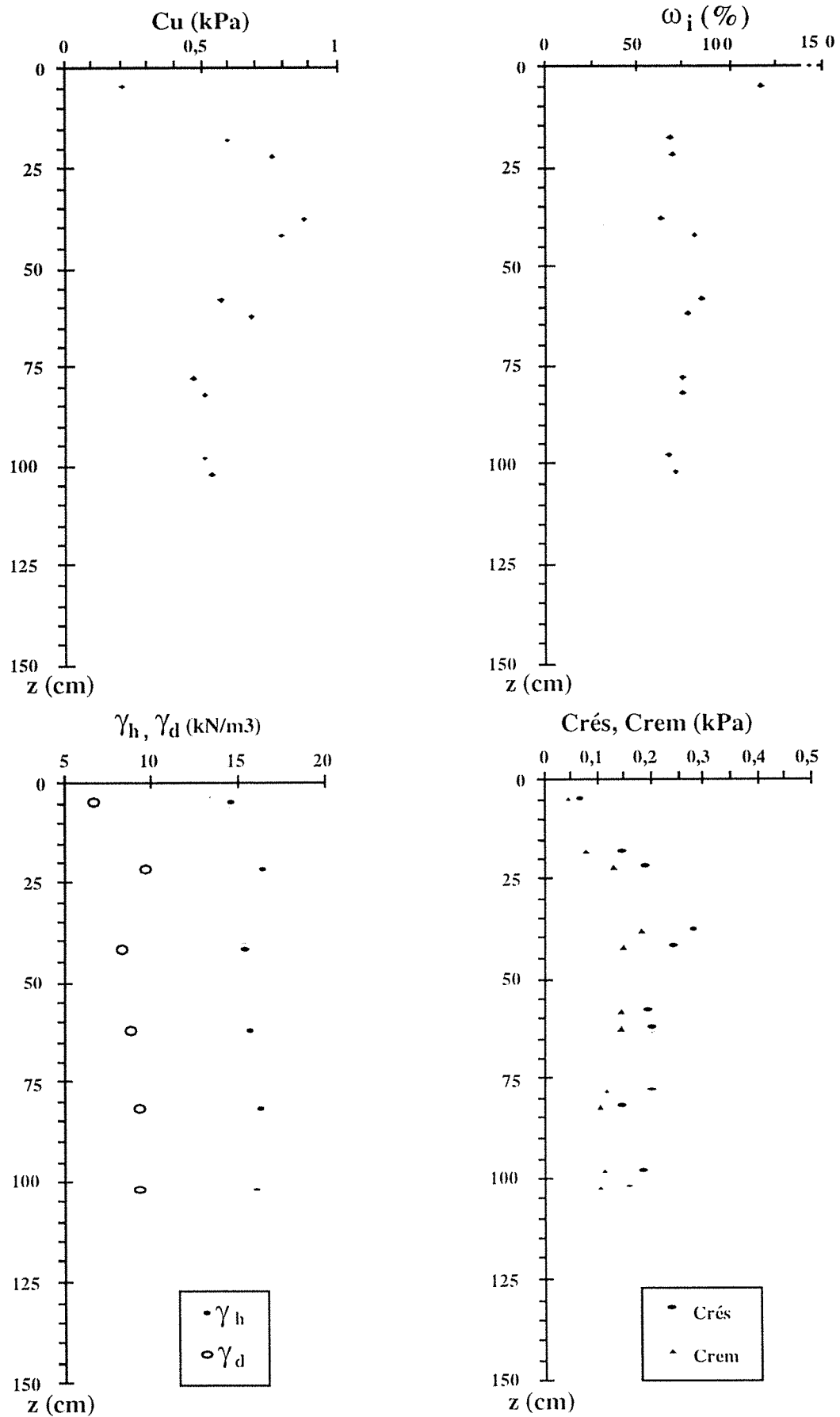


Fig. 4-7 - Résultats systématiques en fonction de la profondeur, colonne A.

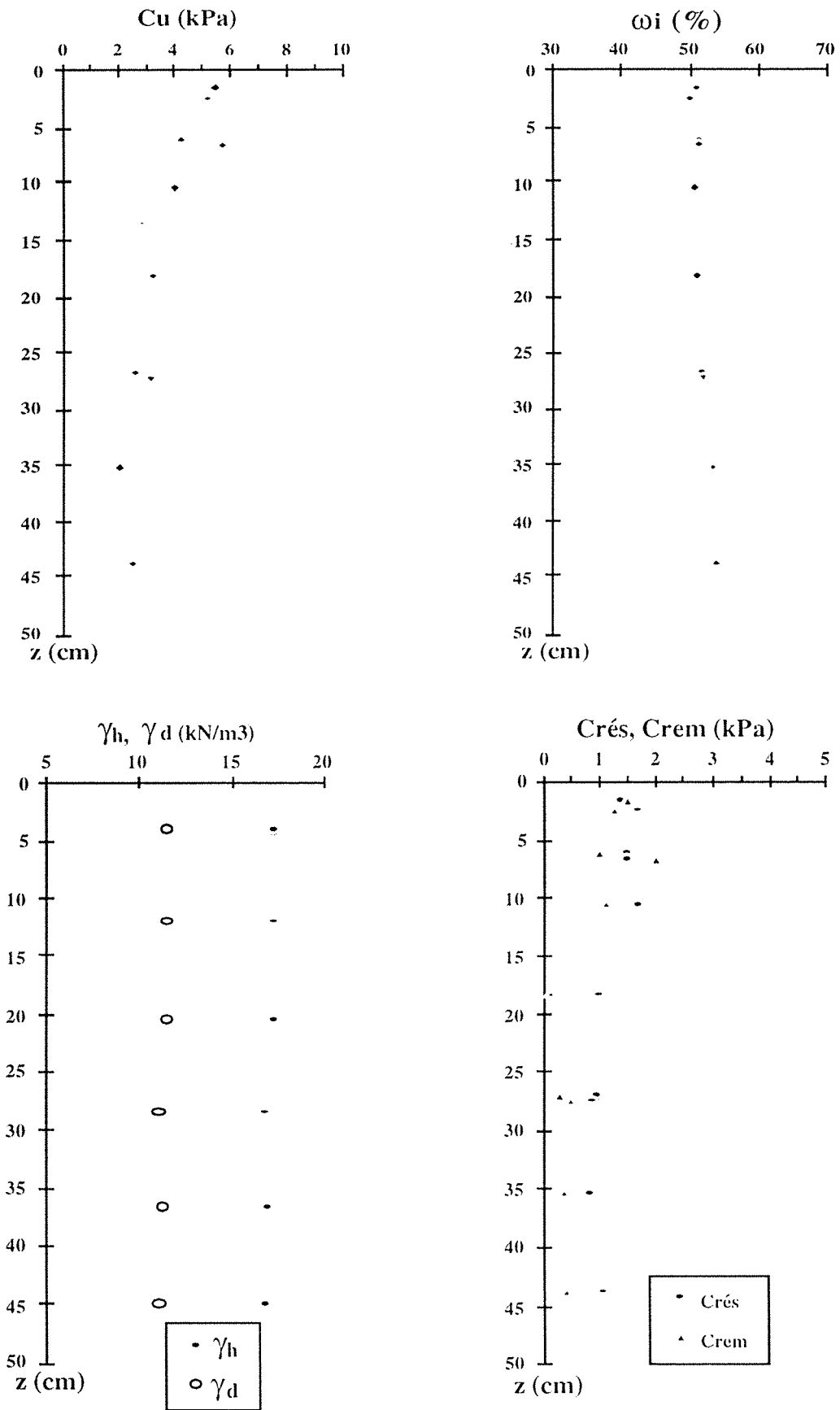


Fig. 4-8 - Résultats systématiques en fonction de la profondeur, colonne C.

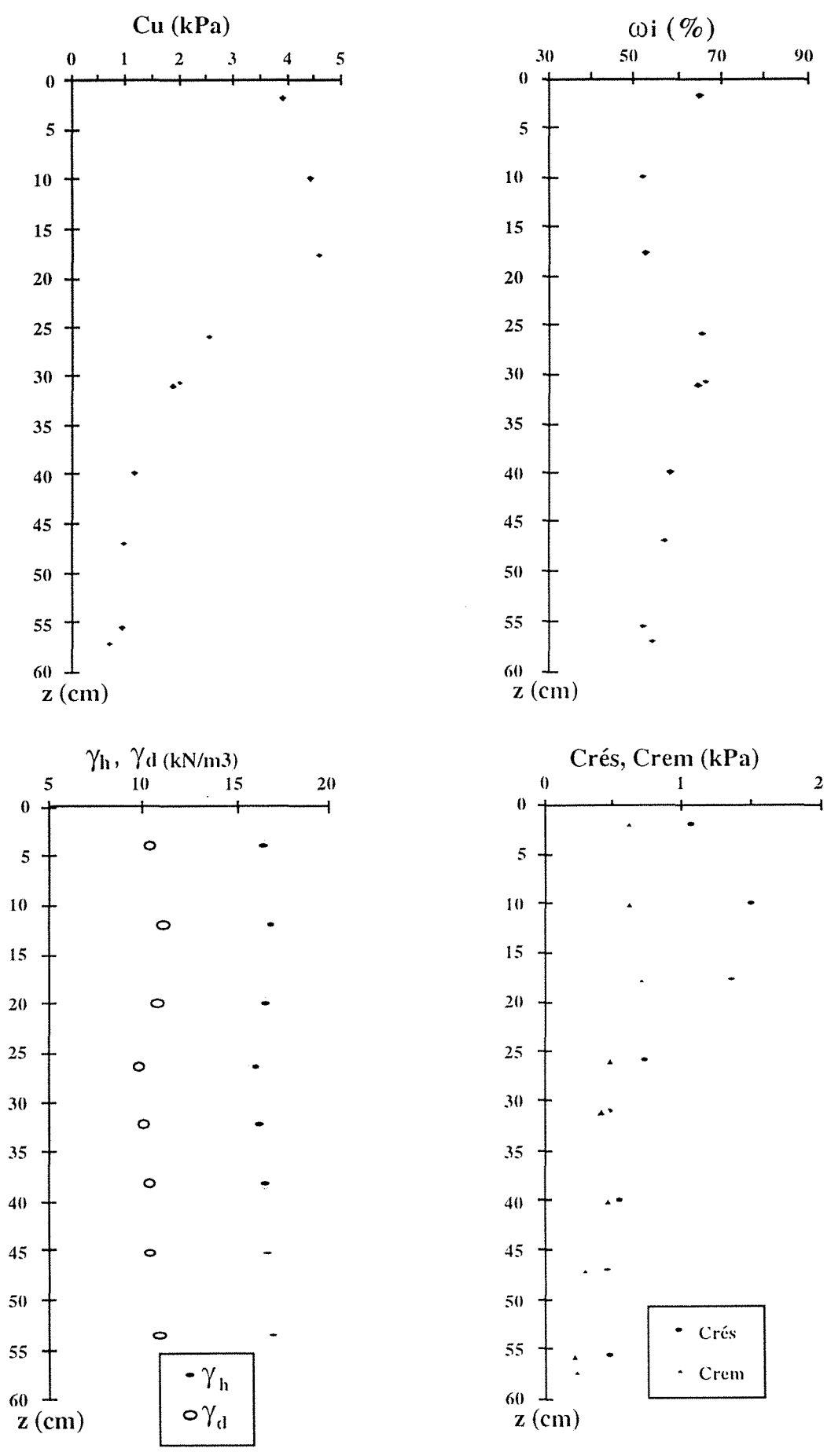


Fig. 4-9 - Résultats systématiques en fonction de la profondeur, colonne D.

4.2.4 - Cohésion-indice de liquidité

Nous montrons sur les figure 4-10 et 4-11 les variations de l'indice de liquidité dans les colonnes en fonction de la profondeur et de la cohésion intacte non drainée.

Nous constatons une diminution remarquée de l'indice de liquidité en fonction de la profondeur pour la colonne A, mais par contre pour les colonnes C et D l'indice de liquidité ne varie pas beaucoup et est maintenu à une valeur moyenne égale à 1.

Concernant l'évolution de la cohésion en fonction de l'indice de liquidité, on constate pour la colonne A une diminution de l'indice de liquidité avec une augmentation peu sensible de la cohésion, mais par contre, pour la colonne C, l'évolution de ces paramètres diffère de la réalité et, pour la colonne D, aucune évolution n'est remarquée (pour le même indice de liquidité moyen égal à 1 la cohésion varie de 2 à presque 6 kPa).

Par comparaison des figures 2-21 et 2-30, par rapport aux sondages, on constate une évolution opposée.

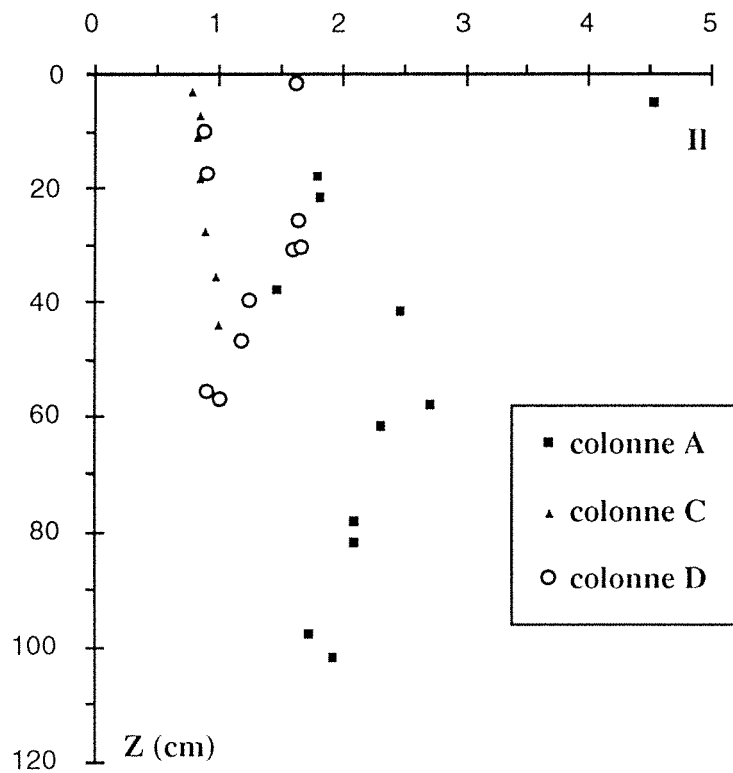


Fig. 4-10 - Variation de l'indice de liquidité en fonction de la profondeur.

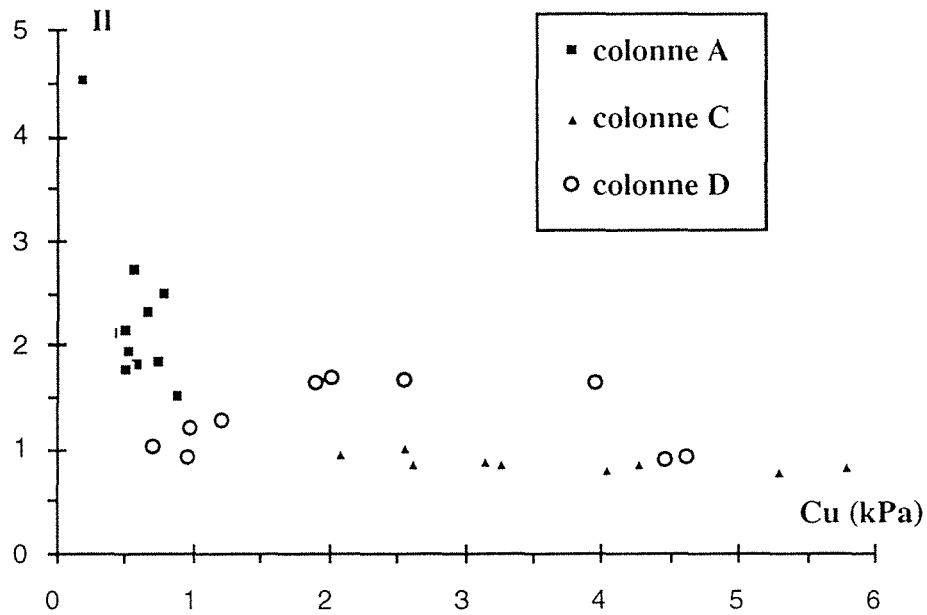


Fig. 4-11 - Variation de l'indice de liquidité en fonction de la cohésion intacte non drainée.

Quelle pourrait être la cause qui conduit à obtenir un gradient de cohésion non significatif en fonction de la profondeur ?

Pour tester une première explication qui supposerait que la consolidation n'est pas terminée, on va utiliser les travaux de SKEMPTON et les appliquer dans notre cas. SKEMPTON donne, dans le cas d'une couche se consolidant sous son propre poids ou par application d'une surcharge, les relations entre le degré de consolidation et le facteur temps. Sur la figure 4-12, on donne une interprétation des essais de sédimentation réalisés sur les colonnes.

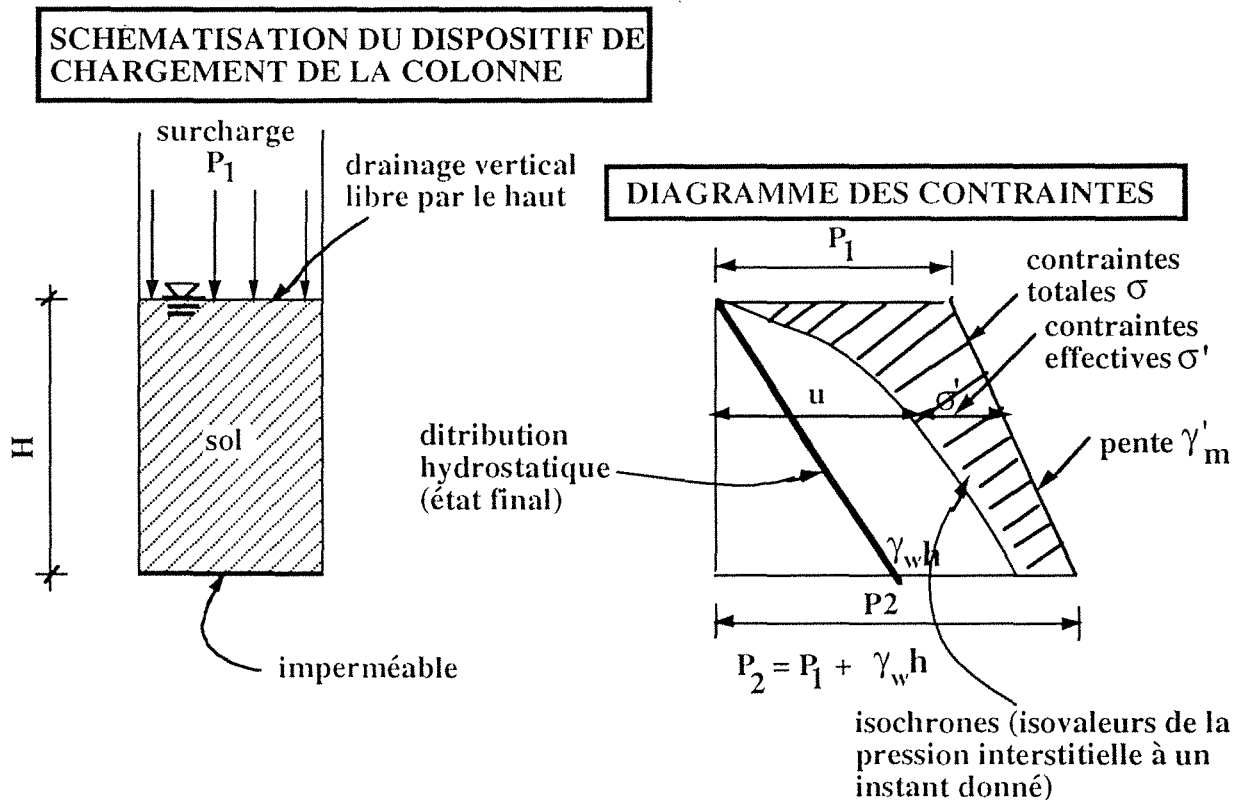


Fig. 4-12 - Interprétation des essais de sédimentation.

Suivant la durée de l'essai, les contraintes effectives σ' seront plus ou moins proches des contraintes totales (moins la pression interstitielle hydrostatique).

On montre que, si $\alpha = P_1 / P_2$, le degré de consolidation (rapport entre l'aire hachurée à l'instant t et cette même aire en fin de consolidation) de l'échantillon est :

$$U\alpha = U - \left(\frac{1-\alpha}{1+\alpha} \right) * (U-U_b)$$

(rapport entre l'aire hachurée à l'instant t et cette même aire en fin de consolidation)

Pour diverses valeurs du facteur temps ($T = (C_v t) / H^2$; avec C_v : coefficient de consolidation, t : durée de l'essai, H : hauteur du sol contenu dans la colonne), on détermine les valeurs de U et U-U_b données dans un tableau fournie par SKEMPTON.

Ces mêmes équations, éventuellement avec $P_1 = 0$, permettent d'interpréter la consolidation sous poids propre.

En appliquant les résultats de nos données obtenues au chapitre 2 et 3, on devrait trouver des degrés de consolidation forts (atteignant même 100%) ; or ceci est en contradiction avec les faibles valeurs de cohésions trouvées dans les colonnes. Cela veut dire que l'explication n'est pas liée à une faible vitesse de consolidation.

Une autre explication qui peut être fournie pour ce défaut de fonctionnement est que la surcharge sédimentaire n'est pas correctement transmise par suite d'un frottement parasite latéral sur les parois des colonnes (voir figure 4-13). Cet effet de report de charges sur les parois est particulièrement net sur les colonnes C et D où l'on peut observer un gradient inverse de cohésion avec la profondeur (fig. 4-8 et 4-9).

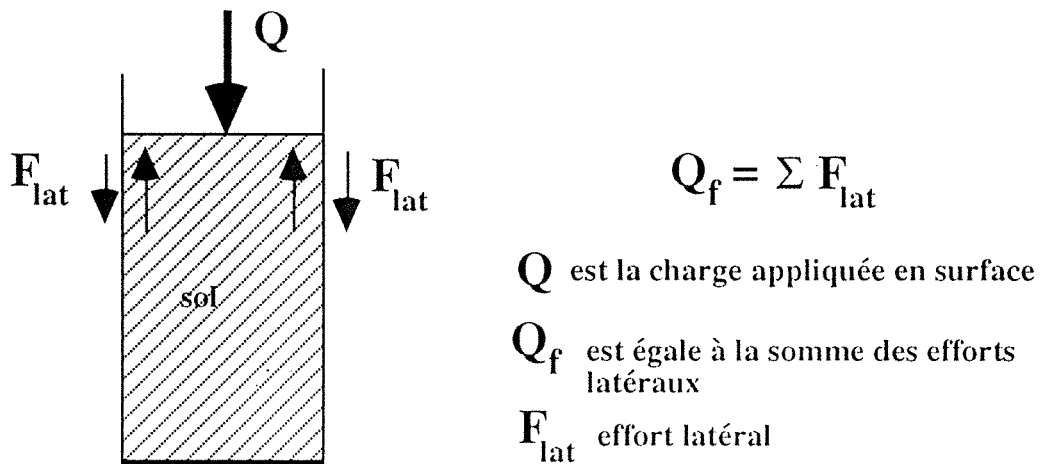


Fig. 4-13 - Schéma de distribution des efforts latéraux.

On peut déterminer Q et Q_f d'après les relations suivantes :

$$Q = P_1 * S \quad (P_1 \text{ est la surcharge appliquée de la colonne})$$

$$Q_f = P * C_u * h * \beta \quad (P \text{ est le périmètre de la colonne, } C_u \text{ est la cohésion intacte non drainée déterminée à la profondeur } h \text{ et } \beta \text{ est un coefficient de proportionnalité de l'effort latéral } (\beta < 1))$$

Dans le tableau 4-II on montre les résultats de Q et Q_f qui justifient que ces efforts latéraux sont importants et augmentent en profondeur.

Colonne	Q (kG)	h (m)	Cu (kPa)	Q _r (kG)
A	/	0,25	0,75	11,8 β
		0,75	0,5	23,6 β
		1	0,55	34,6 β
C	66	0,1	4	25 β
		0,2	3	37,7 β
		0,4	2,5	63 β
D	55	0,1	4,5	28,3 β
		0,3	2	38 β
		0,55	1	34,6 β

Tableau 4-II - Efforts latéraux dans les colonnes en fonction de la profondeur.

4.2.5 - Essais mécaniques lents

A partir de prélèvements dans les colonnes, nous avons réalisé des essais oedométriques et un triaxial CU avec mesure de la pression interstitielle.

Les essais oedométriques sont représentés sur les figures 4-14, 4-15 et 4-16 ; et les résultats sont donnés dans le tableau 4-III. On peut noter que les valeurs obtenues sont comparables à celles des échantillons naturels des sondages (voir paragraphe 2-9) et peuvent donc être considérées comme significatives.

L'allure des courbes d'indice des vides en fonction du logarithme de la contrainte, ne nous a pas permis de déterminer la pression de consolidation, ce qui est en accord avec les faibles valeurs de cohésions trouvées en profondeur.

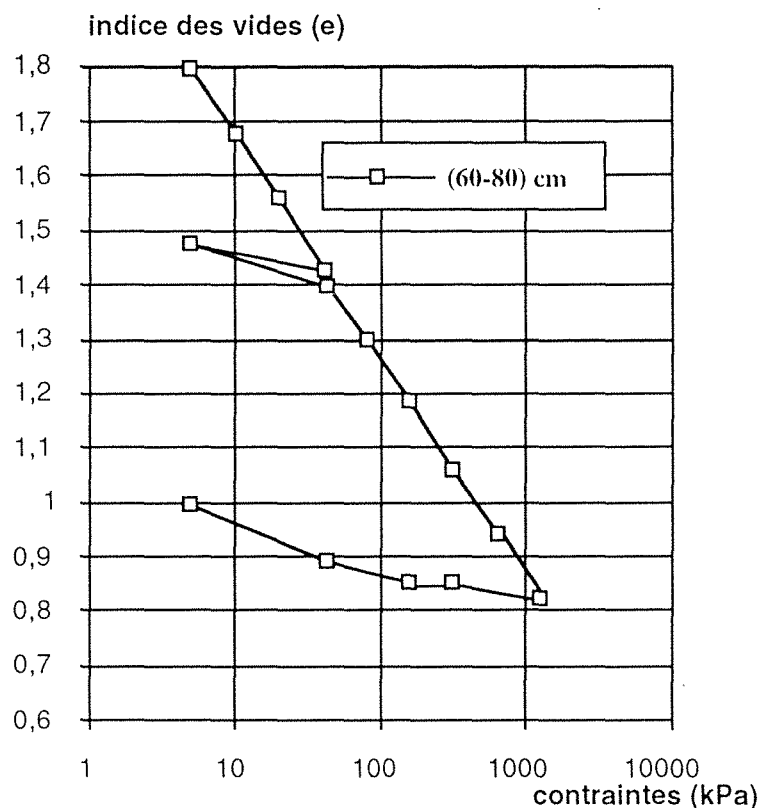


Fig. 4-14 - Essais oedométriques, colonne A.

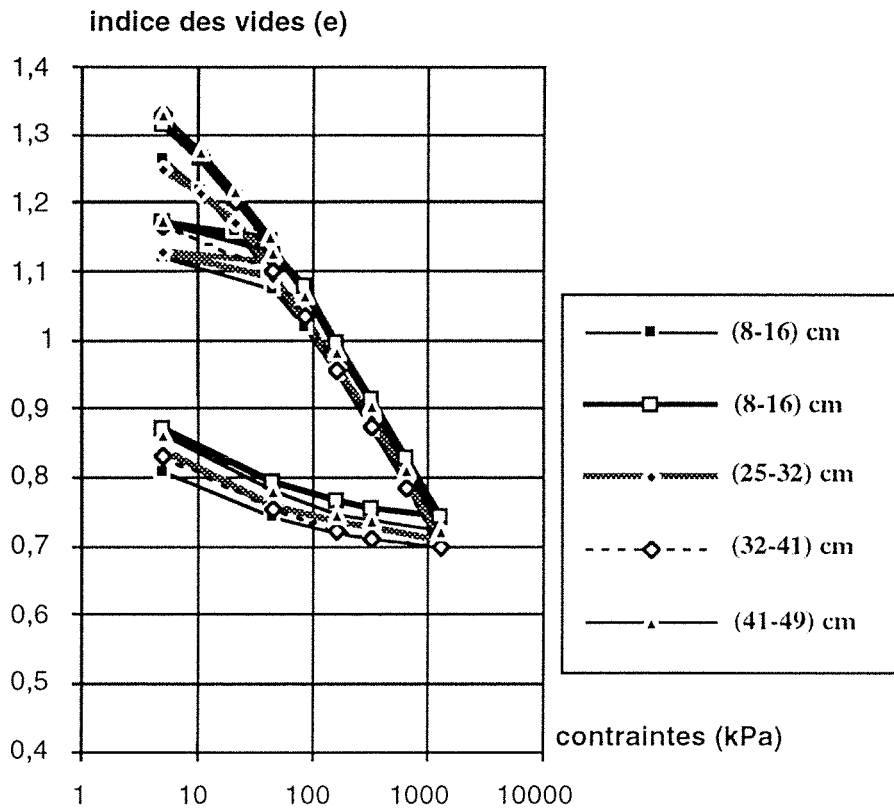


Fig. 4-15 - Essais oedométriques, colonne C.

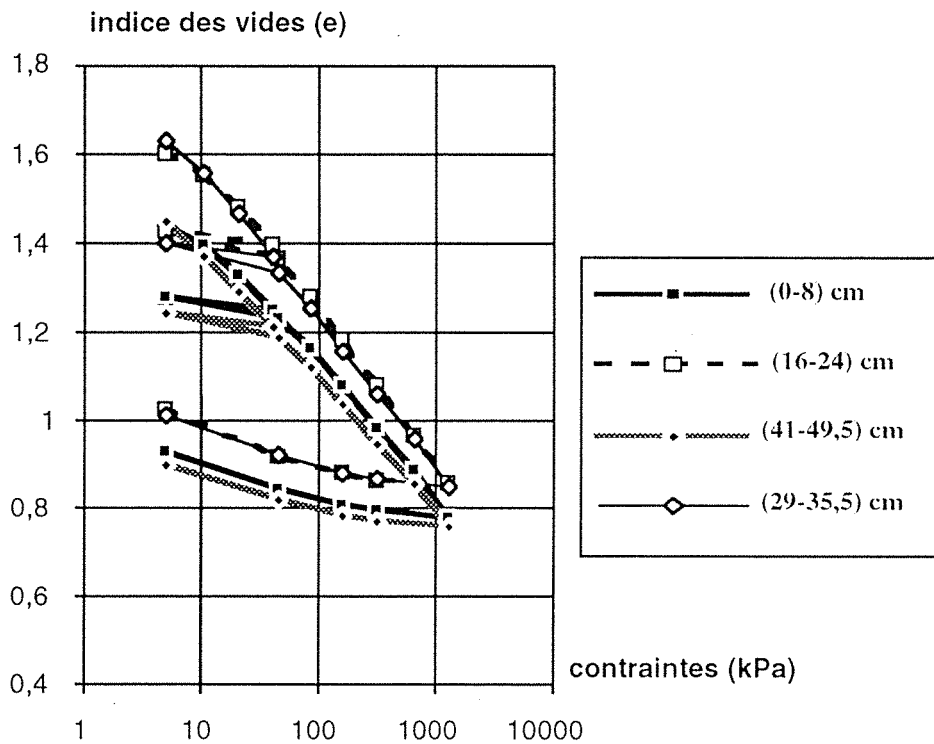


Fig. 4-16 - Essais oedométriques, colonne D.

Z (cm)	eo	σ'_c (kPa)	Cc
COLONNE A			
60 à 80	2,21	(-)	0,402
COLONNE C			
8 à 16	1,36	(-)	0,283
8 à 16	1,32	(-)	0,277
25 à 32	1,31	(-)	0,262
32 à 41	1,38	(-)	0,282
41 à 49	1,44	(-)	0,282
COLONNE D			
0 à 8	1,51	(-)	0,320
16 à 24	1,65	(-)	0,358
29 à 35,5	1,709	(-)	0,338
41 à 49,5	1,567	(-)	0,305

Tableau 4-III - Résultats des essais oedométriques sur des échantillons des colonnes A, C et D.

L'indice de compression moyen calculé d'après le tableau 4-III est égal à 0,31, qui est pratiquement égal au Cc moyen expérimental des sondages (0,30).

On s'est aussi intéressé à la relation entre l'indice des vides initial e_0 et l'indice de compression C_c , qui est montrée sur la figure 4-17. On constate une très bonne corrélation linéaire ($R = 0,90$), la relation trouvée est de la forme suivante :

$$C_c = 0,073 + 0,15 e_0$$

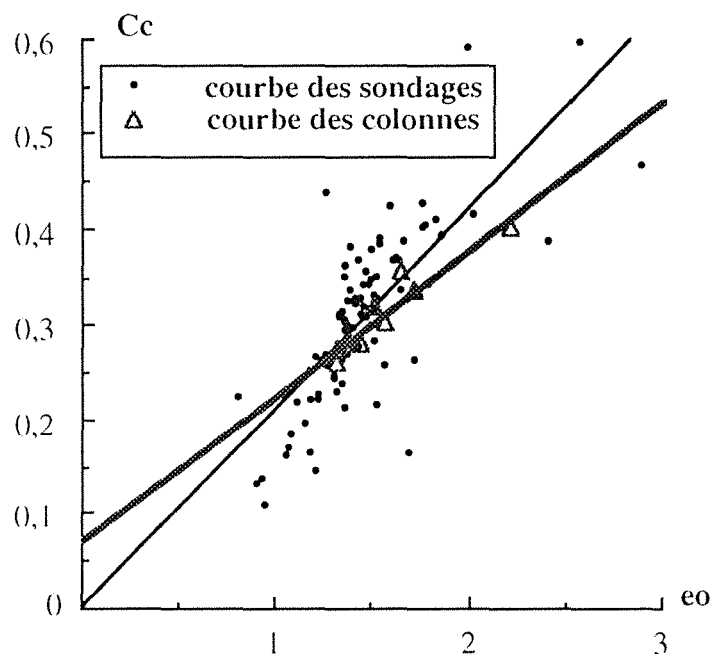


Fig.4-17 - Relations entre l'indice des vides initial e_0 et l'indice de compression C_c obtenues pour les sondages et les colonnes.

La relation trouvée entre C_c et e_0 des colonnes donne pratiquement les mêmes valeurs que la relation obtenue pour les sondages ($C_c = 0,0021 + 0,21 e_0$), qui est montrée sur la figure 4-17.

Enfin, l'essai triaxial CU + U (fig. 4-18) réalisé sur un prélèvement de la colonne C conduit aux résultats suivants : $C' = 0$ et $\varphi' = 37^\circ$, soit des valeurs comparables à celles obtenues sur prélèvements en carottage.

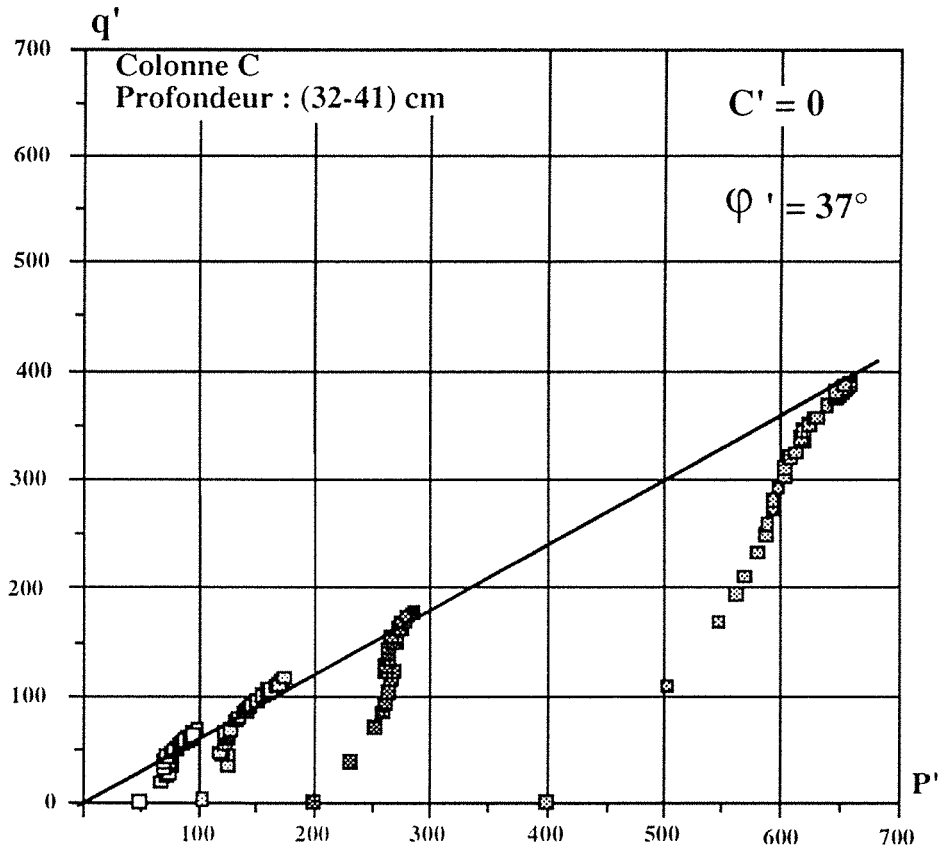


Fig. 4-18 - Essai triaxial de type CU + U, colonne C.

4.3 - Étude sur échantillons consolidés de petites dimensions

L'objectif de cette étude est de voir l'évolution des paramètres de résistance au cisaillement non drainé en fonction de la contrainte appliquée et du temps de consolidation.

Pour cela, à partir d'un mélange initialement à une teneur en eau de 78 %, soit nettement supérieure à la limite de liquidité, nous avons préparé des éprouvettes soumises à une consolidation oedométrique sous des contraintes allant de 5 à 200 kPa dans des cellules oedométriques classiques de diamètre 70 mm, ceci en imposant pour la contrainte finale des temps de consolidation allant de 1 à 50 jours.

La figure 4-19 montre les courbes de compressibilité qui correspondent aux différents essais effectués ; on peut constater que les relations entre indice des vides et contraintes effectives sont semblables entre elles et proches de celles présentées par ailleurs, sur échantillons reconstitués (fig. 4-14, 4-15 et 4-16).

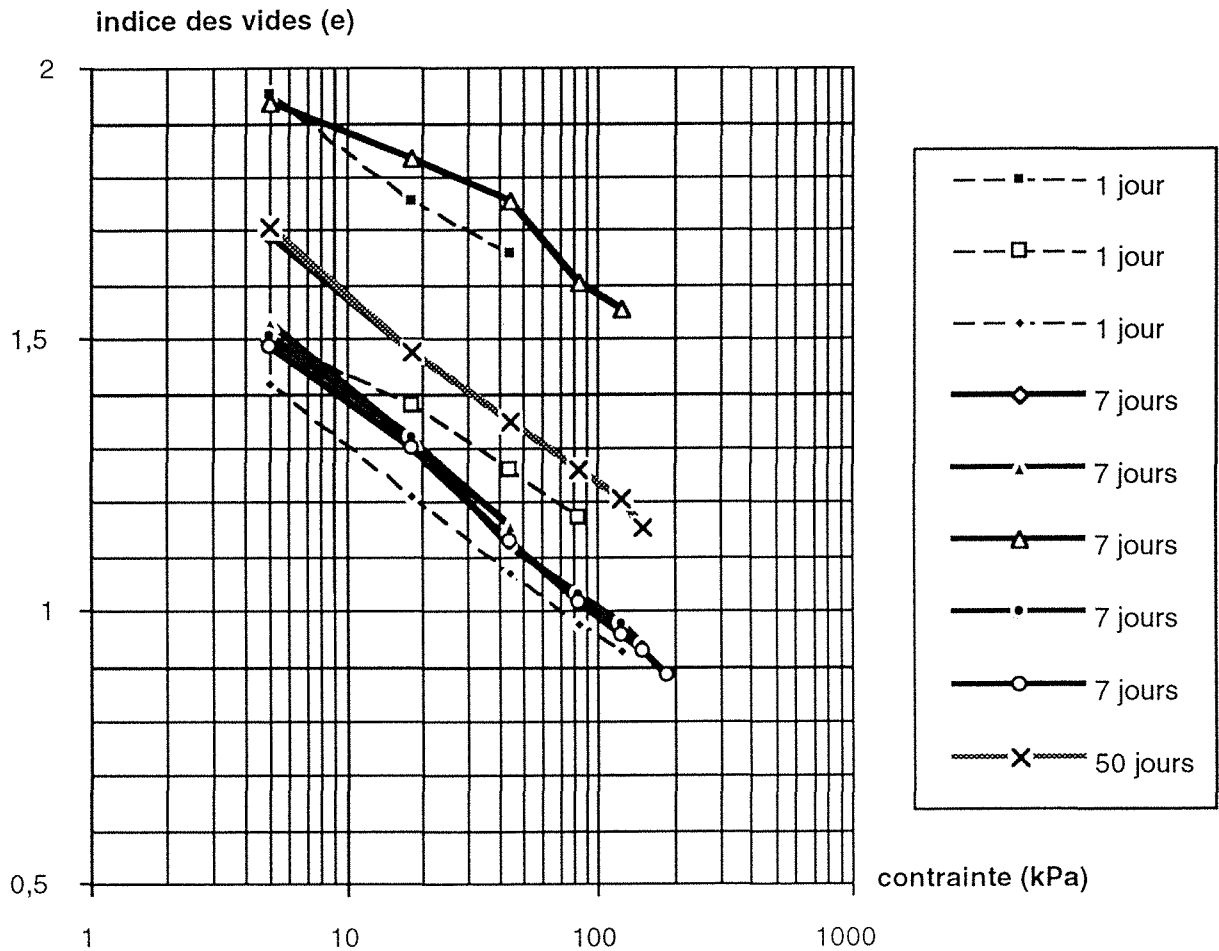


Fig. 4-19 - Essais oedométriques à 1, 7 et 50 jours.

De la même façon on peut calculer l'indice de compression moyen des différentes courbes de la figure 4-19 ; on trouve un $C_{c\text{moyen}} = 0,33$ à $t = 1$ jour, $C_{c\text{moyen}} = 0,43$ à $t = 7$ jours et $C_c = 0,33$ à $t = 50$ jours. Ces valeurs sont comparables aux autres valeurs de C_c trouvés (pour les sondages $C_{c\text{moyen}} = 0,30$ et pour les colonnes $C_{c\text{moyen}} = 0,31$), à part le $C_{c\text{moyen}}$ à $t = 7$ jours qui a une valeur assez élevée.

Puis, à la fin de l'essai, nous avons mesuré sur chaque échantillon les valeurs de cohésion non drainée au pic, résiduelle et remaniée ; puis en remaniant l'échantillon par trituration, nous avons mesuré aussi les valeurs de cohésion non drainée au pic et résiduelle. Les résultats sont donnés sur les figures 4-20, 4-21 et 4-22 ; les notations utilisées sont les suivantes

- à l'état intact :
 - Cui : cohésion non drainée au pic
 - Crés : cohésion résiduelle
 - Crem i : cohésion remaniée
- à l'état remanié :
 - Cu rem : cohésion non drainée au pic
 - Crés rem : cohésion résiduelle

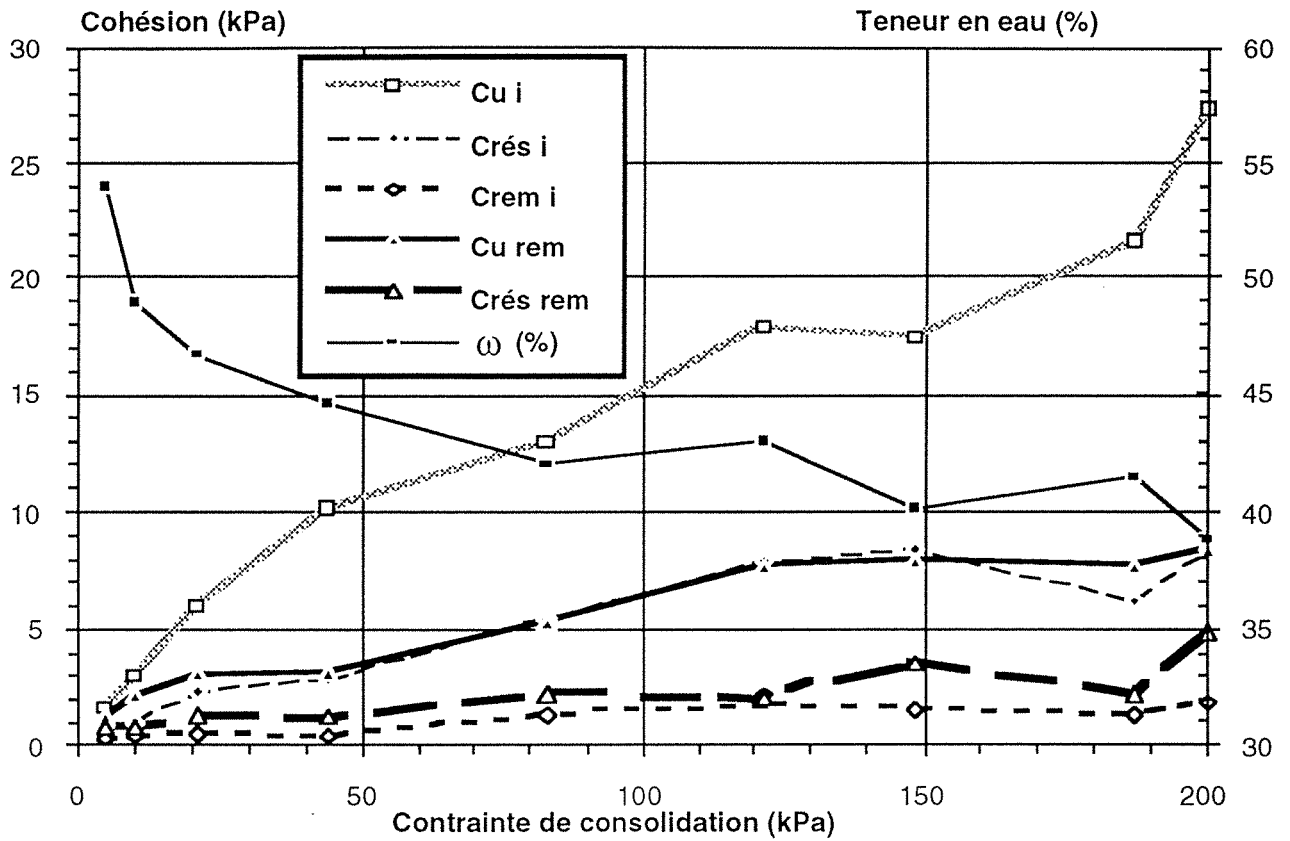


Fig. 4-20 - Valeurs de cohésions et de teneur en eau en fonction du temps de consolidation (t = 1 jour).

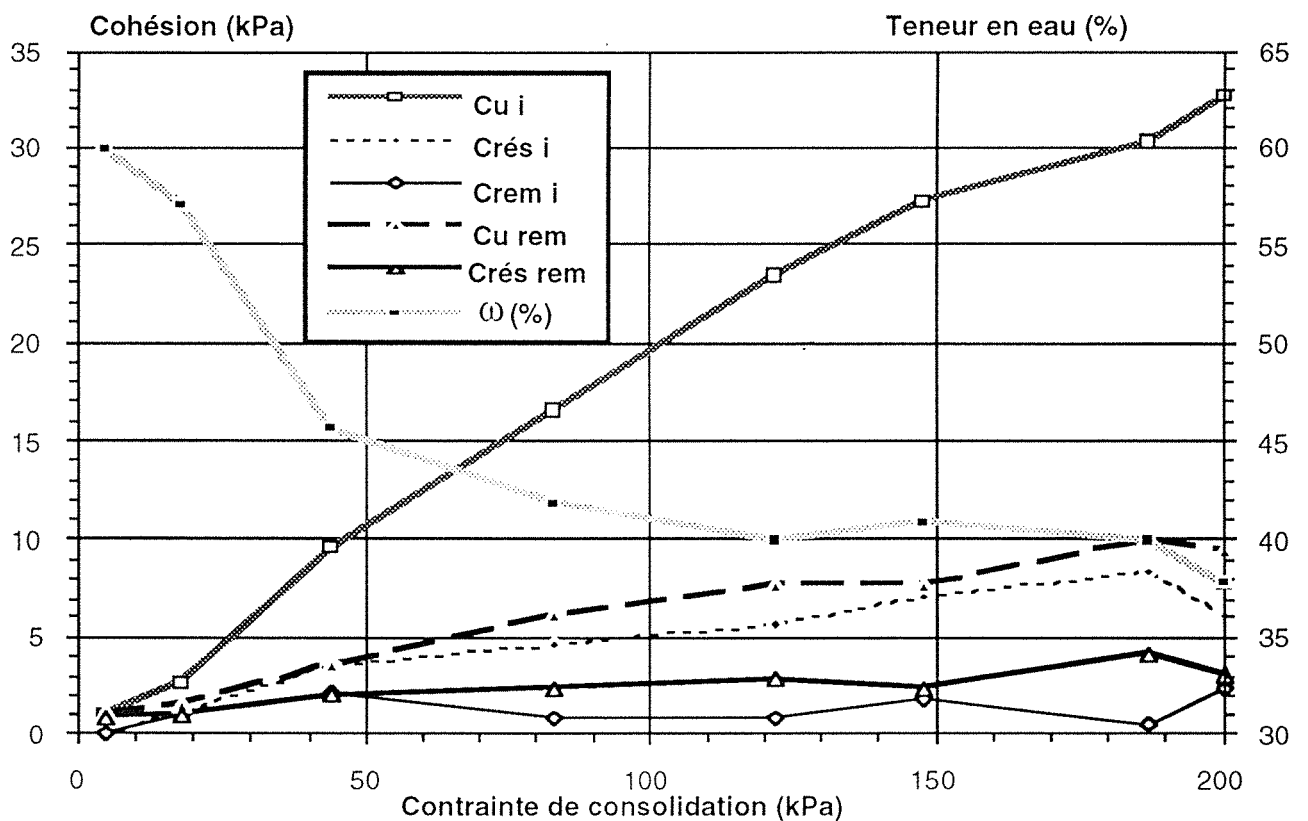


Fig. 4-21 - Valeurs de cohésions et de teneur en eau en fonction du temps de consolidation (t = 7 jours).

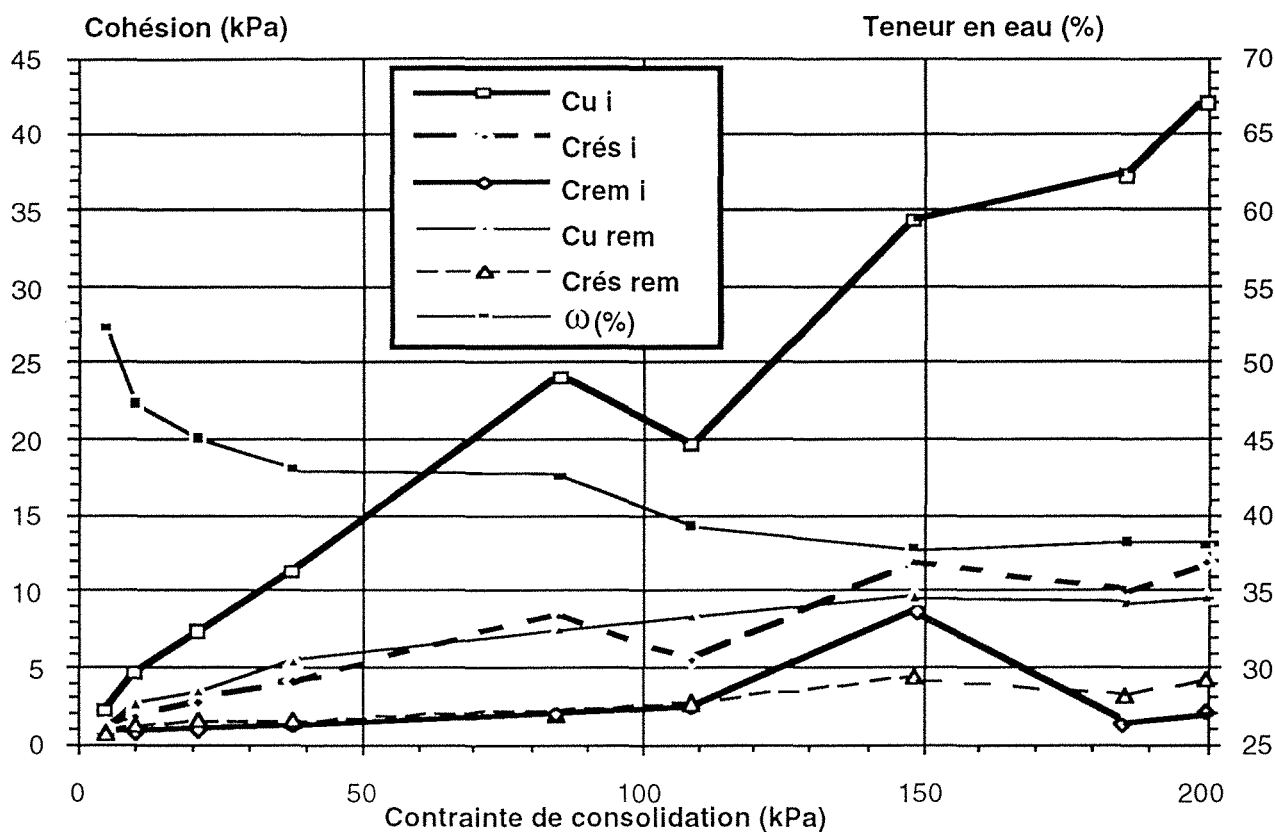


Fig. 4-22 - Valeurs de cohésions et de teneur en eau en fonction du temps de consolidation (t = 50 jours).

Malgré une certaine dispersion, on peut constater qu'il existe un effet notable du temps de consolidation sur le gain de cohésion. De plus, il apparaît que la relation entre la contrainte verticale appliquée et la cohésion non drainée est linéaire dans l'ensemble du domaine de contraintes étudié. Sur la figure 4-23, on a tracé la variation de la cohésion non drainée C_{ui} en fonction de la contrainte de consolidation σ_c , pour des temps de consolidation allant de 1 à 50 jours. On trouve de très bonnes corrélations linéaires entre C_{ui} et σ_c , comme le montrent les relations suivantes :

- t = 1 jour $C_{ui} = 2,89 + 0,11 \sigma_c$ (R = 0,96)
- t = 7 jours $C_{ui} = 1,37 + 0,16 \sigma_c$ (R = 0,98)
- t = 50 jours $C_{ui} = 3,16 + 0,19 \sigma_c$ (R = 0,96)

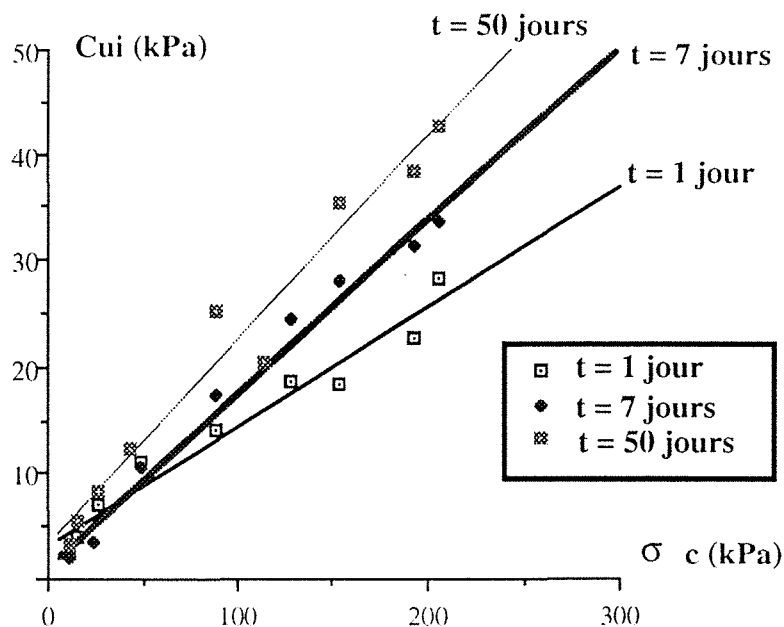


Fig. 4-23 - Relations entre la cohésion non drainée C_{ui} et la contrainte de consolidation σ_c .

Les valeurs de cohésion remaniée sont quant à elles indépendantes, aux légères variations de teneur en eau près, de la durée de consolidation ; comme cela est montré sur la figure 4-24, où nous avons reporté les points correspondants aux cohésions remaniées en fonction de l'indice de liquidité. Ceci se traduit par une augmentation de la sensibilité acquise en fonction du temps, comportement tout à fait logique (BJERRUM et LO, 1963).

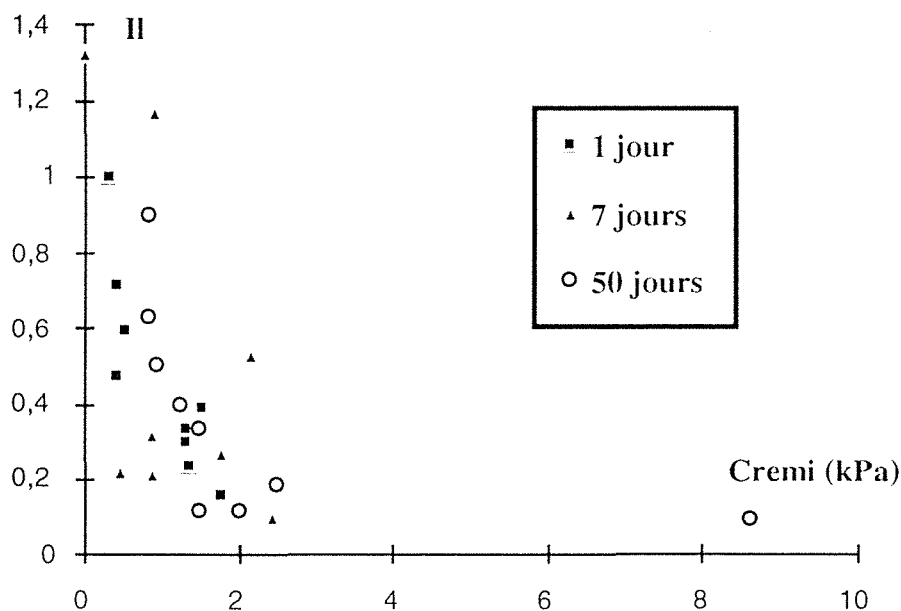


Fig. 4-24 - Valeurs de la cohésion remaniée en fonction de l'indice de liquidité pour les différents temps de consolidation.

Nous avons aussi reporté sur la figure 4-25, l'ensemble des résultats de la cohésion au pic en fonction de l'indice de liquidité, on observe que globalement les valeurs les plus élevées de C_{ui} correspondent aux valeurs les plus faibles de II et pour des contraintes et des temps de consolidation importants. On

trouve de très bonnes corrélations logarithmiques entre Π et C_{ui} , comme le montrent les relations suivantes :

$t = 1$ jour	$\Pi = 1,08 - 0,63 \text{ Log } x$	$(R = 0,95)$
$t = 7$ jours	$\Pi = 1,37 - 0,6 \text{ Log } x$	$(R = 0,98)$
$t = 50$ jours	$\Pi = 1,06 - 0,6 \text{ Log } x$	$(R = 0,95)$

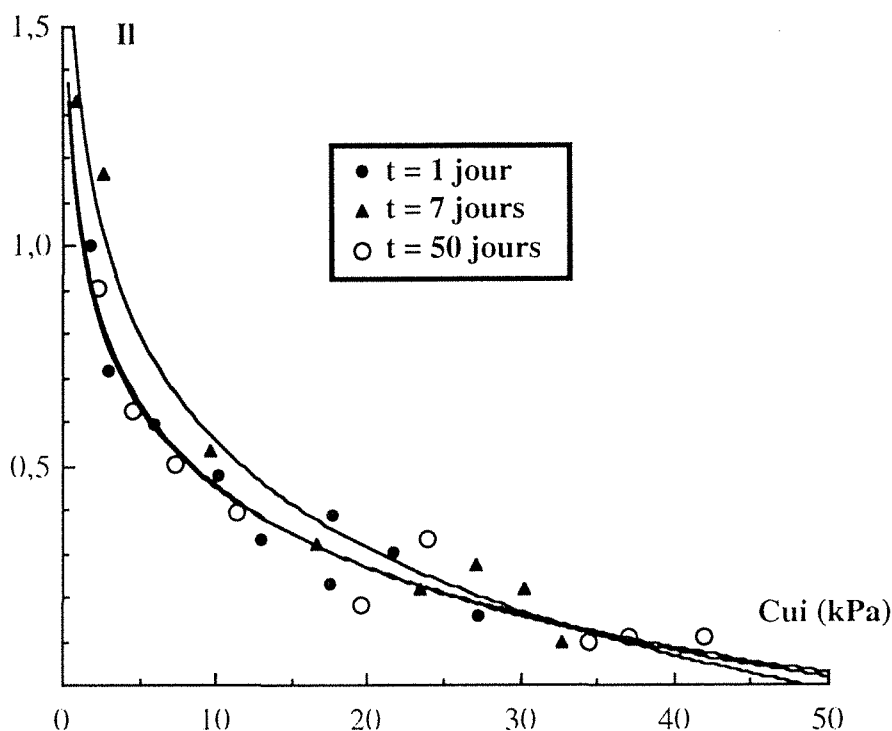


Fig. 4-25 - Valeurs de la cohésion intacte en fonction de l'indice de liquidité pour les différents temps de consolidation.

Enfin, les variations de teneur en eau sont évidemment très rapides dans le domaine des faibles contraintes, puis plus lentes lorsque les contraintes sont plus élevées (fig. 4-20, 4-21 et 4-22).

4.4 - Conclusions

Nous avons suivi deux voies pour tenter de simuler au laboratoire les propriétés géomécaniques des sédiments déposés dans la retenue de Génissiat. Il apparaît nettement que la sédimentation dans des colonnes, telle que nous l'avons mise en oeuvre, n'a pas conduit à des résultats totalement satisfaisants pour obtenir une représentation correcte de la variation des cohésions non drainées avec la profondeur. Donc, il convient de ne pas réutiliser cette méthode ; par contre, il faut la modifier et l'améliorer.

On peut envisager le remplissage de la colonne par couches successives égales permettant ainsi un drainage vertical dans le temps rapide.

C'est pourquoi il nous semble qu'il ne faut pas répéter l'emploi des colonnes qui en fait ne seraient utiles que dans la première phase de sédimentation et devraient ensuite être tronçonnées afin de pouvoir appliquer des contraintes verticales simulant la surcharge sédimentaire. Pour un poids volumique déjaugé moyen de 8 kN/m^3 , on appliquera des contraintes de 4, 8, 12, 16, 24 et 32 kPa

(ou même plus), correspondant respectivement à une hauteur de sédiment de 0,5 ; 1 ; 1,5 ; 2 ; 3 et 4 m. Les échantillons de plus grand diamètre seraient alors plus représentatifs et homogènes que ceux obtenus en petites dimensions.

Par ailleurs, à partir d'essais conduits sur des échantillons de petite taille, on a pu trouver une relation entre cohésion au pic et contrainte de consolidation qui est, significative.

Cependant, si nous revenons sur les résultats obtenus sur les colonnes et en isolant les quelques points significatifs que nous avons identifiés précédemment, on peut construire la figure 4-26. Elle montre en comparant ces points au fuseau de valeurs obtenues à partir des essais de consolidation-scissomètre qu'il y a une certaine concordance.

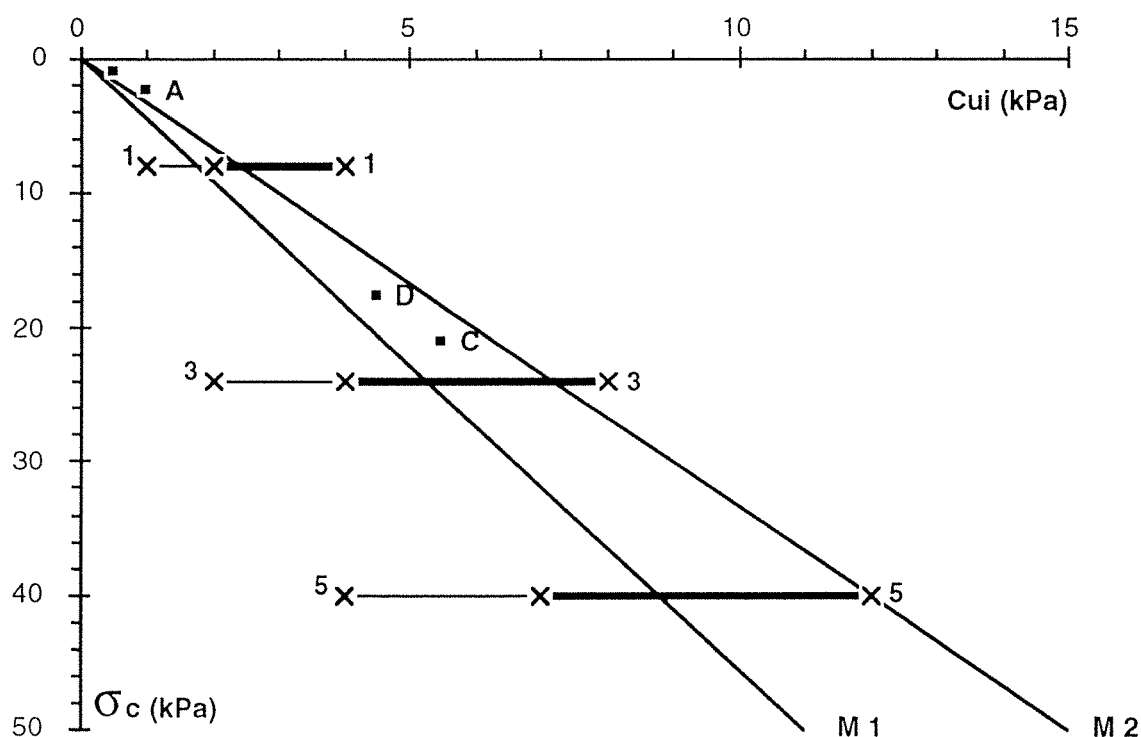


Fig. 4-26 - Comparaison des valeurs des cohésions non drainées dans les différentes mesures.
 - plage des valeurs en place (1, 3 et 5 m)
 - droites calculées à partir des essais de consolidation-scissomètre (M1 et M2)
 - valeurs isolées dans les colonnes (A, C, D)

En résumé, une approche de laboratoire peut permettre, moyennant certaines précautions expérimentales, d'avoir une simulation de la réalité du comportement des matériaux sur le terrain. Elle est nécessairement limitée car elle ne peut pas prendre en compte la variabilité naturelle d'une manière précise, elle nécessite aussi de ne pas être basée sur un seul prélèvement, comme nous l'avons fait ici. Cependant, des résultats intéressants peuvent être obtenus par cette voie qui a l'avantage de ne pas nécessiter d'opérations de carottage.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Ce travail constitue une étude globale des propriétés géomécaniques des sédiments de la retenue du barrage de Génissiat.

La connaissance du comportement des matériaux déposés dans une retenue est une donnée nécessaire à la recherche des solutions les plus appropriées aux problèmes du dévasement et donc à la bonne gestion du barrage.

La conclusion à ce mémoire présentée sous forme d'une synthèse des données, résume les principaux résultats des investigations que nous avons menées.

Du point de vue de la nature des échantillons, la fraction granulométrique prédominante des matériaux prélevés dans la retenue est généralement du limon. Cependant, les particularités lithologiques, décelées à l'ouverture des carottages et qui sont complétées par les résultats des analyses granulométriques, ont permis de regrouper les sédiments de la retenue en trois grandes familles principales :

- la famille I représente environ 60% des échantillons, il s'agit d'un limon très peu sableux ;
- la famille II représente un peu plus de 30% des échantillons, il s'agit d'un limon peu sableux à sableux ;
- la famille III représente moins de 10% des échantillons, il s'agit de sables limoneux aux graves propres mal graduées en passant en particulier par des sables propres mal gradués ; cette famille a la particularité de n'être pas homogène.

En fonction des limites d'Atterberg, les matériaux de la retenue de Génissiat sont décrits en général comme des limons peu à très plastiques. Cependant, la partie très fine (inférieure à $2\mu\text{m}$) est très limitée, ceci est aussi montré par les faibles valeurs de bleu ($V_b \cong 1$ dans l'ensemble de la retenue).

En raison des variations lithologiques brusques, la description de l'état des matériaux met en évidence une grande variabilité des paramètres en fonction de la profondeur.

Nous résumons ici les principales caractéristiques des matériaux :

- la consistance des échantillons rencontrés au-dessus de 3 m est très faible en général ; par contre au delà de 4 m, cette consistance s'élève et les matériaux atteignent des états voisins ;
- la variation de la cohésion non drainée avec la profondeur montre que ce paramètre suit plusieurs modèles qui sont caractéristiques de l'état de consolidation en place et des variations lithologiques ;
- les matériaux sont de compressibilité moyenne et sont dans un état de consolidation normal ; on remarque aussi que la variation lithologique influe beaucoup sur le tassement des sédiments ;

- l'existence de deux pentes différentes pour les courbes de rebond ;
- la valeur élevée de l'angle de frottement interne effectif.

En fonction de la position des sondages, des dispositions prises pour le dragage et de la variation du relief du fond de la retenue ; nous avons comparé les graphiques des propriétés géomécaniques. Cette première approche n'a pas permis de dégager de tendance claire, ce qui confirme la variabilité de ces propriétés dans la retenue.

De l'étude des propriétés géomécaniques en fonction de l'éloignement du barrage, se dégagent les points essentiels suivants :

Le tracé des courbes d'isovaleurs a permis de régionaliser les phénomènes et d'estimer la valeur de la propriété géomécanique en n'importe quel point de la retenue.

Une des applications pratiques des résultats est de déterminer la consistance des sédiments dans la retenue et la stabilité des talus. On remarque qu'à plus de 5 m de profondeur, les paramètres cohésion intact non drainée et indice de liquidité (consistance des matériaux) sont bien corrélés avec la profondeur ; plus on s'éloigne du barrage, plus la cohésion diminue et plus l'indice de liquidité augmente. La sensibilité des matériaux est relativement perturbée entre 0 et 3 m de profondeur, cependant à partir de 3 m cette valeur est importante et on obtient une diminution réelle de la sensibilité quand on s'éloigne du barrage.

Les graphes obtenus, nous ont conduit à découper le plan d'eau en trois ensembles à peu près homogènes (zone I, zone II et zone III), car chacune de ces trois zones présente des caractéristiques géomécaniques qui la distinguent des autres. On rappelle ici les trois zones :

- une zone amont (zone II) comprenant les sondages S11, S12, S13, S14 et S15 ; cette zone correspond à la partie du plan d'eau qui n'est pas modifiée par les épisodes de vidanges ;
- une zone centrale (zone III) comprenant deux sous-zones (sondages S1, S2, S3, S4, S5 et S6 d'une part {zone III (1)} et sondages S8, S9 et S10 d'autre part {zone III(2)}) ; cette zone située près de la bouche de vidange demi-fond est très perturbée par les phases de vidange ;
- une zone située au pied du barrage (zone I) comprenant les sondages S16, S17, S18, S19, S20, S21, S22, S23, S24 et S25 ; cette zone subit la double influence de la proximité du barrage (obstacle mécanique qui perturbe la sédimentation) et des dragages ; la perturbation est très marquée dans cette zone.

Dans la dernière partie de notre travail, nous avons essayé de simuler au laboratoire les propriétés géomécaniques des sédiments de la retenue envasée de Génissiat. Le but est d'avoir une simulation de la réalité du comportement des matériaux sur le terrain et de comparer ces résultats avec ceux des sondages.

Moyennant certaines précautions (perspective de la recherche), les résultats trouvés sont intéressants et s'approchent de la réalité des suites des essais des sondages. Cette étude a l'avantage de ne pas nécessiter d'opérations de carottage.

Notre étude apporte certainement des renseignements précieux, quant à la variation de la répartition des sédiments dans la retenue de Génissiat (dynamique sédimentaire), et aussi la connaissance des propriétés géomécaniques, afin de préciser le comportement des sédiments ; ceci va permettre par la suite d'effectuer de meilleures prévisions pour d'éventuelles opérations de dragage.

Lors de ce travail, nous n'avons pas apporté d'éléments originaux aux théories classiques et à leur utilisation en mécanique des sols, notre but n'était d'ailleurs pas là ; il s'agissait plutôt d'utiliser ce qui existait déjà en vue de contribuer à la résolution d'applications pratiques.

Une autre application pratique de nos résultats, est la variation des propriétés géomécaniques dans la retenue de Génissiat, qui est fonction de la position des organes du barrage, de la lithologie ou encore du remaniement du sol. Ce remaniement peut être d'origine naturelle et serait dans ce cas représentatif des phénomènes spatiaux et temporels (paragraphe 3-8) ou lié aux techniques de prélèvement.

Pour l'avenir, nous pensons qu'il est indispensable de poursuivre les travaux de recherche sur la minéralogie des sédiments, qui influe sur les propriétés géomécaniques. Il faudrait aussi réaliser des sondages plus profonds afin de mieux se rendre compte de l'état de consolidation des sédiments.

Enfin, en dernier nous pensons qu'il est indispensable d'étudier les caractéristiques rhéologiques pour connaître le comportement des sédiments sous l'action des courants de densité.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

ABID A., ZAHAF H. et MOUELHI M. (1981). - Envasement et dévasement des retenues de barrages en Tunisie. Revue Tunisienne de l'Équipement, n° 38, pp. 97-103.

BEEN K. et SILLS G.C. (1981). - Self-weight consolidation of soft soils : an experimental and theoretical study. Géotechnique n° 31, pp. 519-535.

BELLESORT B. (1982). - Problèmes méthodologiques d'évaluation et de représentation des phénomènes d'érosion. Sédimentation dans les milieux continentaux et littoraux. Hydrogéologie, géologie de l'ingénieur, pp. 13 - 22.

BERTHIER A., CABANNE J., DOUILLET G., LAMBERT A. et RAUD J. (1970). - Quelques problèmes posés par la création de barrages sur une rivière transportant des débits solides. X Congrès International des Grands Barrages, Montréal, pp. 489 - 506.

BESBES M., COMBES P., LEDOUX E., LEVASSOR A. et DE MARSILY G. (1984). - Comportement hydraulique en grand des séries argileuses dans les bassins sédimentaires. Journée sur les argiles, École Nationale Supérieure des Mines de Paris, École Polytechnique, A.N.D.R.A, pp. 143-155.

BJERRUM L. et LO K.Y. (1963). - Effect of aging on the shear-strength properties of a normally consolidated clay. Géotechnique, Vol. 13, pp. 147-157.

BJERRUM L. et SIMONS N.E. (1960). - Comparaison of shear strength characteristics of normally consolidated clays. Proc. ASCE Conf. on shear strength of cohesive soils, Boulder, Colorado, pp. 711-726.

BLANC R. et GUYON E. (1991). - La physique de la sédimentation. La recherche, n° 234, pp. 866-873.

BLANC X., PINTEUR F. et SANCHIS Th. (1989). - Conséquences de l'enfoncement du lit de l'Arve sur les berges et les ouvrages. Bilan général des transports solides sur le cours d'eau. La Houille Blanche, n° 3/4, pp. 226-230.

BRUNE G.M. (1953). - Trap Efficiency of Reservoirs. Transactions of the American Geophysical Union, Vol. 34, n° 3, pp. 407-418.

BRUN J.J., MISHELLANY A., TERME G. et VECOVEN J. (1988). - Les boues de lavage de carrière, un sous produit de l'industrie des granulats. Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° 156, pp. 5-12.

C.N.R. (1992). - Compagnie Nationale du Rhône. Aménagement du Haut-Rhône, chute de Génissiat. Évolution des fonds en amont du barrage (document interne).

CORMAULT P. (1971). - Détermination expérimentale du débit solide d'érosion des sédiments fins cohésifs, 14 ème congrès A.I.R.H., Vol. 4, Paris.

COSTET J., SANGLÉRA G. (1981). - Cours pratique de mécanique des sols. Tome 1, 3 ème édition. Plasticité et calcul des tassements.

COURTOIS G. (1970). - Jauges radioactives en sédimentologie. Application faisant appel à l'instrumentation nucléaire. La Houille Blanche, n° 8, pp. 715-720.

DELHOMME J.P. (1976). - Application de la théorie des variables régionalisées dans les sciences de l'eau. Thèse de Dr - Ing, Université Paris VI, E.N.S.M.P.

DEMMAK A. (1982). - Contribution à l'étude de l'érosion et des transports solides en Algérie septentrionale. Thèse de Dr - Ing, Université de PIERRE et MARIE CURIE, Paris XI.

DEVEZE G. (1994). - Répartition spatiale des propriétés géotechniques dans une retenue de barrage. Projet de 2^{ème} année, E.N.S.G., Laboratoire de Géomécanique.

DROUHIN, MALLET, PACQUANT. (1951). - La sédimentation des barrages réservoirs en Algérie. IV Congrès International des Grands Barrages, New Delhi, pp. 163 - 195.

ENGEZ N. (1955). - Study of sedimentation in reservoir, Commission Internationale des Grands Barrages de la Conférence Mondiale de l'Energie, Paris, pp. 607-627.

E.N.R.B. (1984). - Entreprise Nationale de Réalisation de Barrages . Prélèvement des échantillons non remaniés de 12 sondages profonds dans la retenue du Fergoug, Alger (document interne).

GASCUEL-ODOUX C. (1984). - Application de la géostatistique à l'étude de la variabilité spatiale des propriétés hydriques du sol. Thèse de Dr - Ing, Université Paris VI, E.N.S.M.P.

GUPTA J.P. et SINGHAL H.S.S. (1981). - Sédimentation in Matatila reservoir "Inde". International Association for Hydraulic Research, Paper n° 10. Subject A (a), XIX Congrès New Delhi, India, pp. 87-94.

HALITION A. (1988). - Sols des régions arides d'algérie. Office des publications universitaires, Ben Aknoun, Alger.

HARTI A. et YACOUBI M. (1992). - Erosion hydrique. Mécanismes, mesures et expérimentation. Revue marocaine du Génie Civil, n° 38, pp. 82-87.

HOUSTON W.N. et MITCHEL J.K. (1969). - Property interrelation-ship in sensitive clays. ASCE., J. of SFMD., Vol. 95 (SM. 4), pp. 1037-1062.

KELLER P. et BOUCHARD J.P. (1986). - Etude bibliographique de l'alluvionnement des retenues par les sédiments fins. Mécanismes physiques et moyens de lutte. Electricité de France, Bulletin de la Direction des Etudes et des recherches. Série "Nucléaire, Hydraulique, Thermique", n°1, pp. 25-57.

KORSO K. (1986). - Contribution à l'analyse du processus de la sédimentation dans le barrage retenue du Fergoug. Dissertation de Post-Graduation, Université des Sciences et de Technologie d'Oran.

LAMB T.W. et WHITMAN R.V. (1969). - Soil mechanics. John Wiley and Sons, New-York.

LAPASSE J.M. (1994). - Chasses et dragages à Génissiat. Revue Travaux, n° 702, pp. 36-43.

LE ROUEIL S. et TAVENAS F. (1989). - Propriétés fondamentales des sols compressibles. Symposium International de M.D.S. de TIARET, 3 au 7 juin 1989, tome 2, sols compressibles-argiles gonflantes-remblais, pp. 1-42.

LE ROUEIL S., MAGNAN J.P. et TAVENAS F. (1985). Remblais sur argiles molles. ED. : L.C.P.C. et Technique et Documentation (Lavoisier).

LE ROUEIL S., TAVENAS F. et LE BIHAN J.P. (1983-b). - Propriétés caractéristiques des argiles de l'est du Canada. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 20(4), pp. 681-705.

LIECHTI W. et HAEBERLI W; (1970). - Les sédimentations dans le bassin de compensation de Palagnedra et les dispositions prises pour le déblaiement des alluvions, Commission Internationale des Grands Barrages, X Congrès des Grands Barrages, Montréal, pp. 19-37.

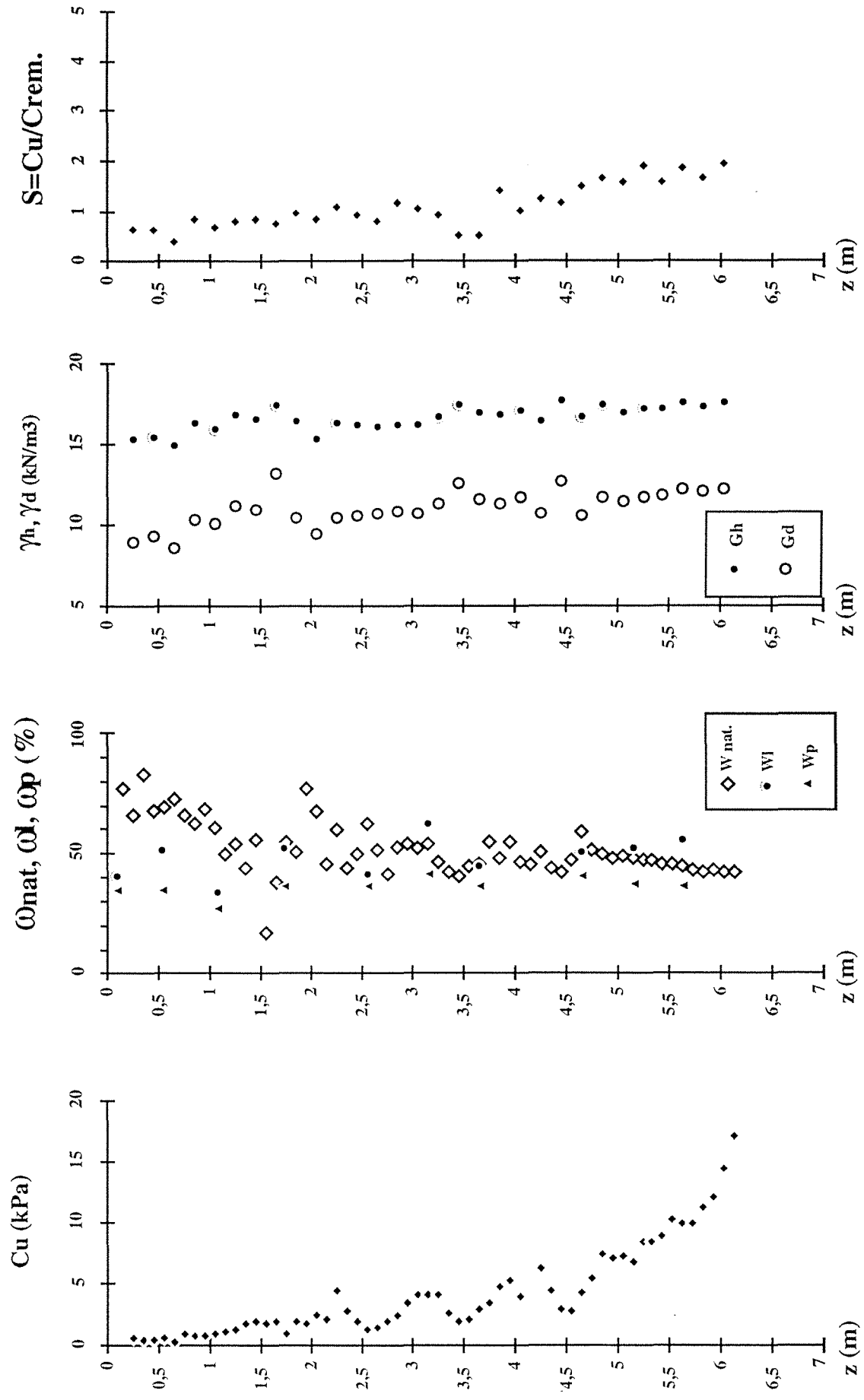
ANNEXE 1 :

Résultats des essais systématiques et mécaniques des sondages.

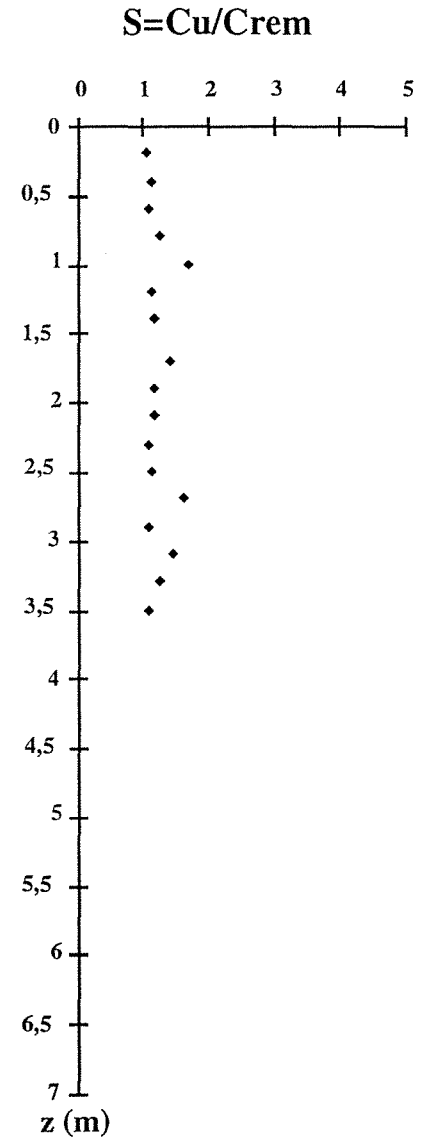
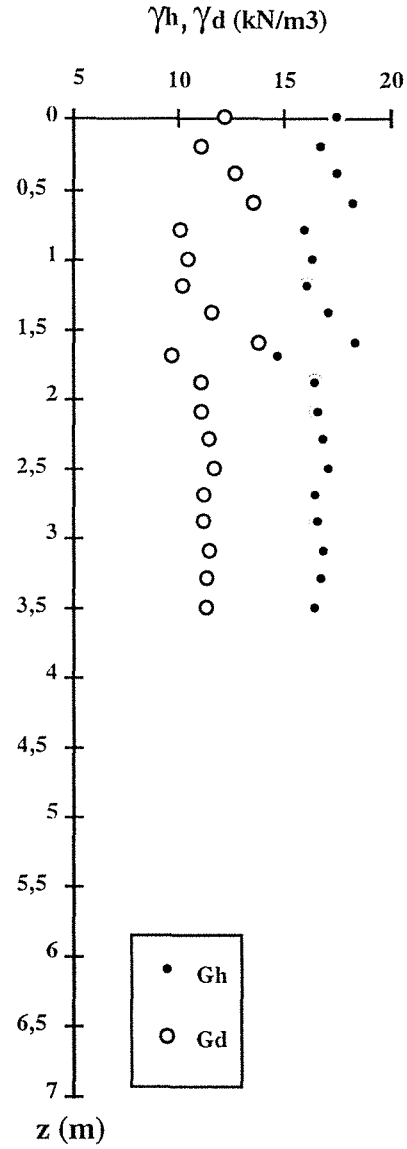
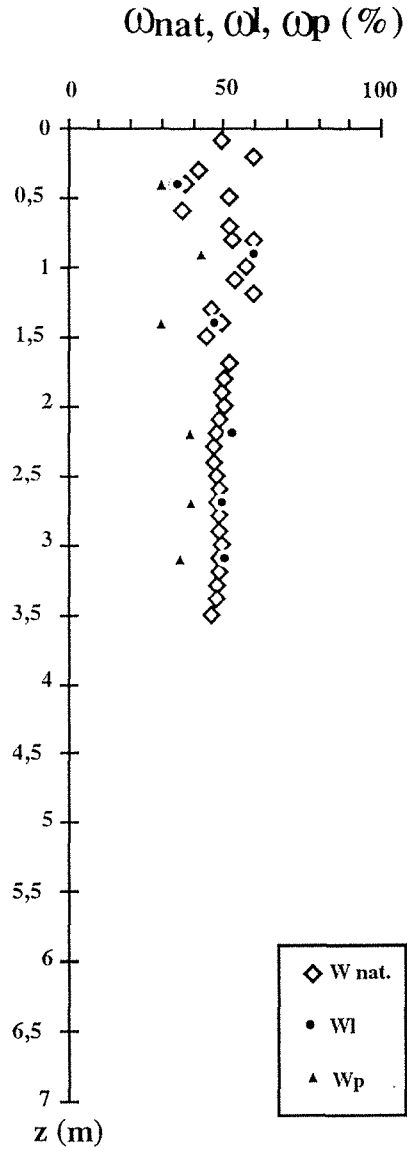
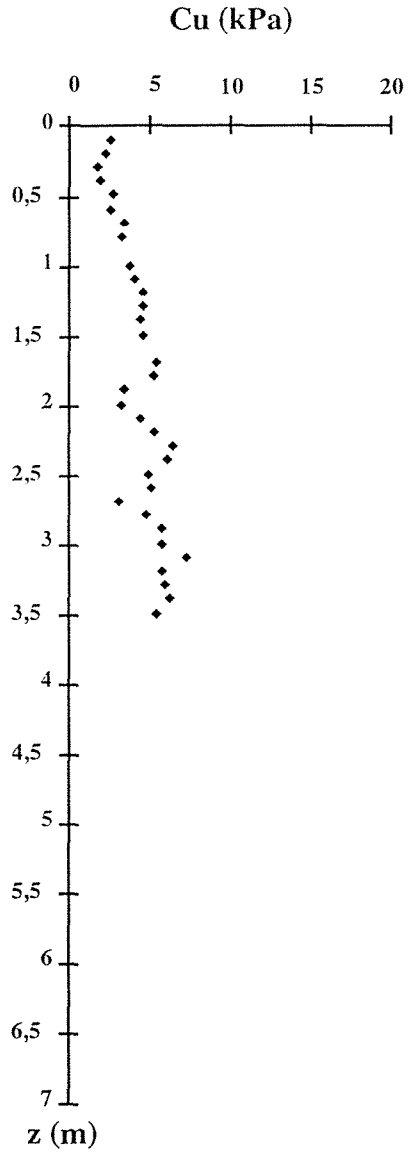
- PIERRY J.L. et BRAVARD J.P. (1989). - Evolution naturelle d'un remplissage sédimentaire intramontagnard et impacts des aménagements contemporains : L'exemple de la vallée de l'Arve (74). La Houille Blanche, n° 3/4, pp. 221-225.
- PIERRY J.L. (1989). - Les sédiments dans les torrents de l'Arve : discontinuité fonctionnelle et impacts de l'aménagement des bassins versants. La Houille Blanche, n° 3/4, pp. 205-211.
- QUESNEL B. (1973). - Traité d'hydraulique fluvial et torrentielle appliquée. Tome 2, Edition Eyrolles.
- RAIS S. et ABIDI M. (1989). - Préviation du transport solide sur un bassin versant. Application à l'envasement d'une retenue. La Houille Blanche, n° 3/4, pp. 296 - 300.
- RICARD C. (1991). - Compagnie Nationale du Rhône. Direction de l'Exploitation (document interne).
- SANCHEZ M. et GROVEL A. (1992). - Consolidation de la vase sous contraintes variables. Journées nationales, 26-28 février 1992, Session 5 Transport Sédimentaire, Génie Civil - Génie Côtier, Nantes.
- SÉMIOND H. (1994). - Etude de l'envasement des barrages : érosion dans les bassins versants, dépôt et consolidation des sédiments, recherche de modèles mathématiques et application à la retenue de Génissiat. Projet de 2^{ème} année, E.N.S.G., Laboratoire de Géomécanique.
- SIMAIKA Y.M. (1970). - Degradation of the Nile bed due to the interception of silt in the high Aswan reservoir. X Congrès International des Grands Barrages, Montréal, pp. 1161 - 1181.
- TALEB A. (1987). - Conception d'un barrage en vue de réduire l'envasement de la retenue. Thèse de doctorat, Université de Liège.
- TISOT J.P. (1984). - Propriétés géomécaniques des sédiments des grands fonds océaniques. Thèse de Docteur ès-sciences, Institut National Polytechnique de Lorraine.
- TRAN NGOC LAN (1977). - Un nouvel essai d'identification des sols : l'essai au bleu de méthylène. Bull. Liaison P. et Ch., n° 88, pp. 136-137.
- WROTH C.P. et WOOD D.M. (1978) - The correlation of index properties with some basic engineering properties of soils. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 15 (2), pp. 137-145.

- LOUDENOT J.P. (1976). - Décantation des boues polluantes. Thèse de Dr. Ing, Université de Paris-Sud centre d'Orsay.
- MAGNAN J.P. et YOUSSEFIAN G. (1989). - Essai au bleu de méthylène et classification géotechnique des sols. Bull. Liaison P. et Ch., n° 159, pp. 17-28.
- MARZOUKI T. (1992). - Diagnostic de l'envasement des grands barrages marocains. Revue marocaine du Génie Civil, n° 38, pp. 46-53.
- MEHTA A.J. (1991). - Understanding fluid mud in a dynamic environment. Geo-Marine Letters, n° 11, pp. 113-118.
- MEKERTA B. (1986). - Etude de la consolidation des vases à l'état solide des barrages retenues du Fergoug et de Bou-Hanifia. Dissertation de Post-Graduation, Université des Sciences et de la Technologie d'Oran.
- MIGNIOT C. (1968). - Etude des propriétés physiques de différents sédiments très fins et de leur comportement sous des actions hydrodynamiques. La Houille Blanche, n° 7, pp. 591-620.
- MIGNIOT C. (1989). - Tassement et rhéologie des vases. La Houille Blanche, n° 1, pp. 11-29, n° 2 pp. 95-111.
- M.T.P.C. (1970). - Ministère des Travaux Publics et de la Construction. Direction de l'Hydraulique. Note sur l'état en 1/1/1970 des études et réalisations pour la lutte contre l'envasement des barrages Algériens, Alger (document interne).
- MUKHAMEDOV A. (1981). - Silting upstream of dam and scour methods, International Association for Hydraulic Research, Paper n° 5, Subject A (a), XIX Congrès New Delhi, India, pp. 35-42.
- MULDER T. (1992). - Aspects géotechniques de la stabilité des marges continentales. Application à la baie des anges, Nice, France. Thèse de doctorat de l'INPL en Génie Civil et Minier, ENSG.
- MURTHY B.N. (1970). - Sedimentation in D.V.C. reservoirs (India), Commission Internationale des grands barrages, X Congrès des Grands Barrages, Montréal, pp. 1111-1142.
- OCKENDEN M.C. et DELO E.A. (1991). - Laboratory testing of muds. Geo-Marine Letters, n° 11, pp. 138-142.
- OLIVRY J.C. - Erosion et transports solides. Approche bibliographique sommaire, Institut Français de Recherche Scientifique pour le Développement en Coopération.
- PARTHENIADES E. (1971). - Erosion and Deposition of Cohesive Sediment in SHEN, River Mechanics.
- PARZONKA W. (1984). - Analyse du processus de tassement et de l'érosion des vases aux réservoirs d'eau en Algérie occidentale. Séminaire "Transport and Sédimentation of Solid Particles", Wroclaw, paper D2.
- PARZONKA W. (1986). - Caractéristiques hydrauliques et rhéologiques de transport fluvial en suspension aux concentrations élevées entre deux réservoirs. Archiwum Hydrotechniki.
- PARZONKA W. (1967). - Estimation de la variation des propriétés physiques et rhéologiques des barrages retenues du Sautet et de Lubachow. Archiwum Hydrotechniki, t. XIX Z. 2, pp. 297 - 340.
- PARZONKA W. , KORSO K. (1984). - Caractéristiques rhéologiques des vases du réservoir du Fergoug. V Séminaire "Transport and Sédimentation of Solid Particles", Wroclaw, pp. D3-1 à D3-5.
- PERICAUD C. (1983). - Mécanique de l'érosion des vases. La Houille Blanche, n° 7/8, pp. 501-512.

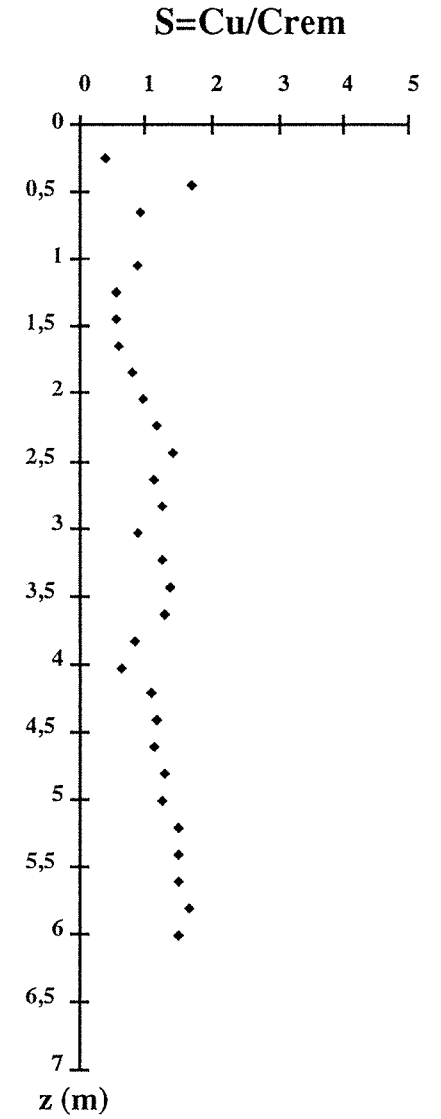
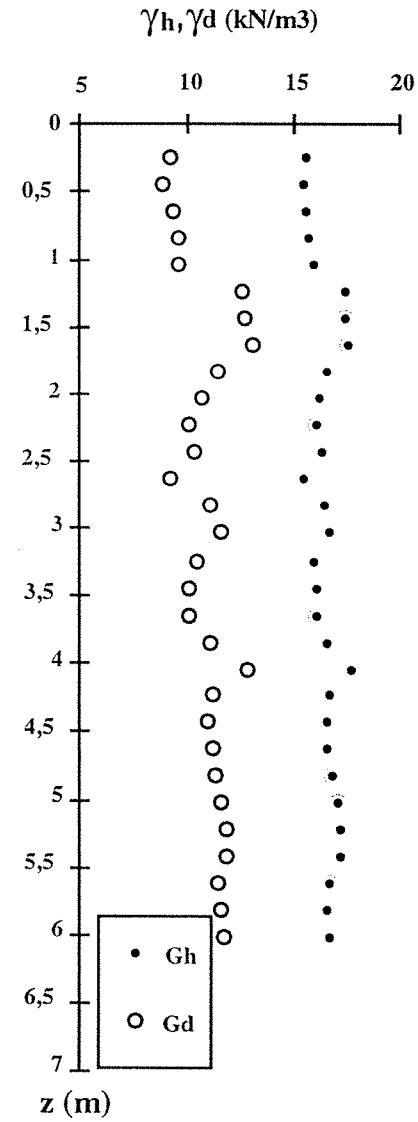
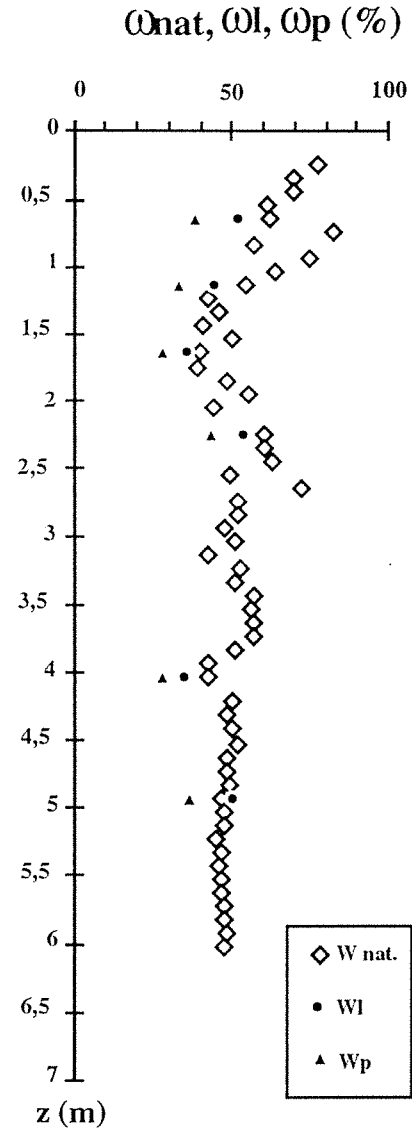
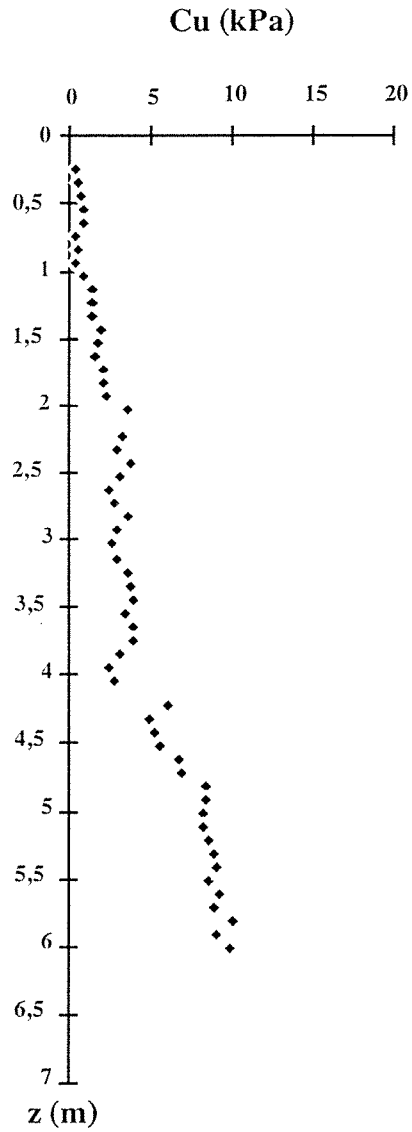
Retenue de GENISSIAT - SONDAGE S1



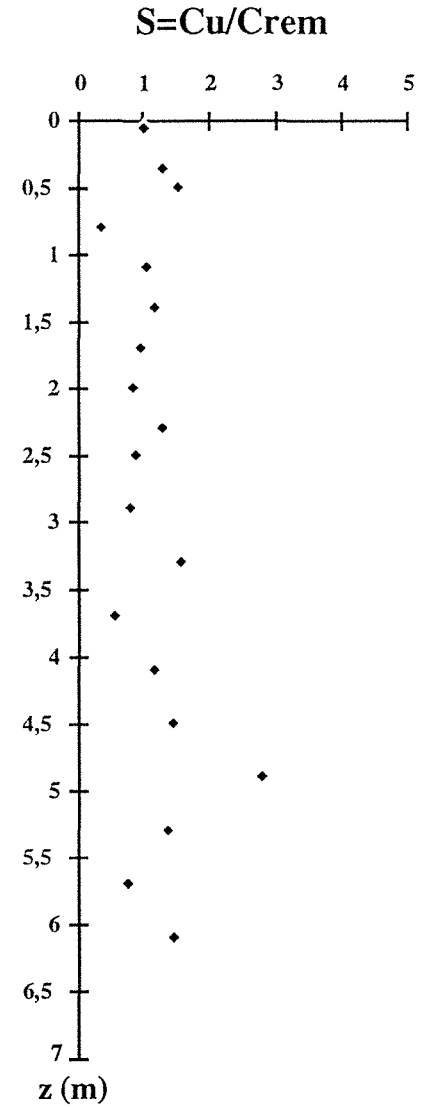
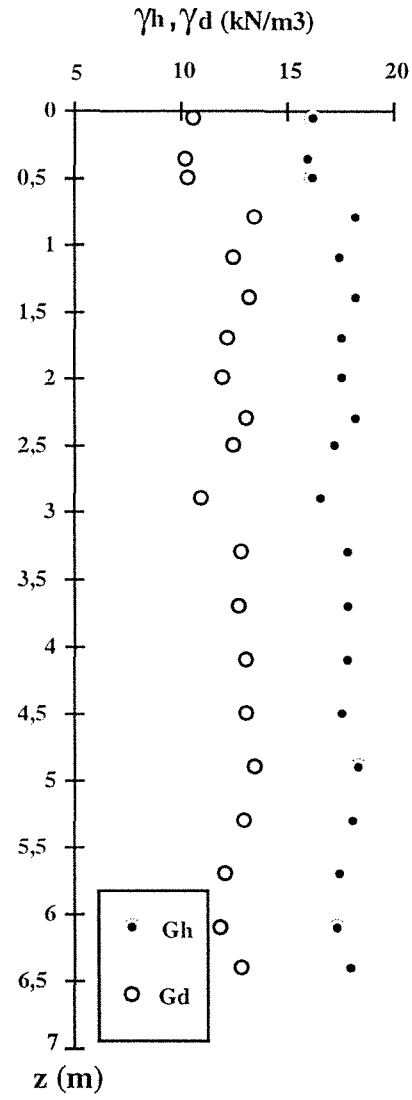
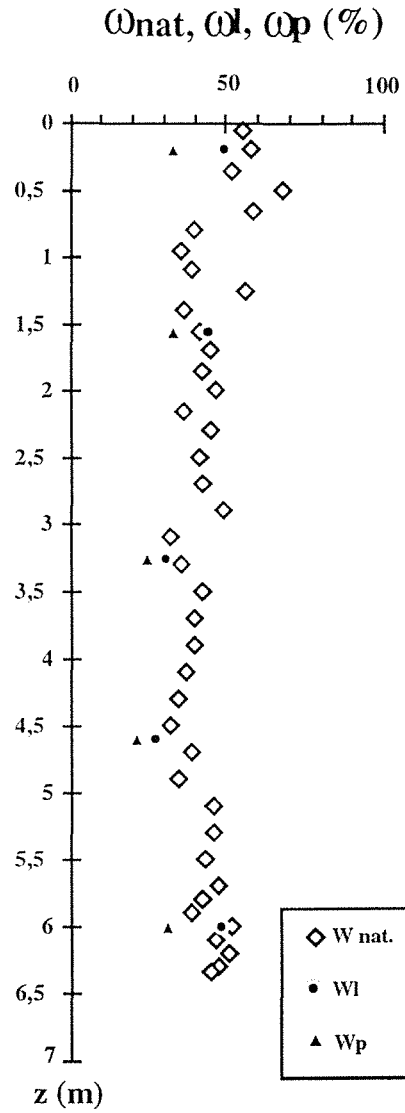
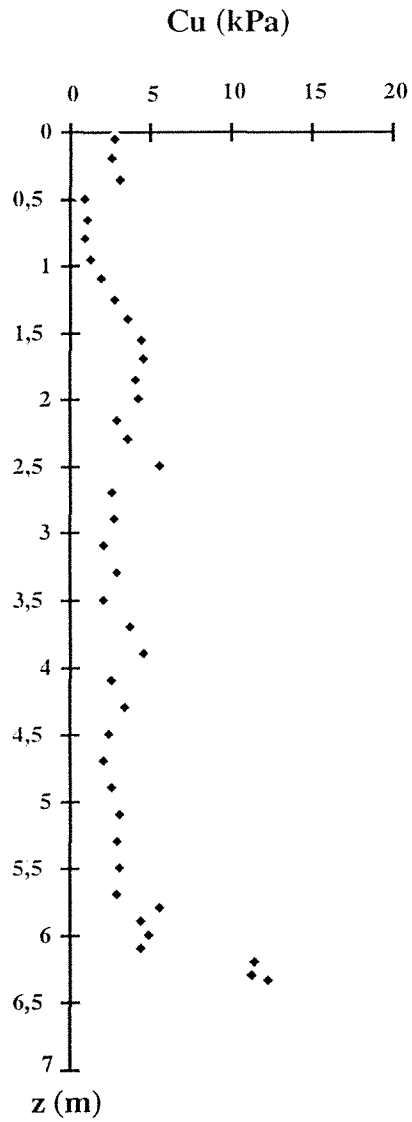
Retenue de GENISSIAT - SONDAGE S2



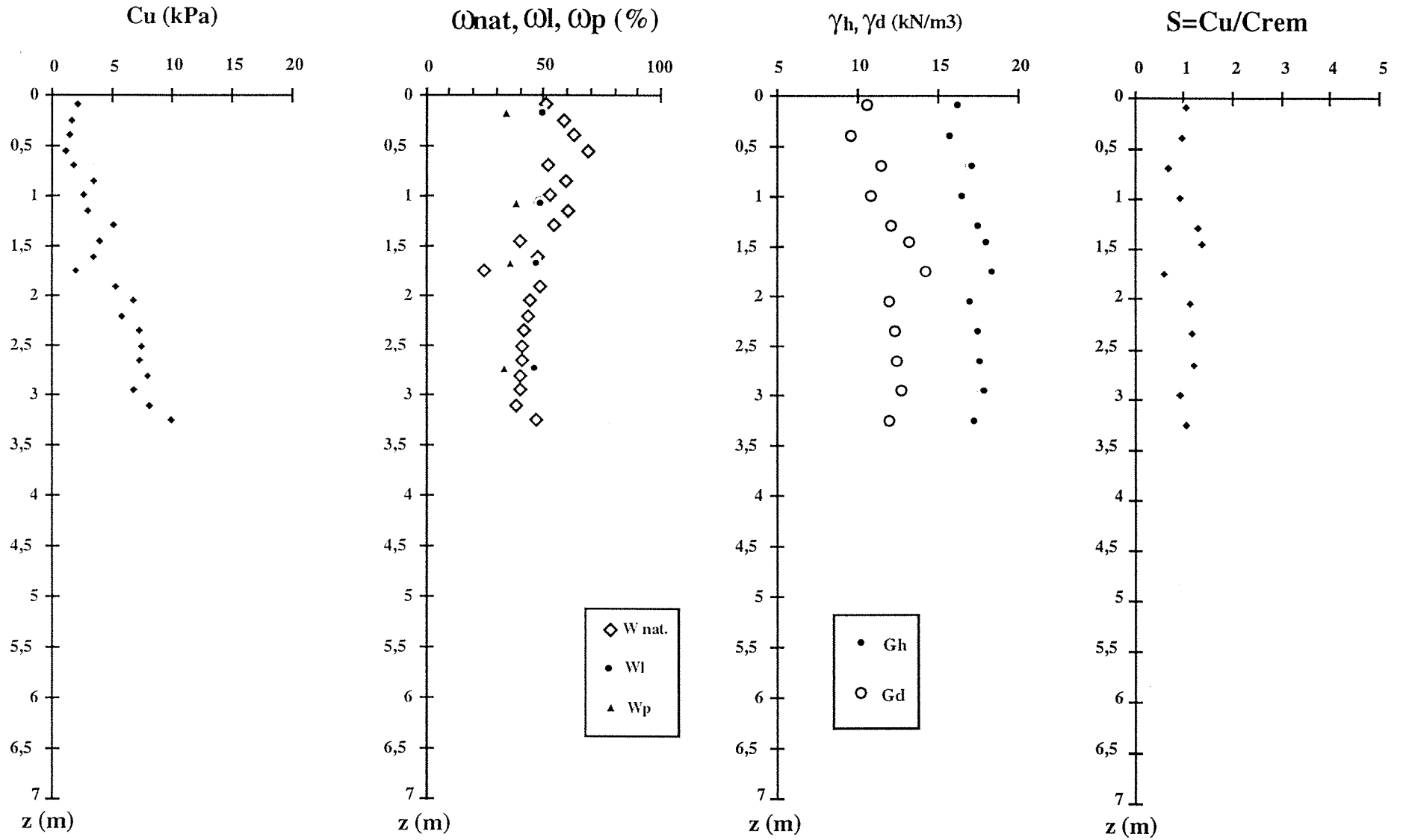
Retenue de GENISSIAT - SONDAGE S3



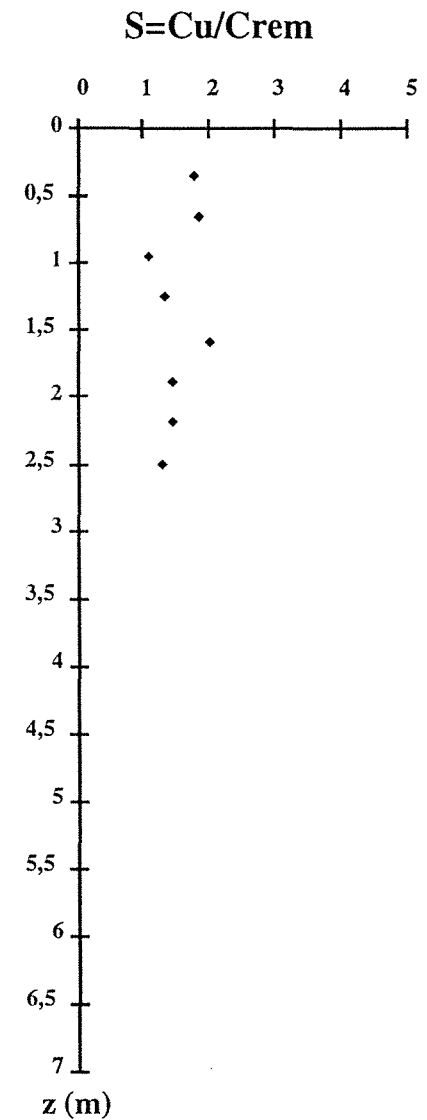
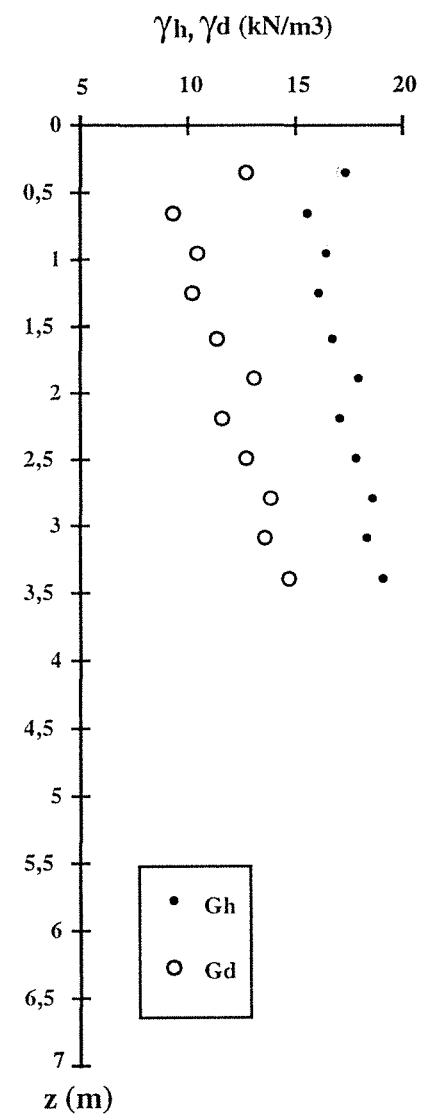
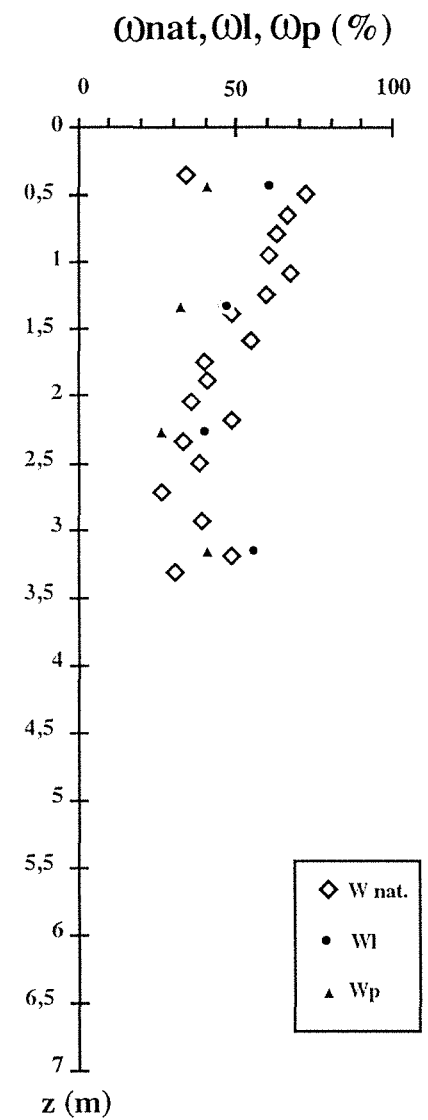
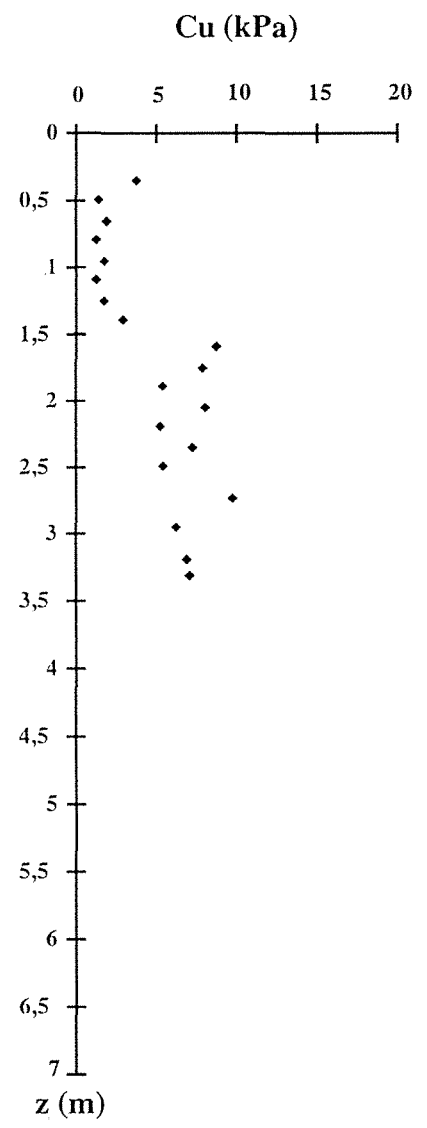
Retenue de GENISSIAT - SONDAGE S4



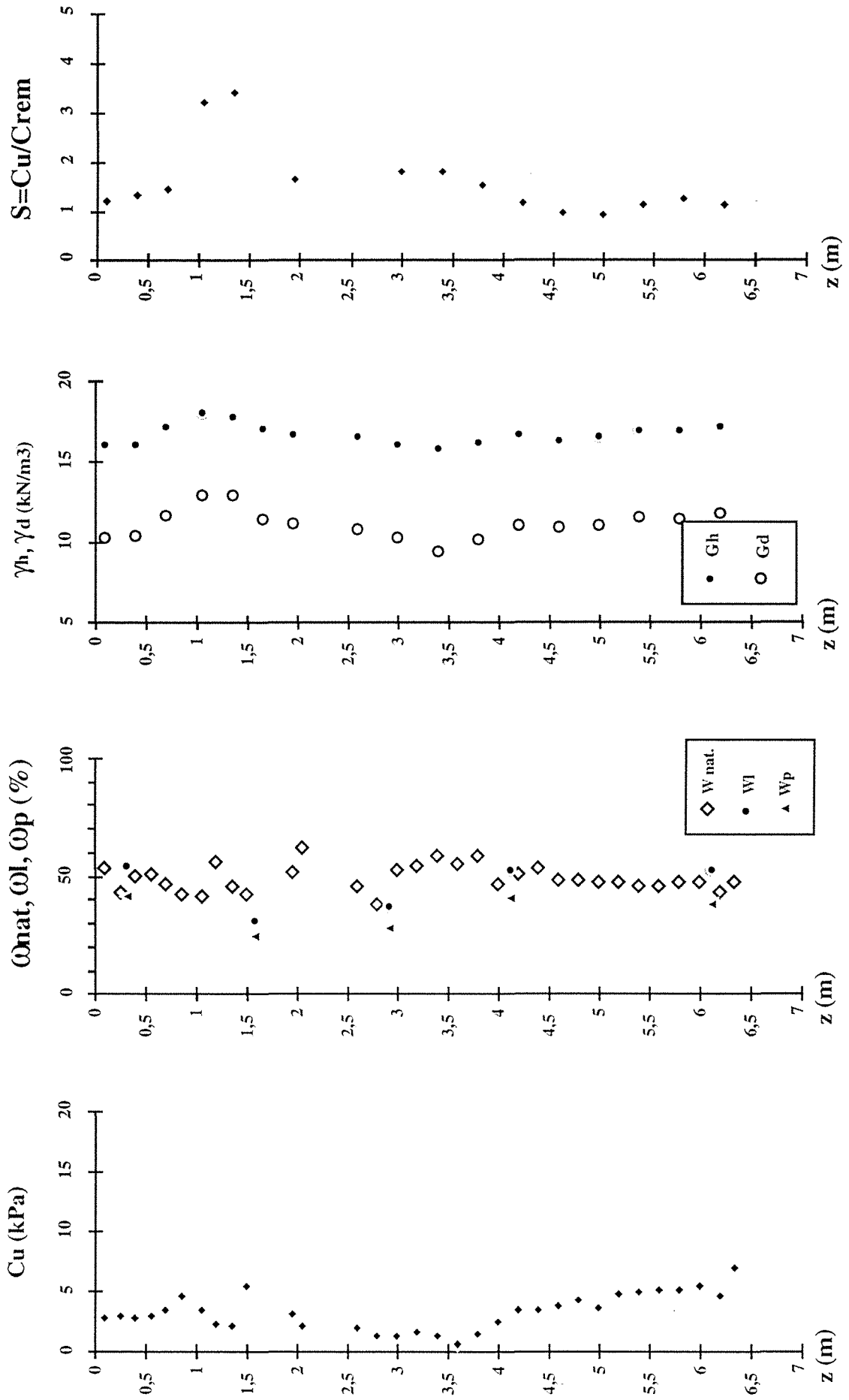
Retenue de GENISSIAT - SONDAGE S5



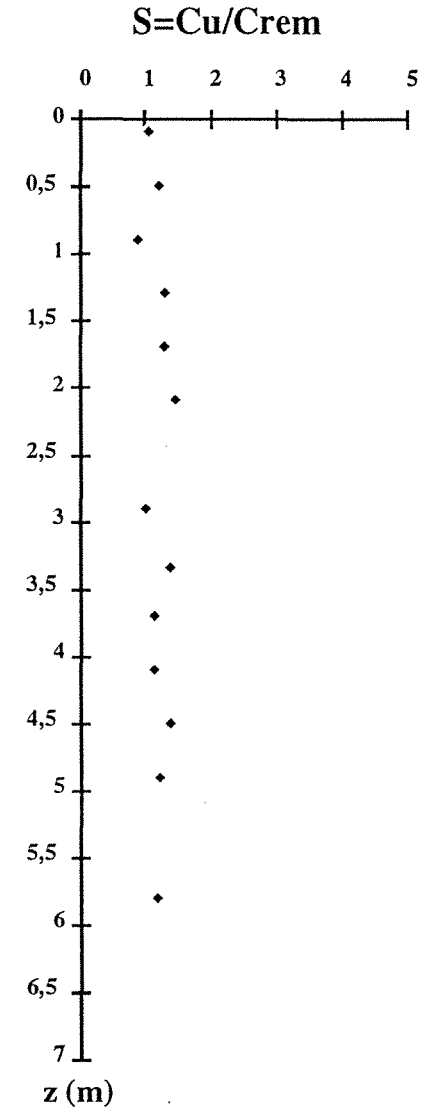
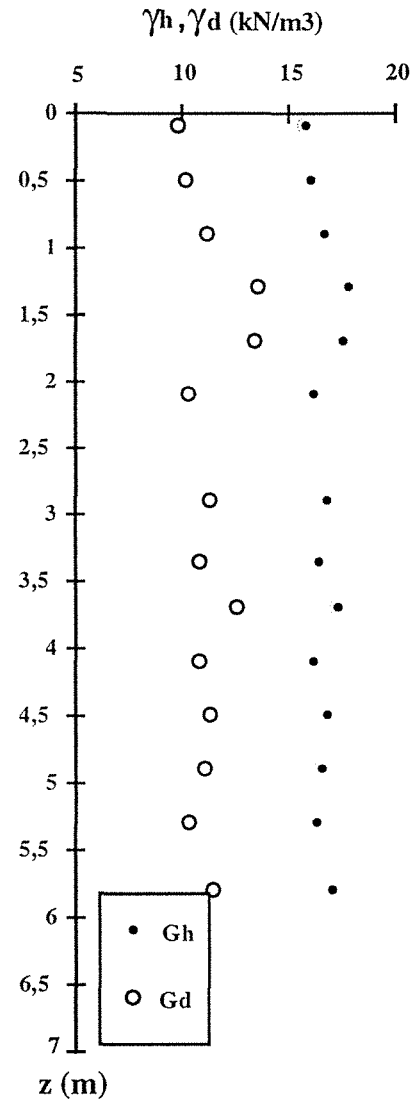
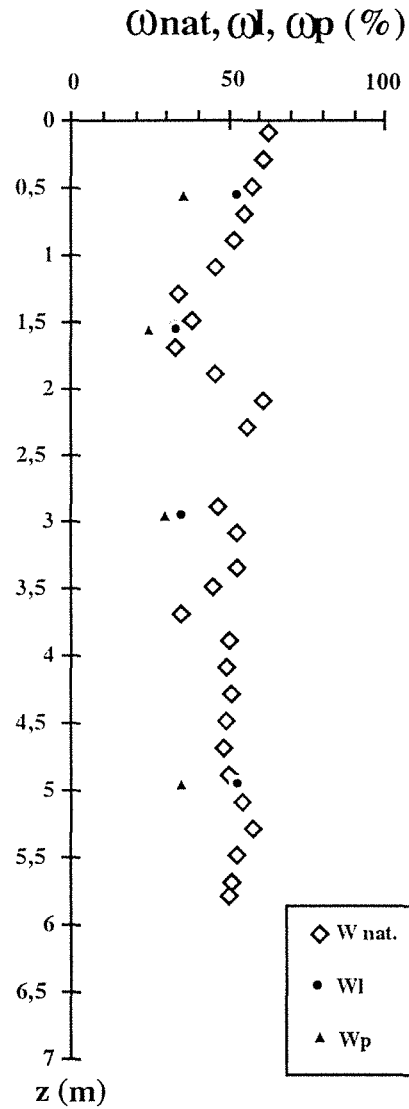
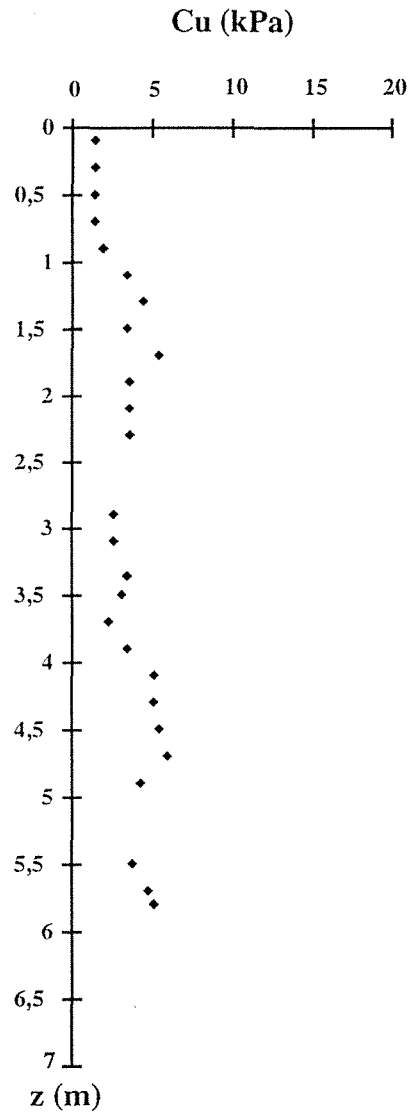
Retenue de GENISSIAT - SONDAGE S6



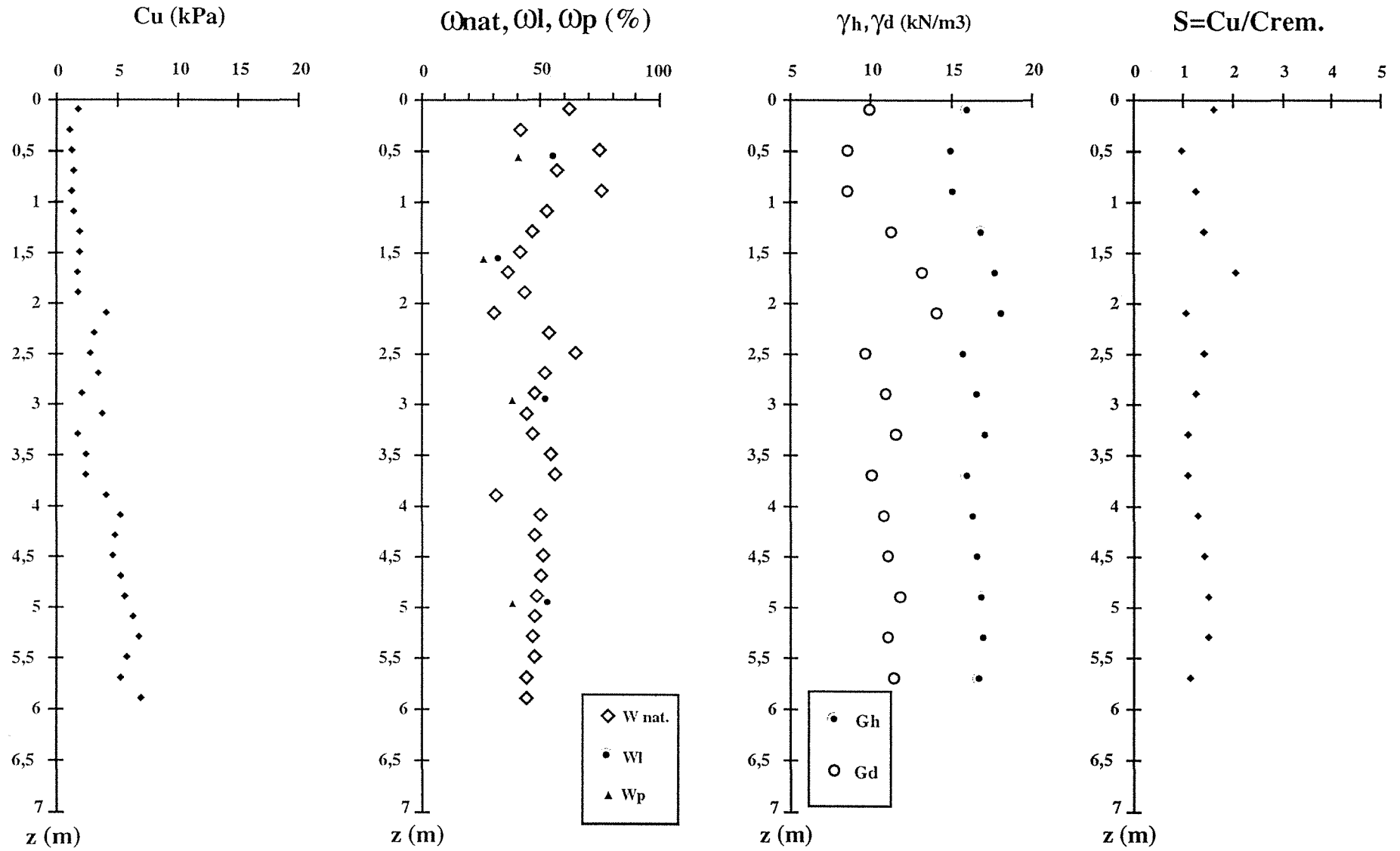
Retenue de GENISSIAT - SONDAGE S8



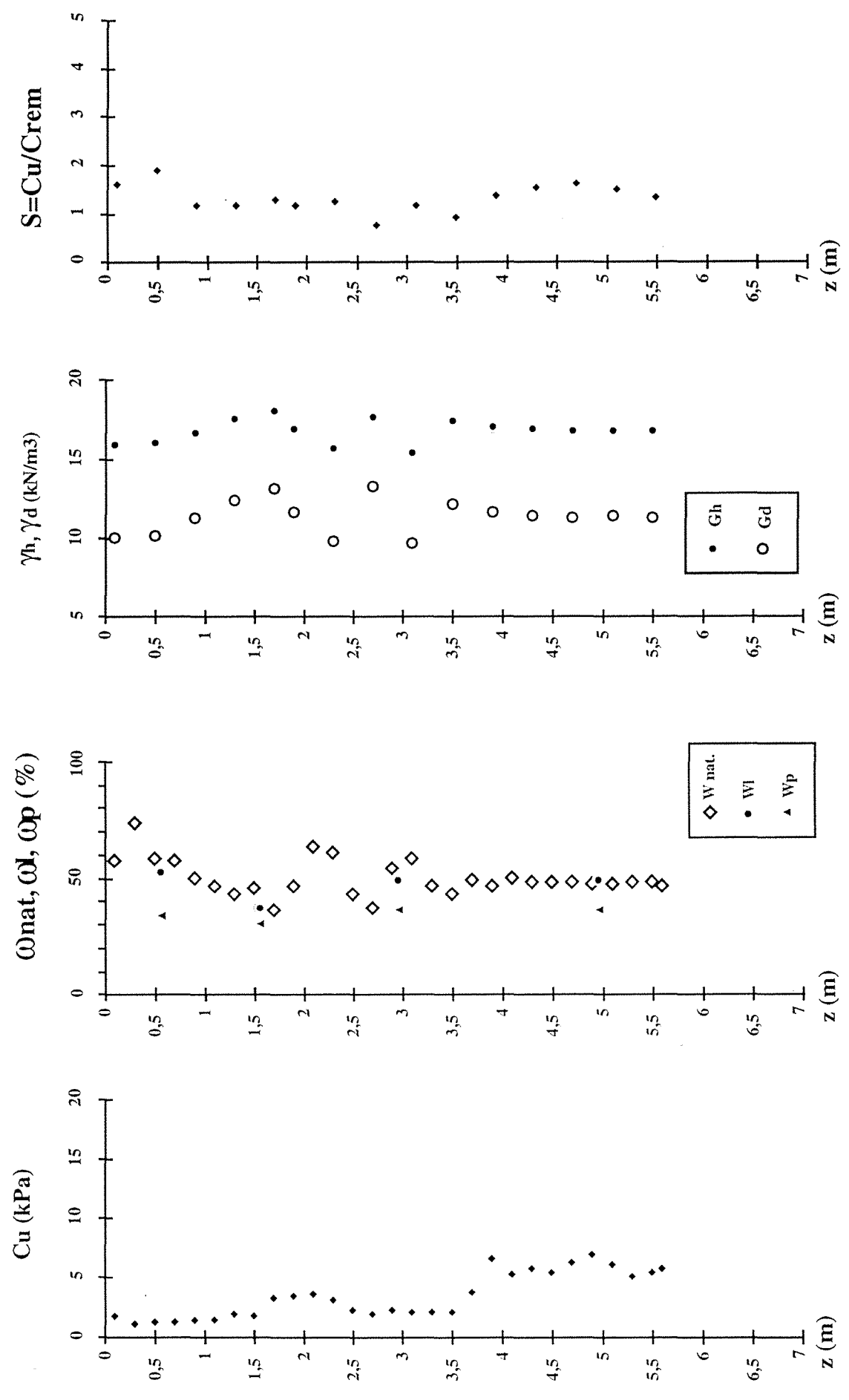
Retenue de GENISSIAT - SONDAGE S9



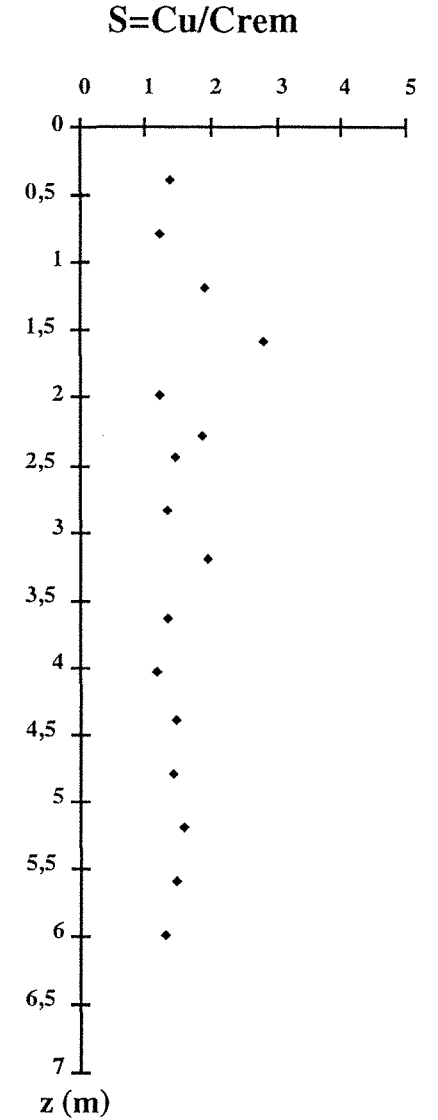
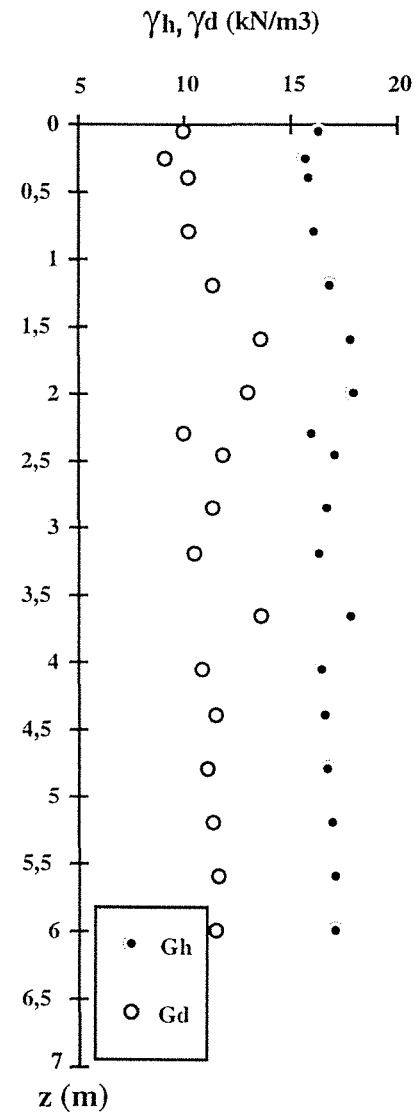
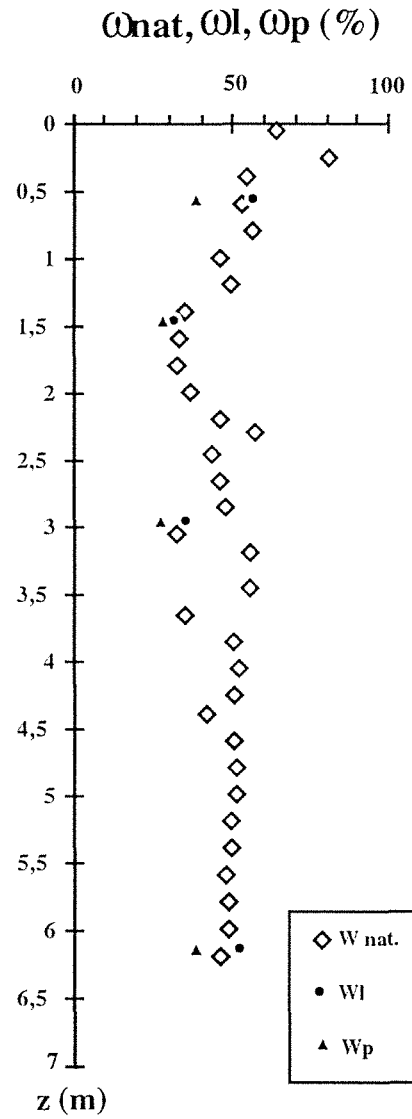
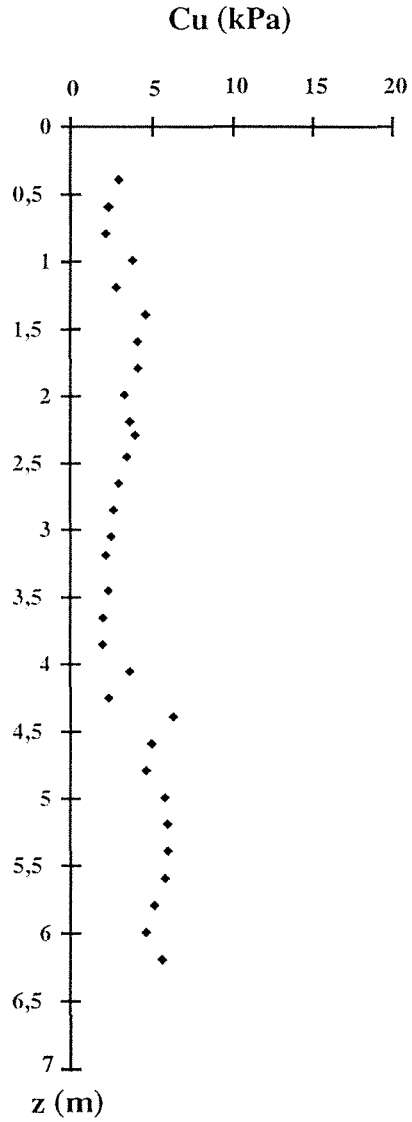
Retenue de GENISSIAT - SONDAGE S10



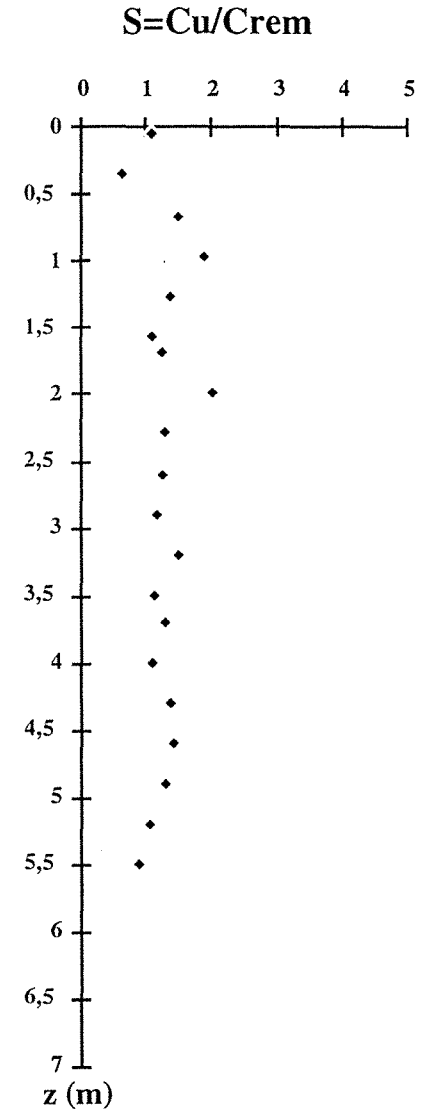
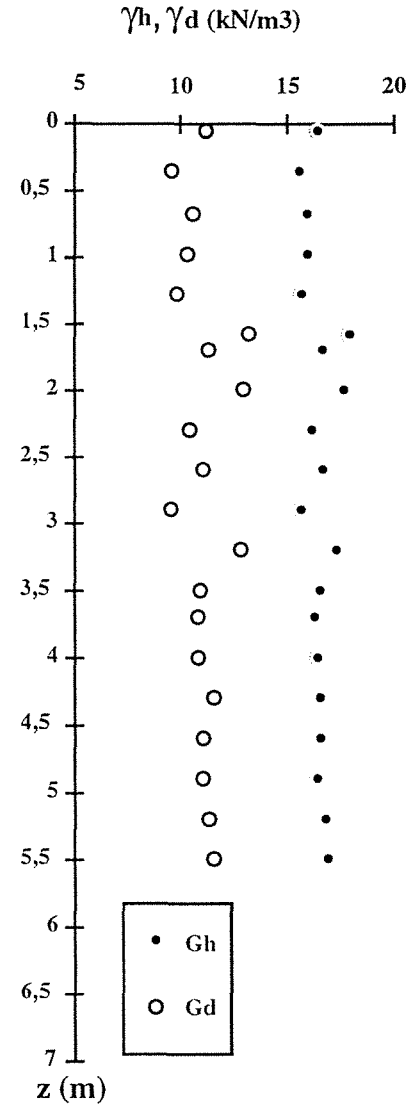
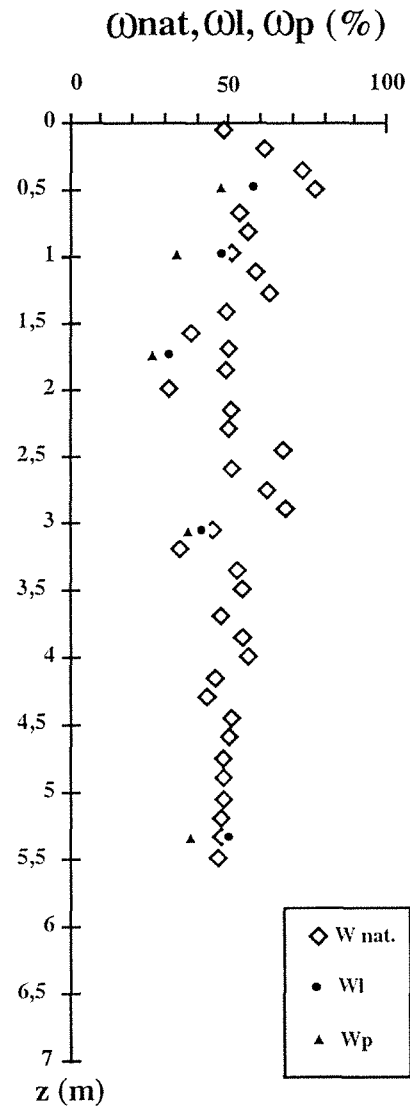
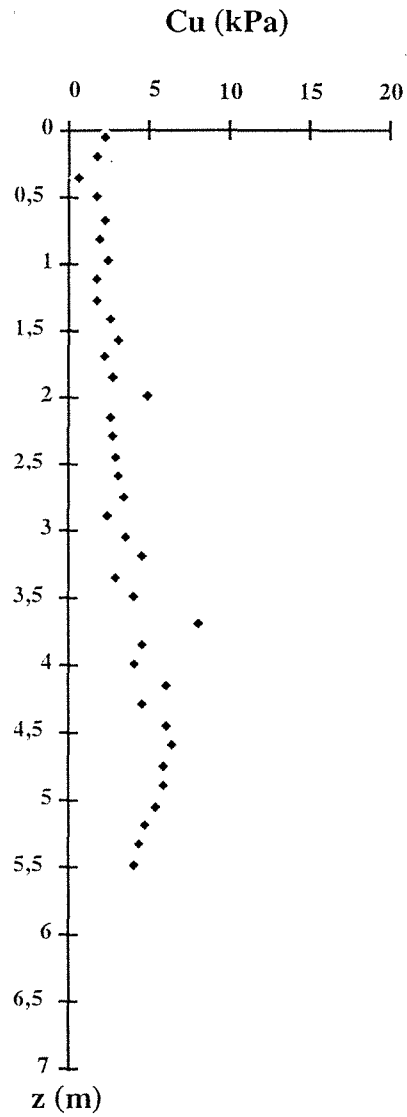
Retenue de GENISSIAT - SONDAGE S11



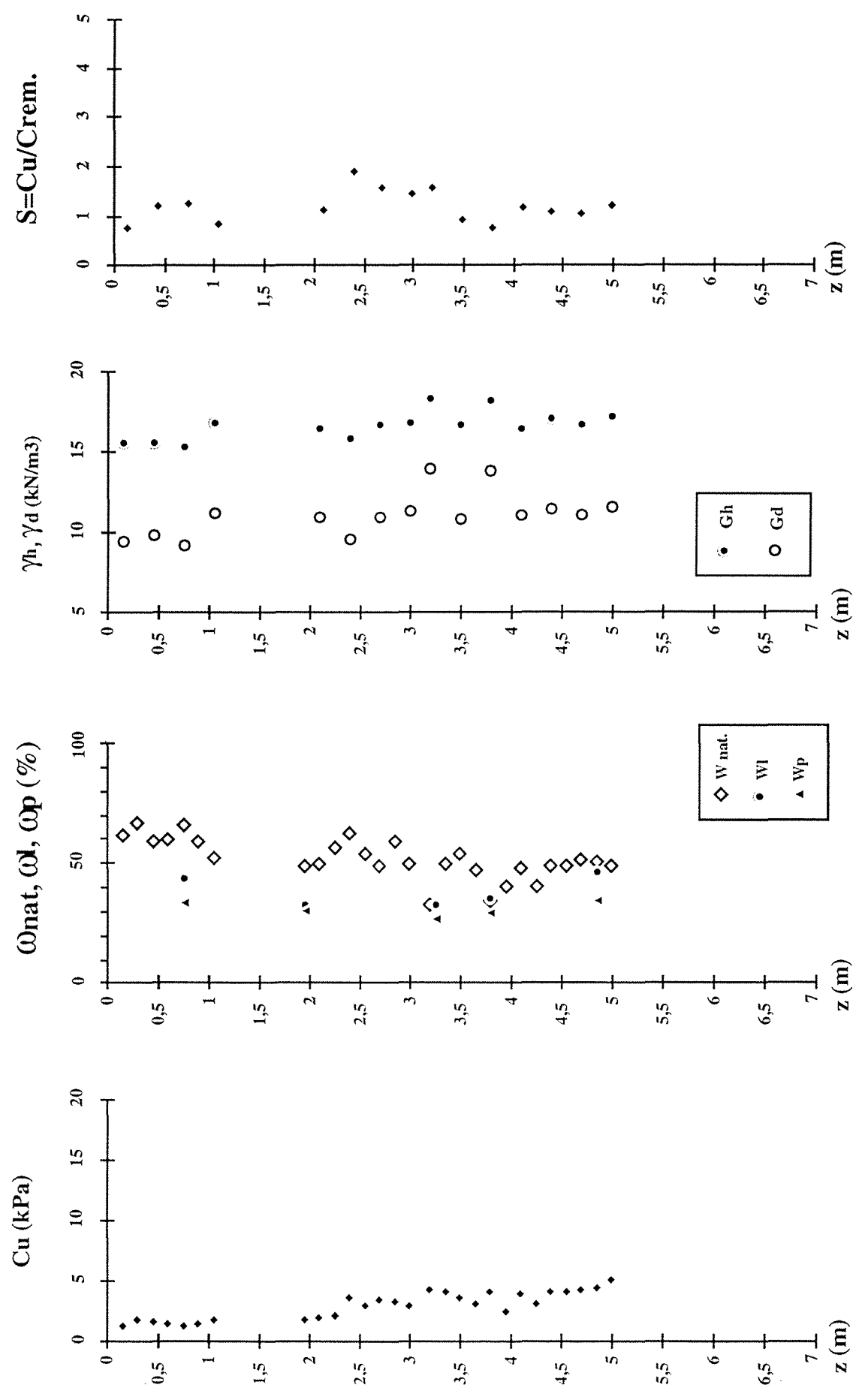
Retenue de GENISSIAT - SONDAGE S12



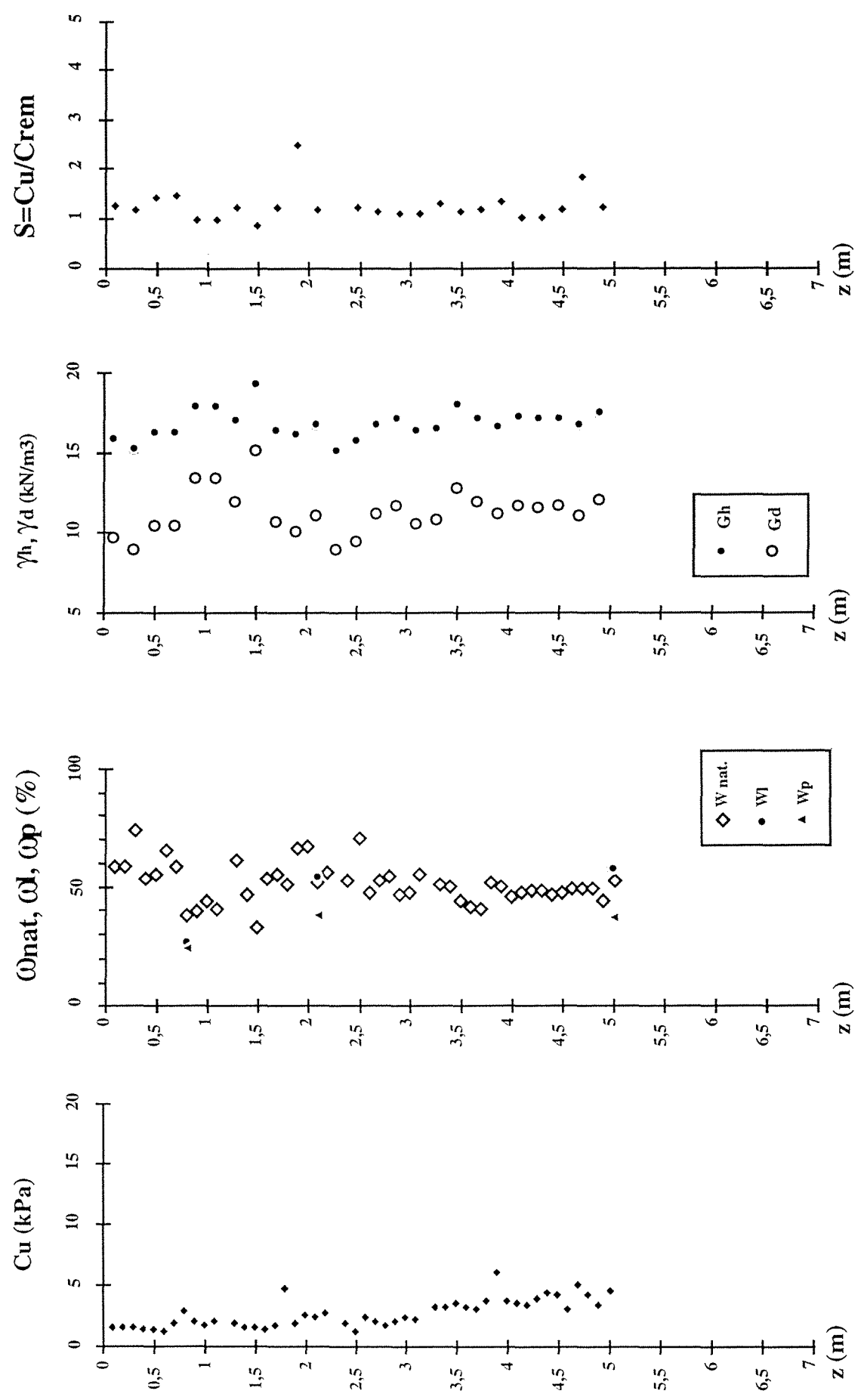
Retenue de GENISSIAT - SONDAGE S13



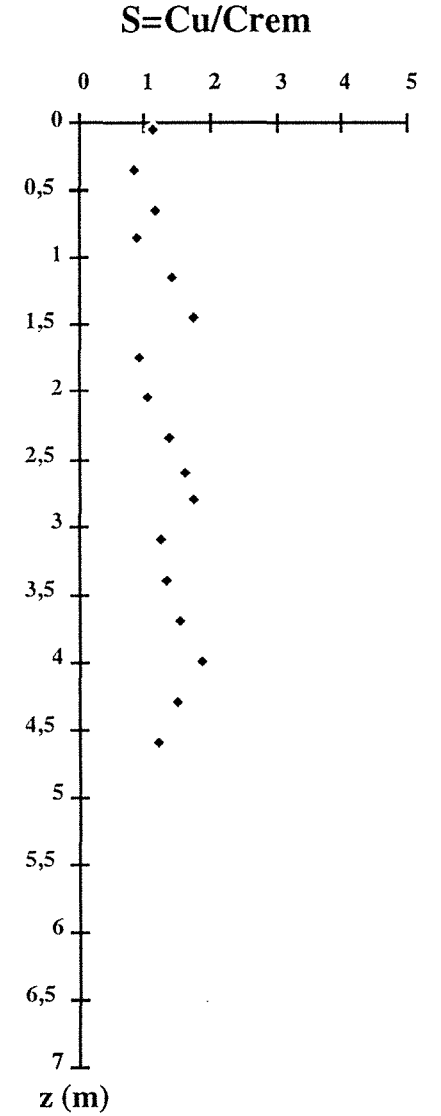
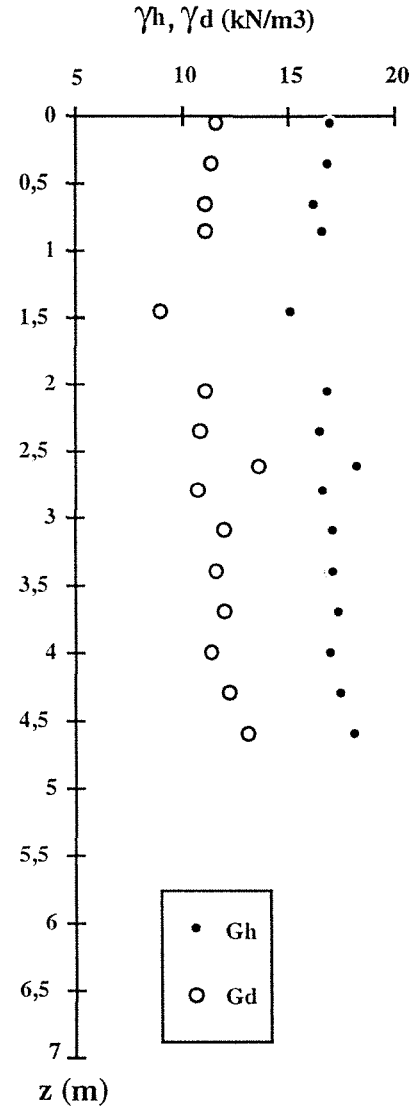
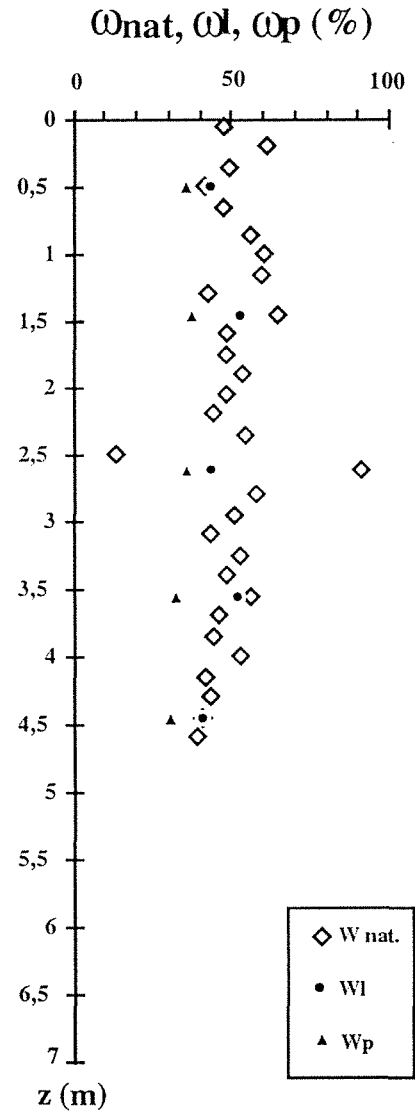
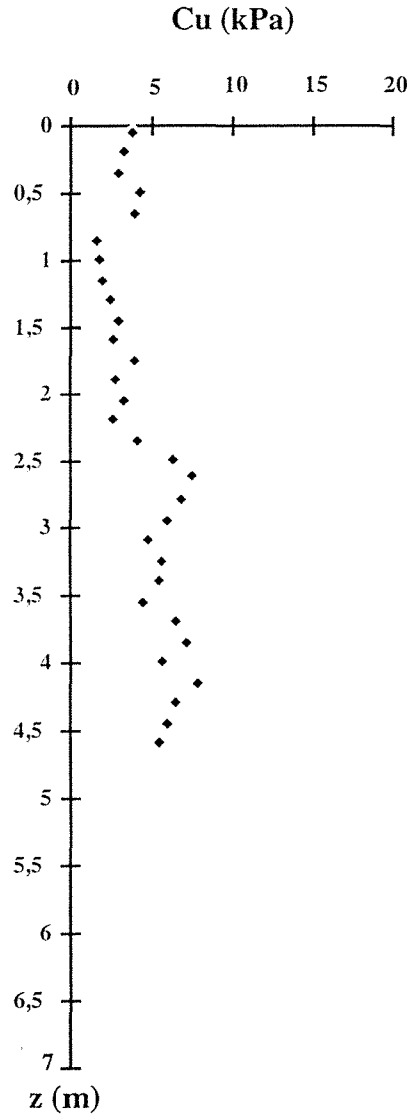
Retenue de GENISSIAT - SONDAGE S14



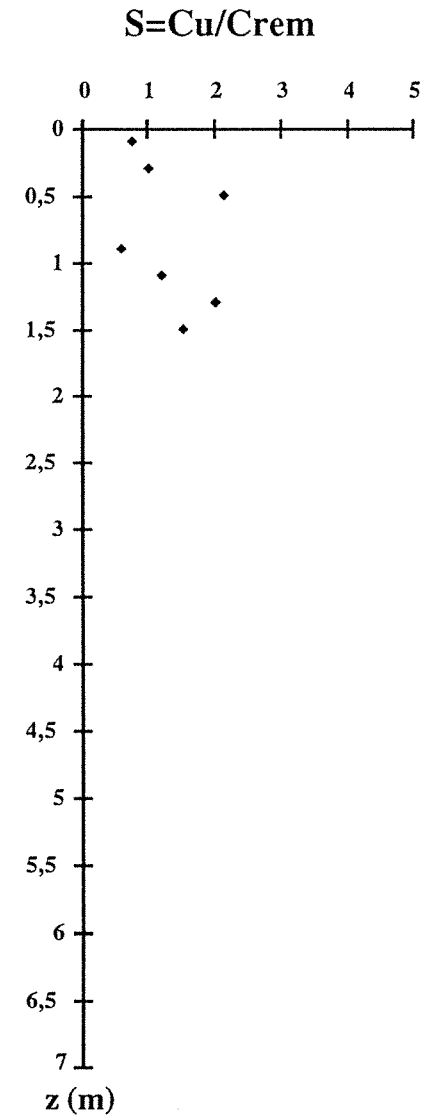
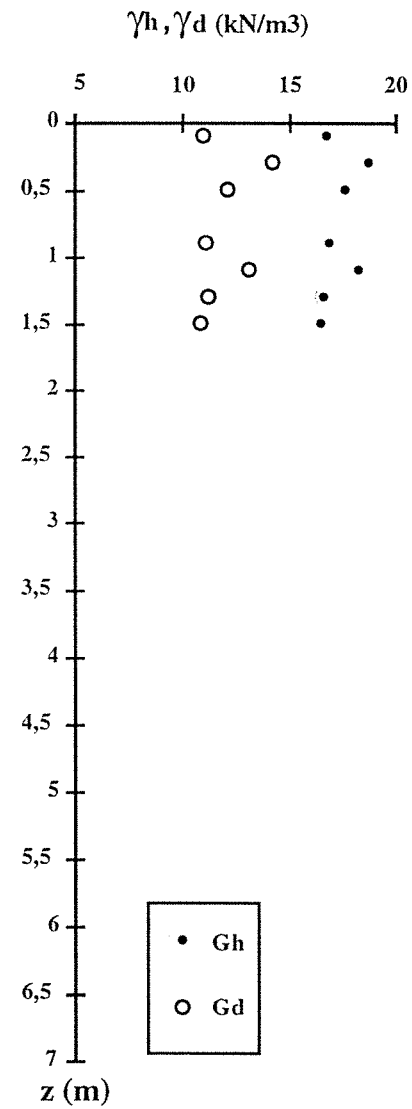
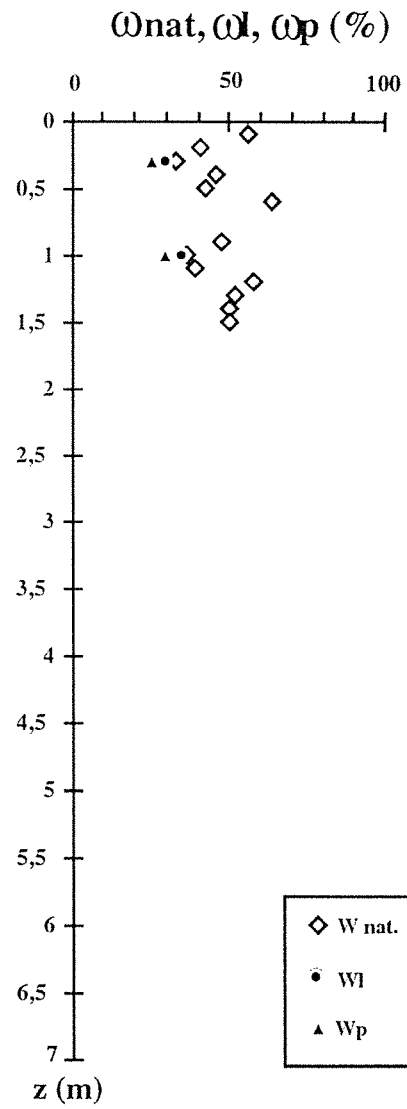
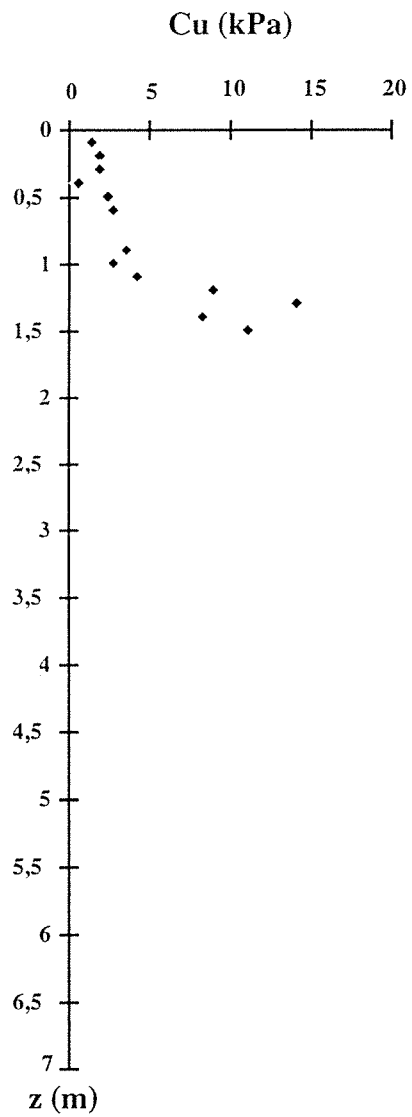
Retenue de GENISSIAT - SONDAGE S15



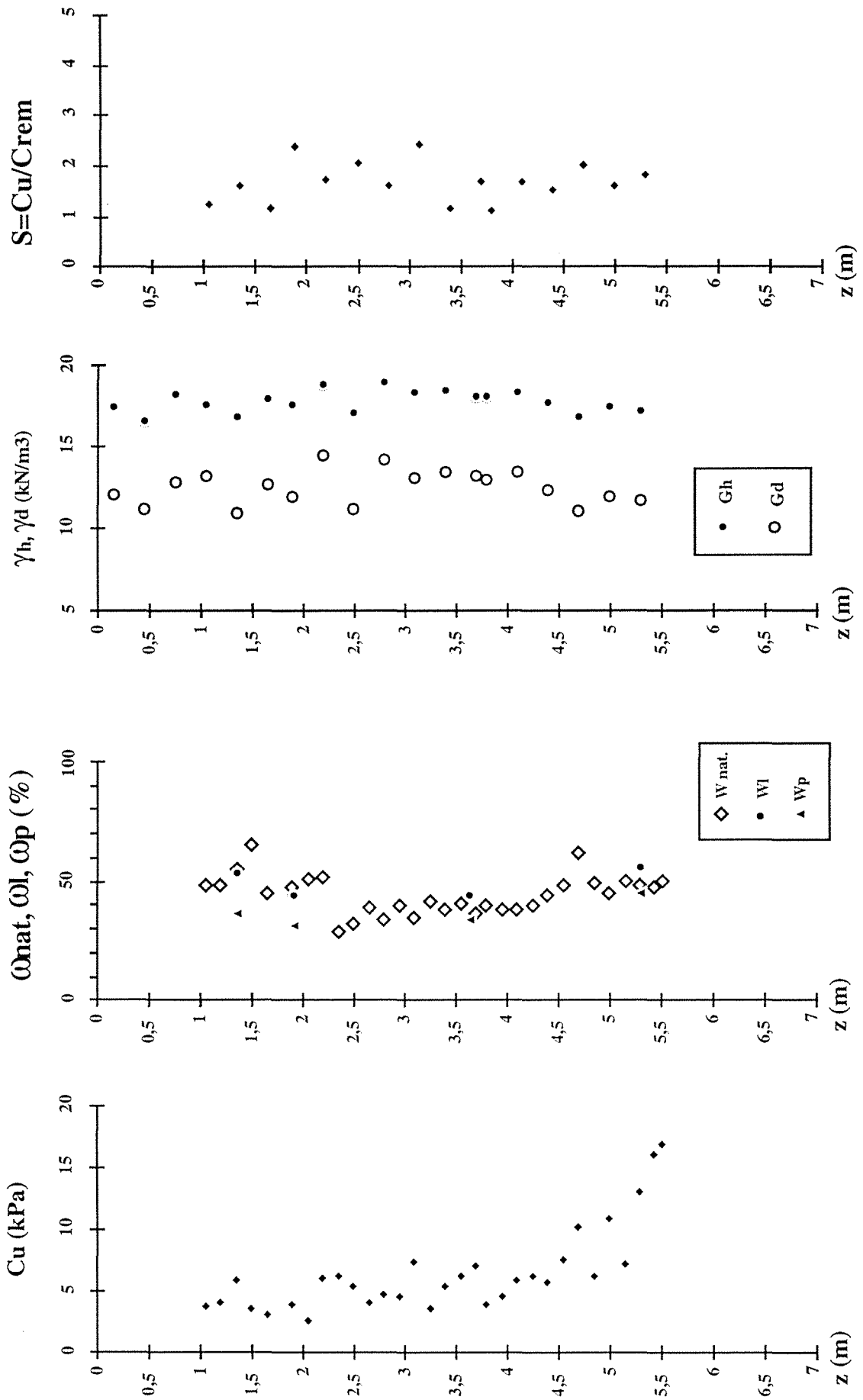
Retenue de GENISSIAT - SONDAGE S16



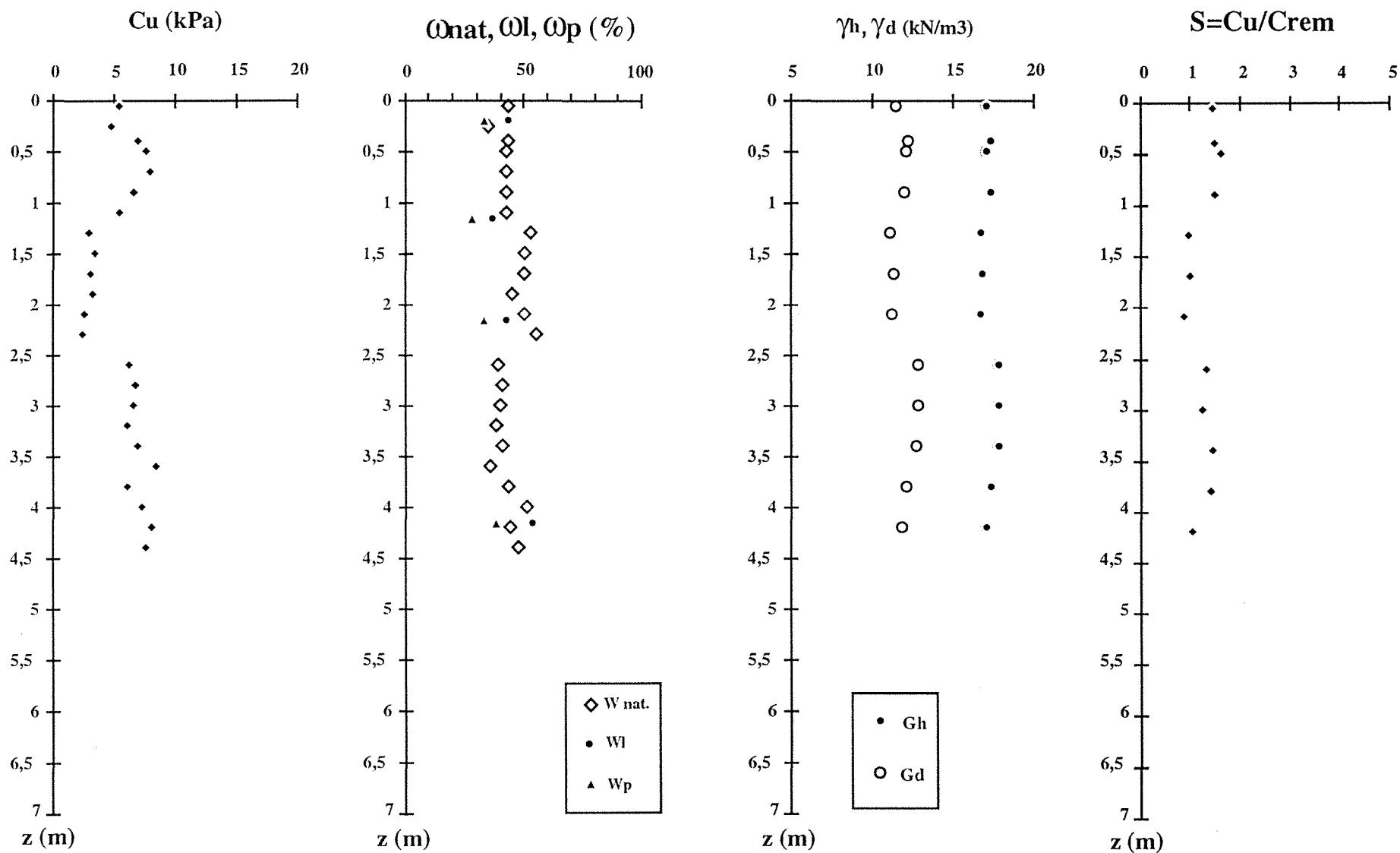
Retenue de GENISSIAT - SONDAGE S17



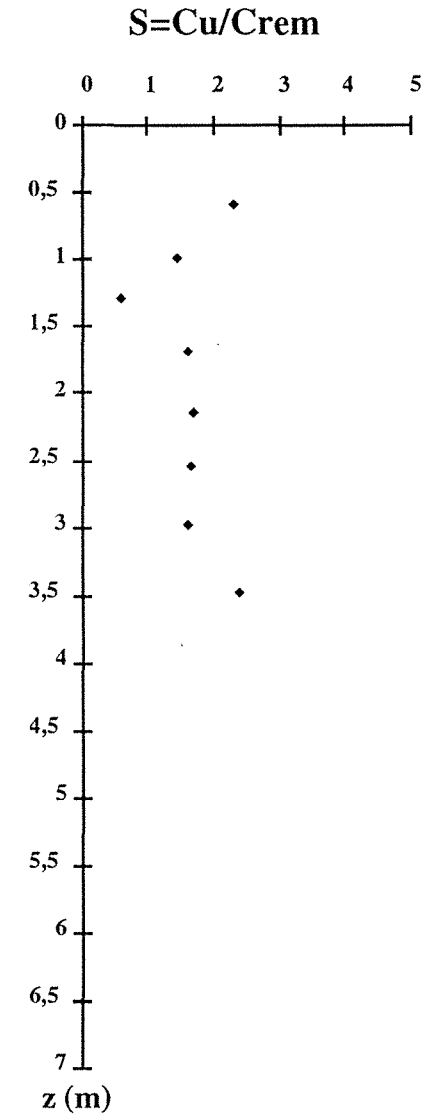
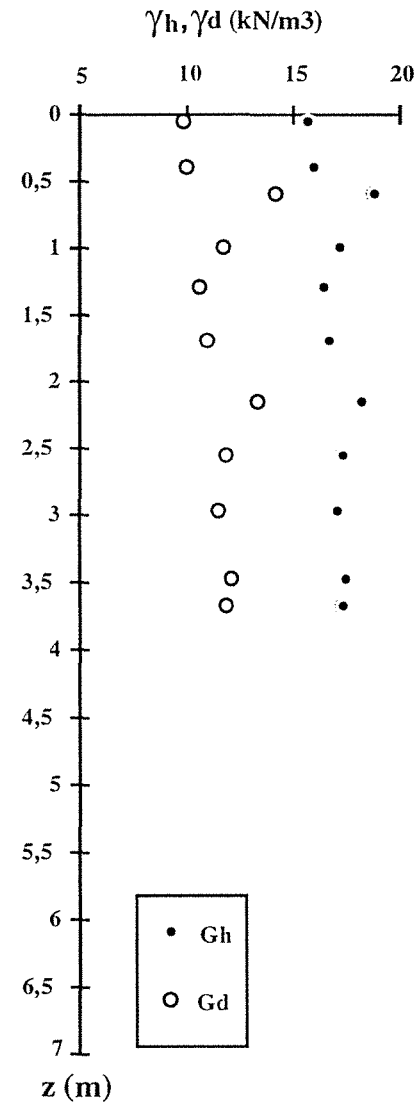
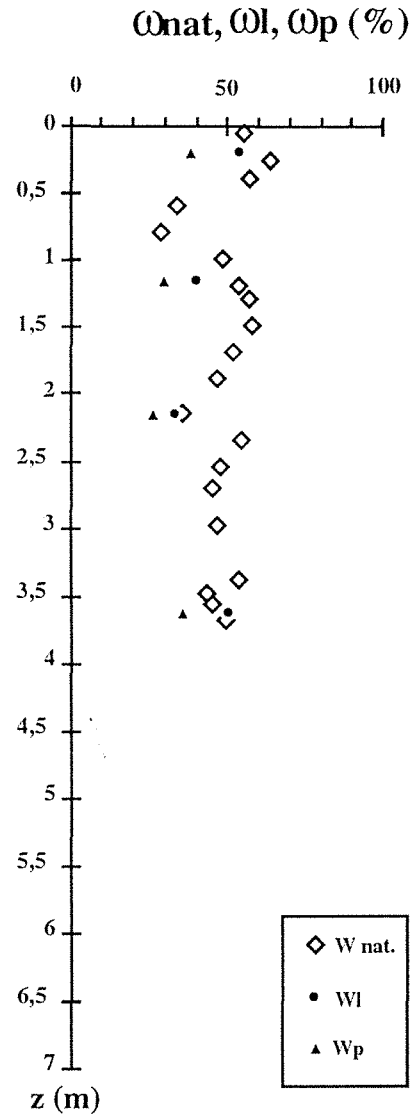
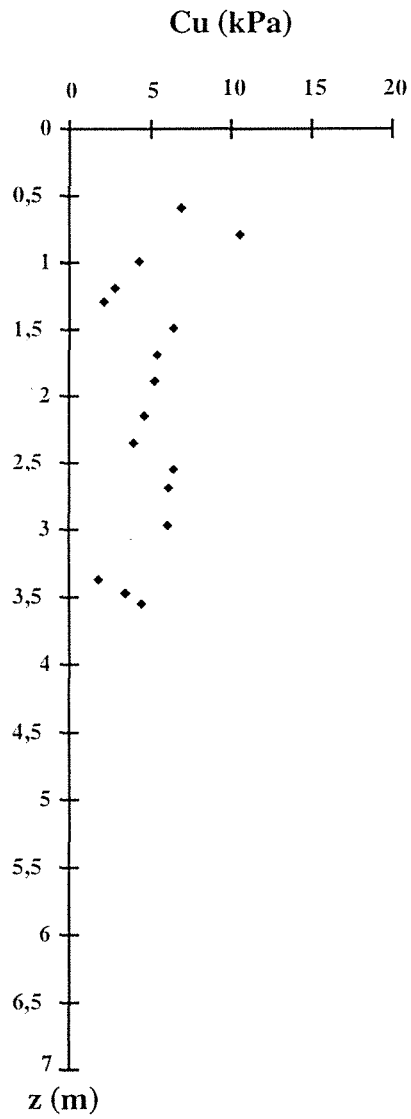
Retenue de GENISSIAT - SONDAGE S18



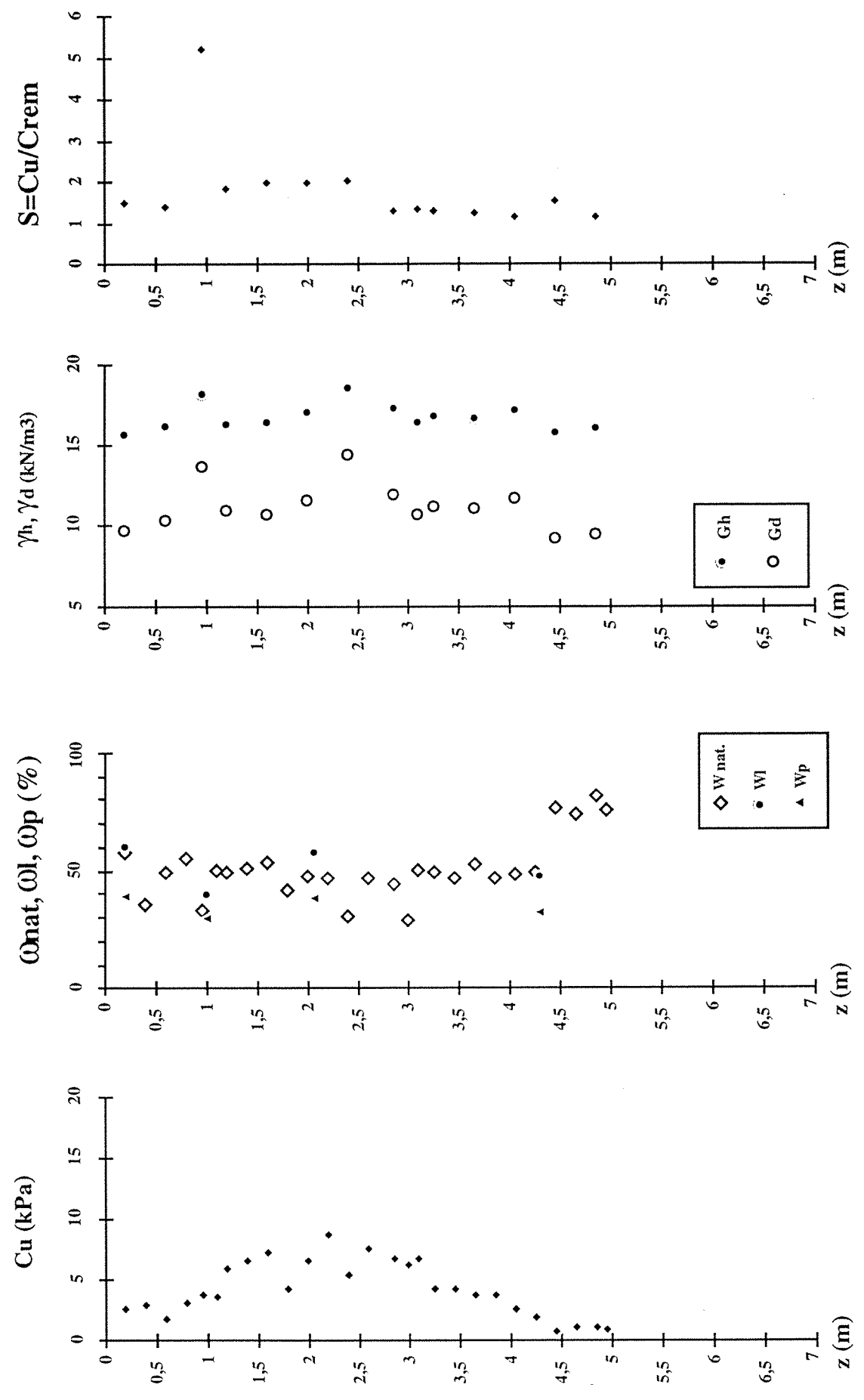
Retenue de GENISSIAT - SONDAGE S19



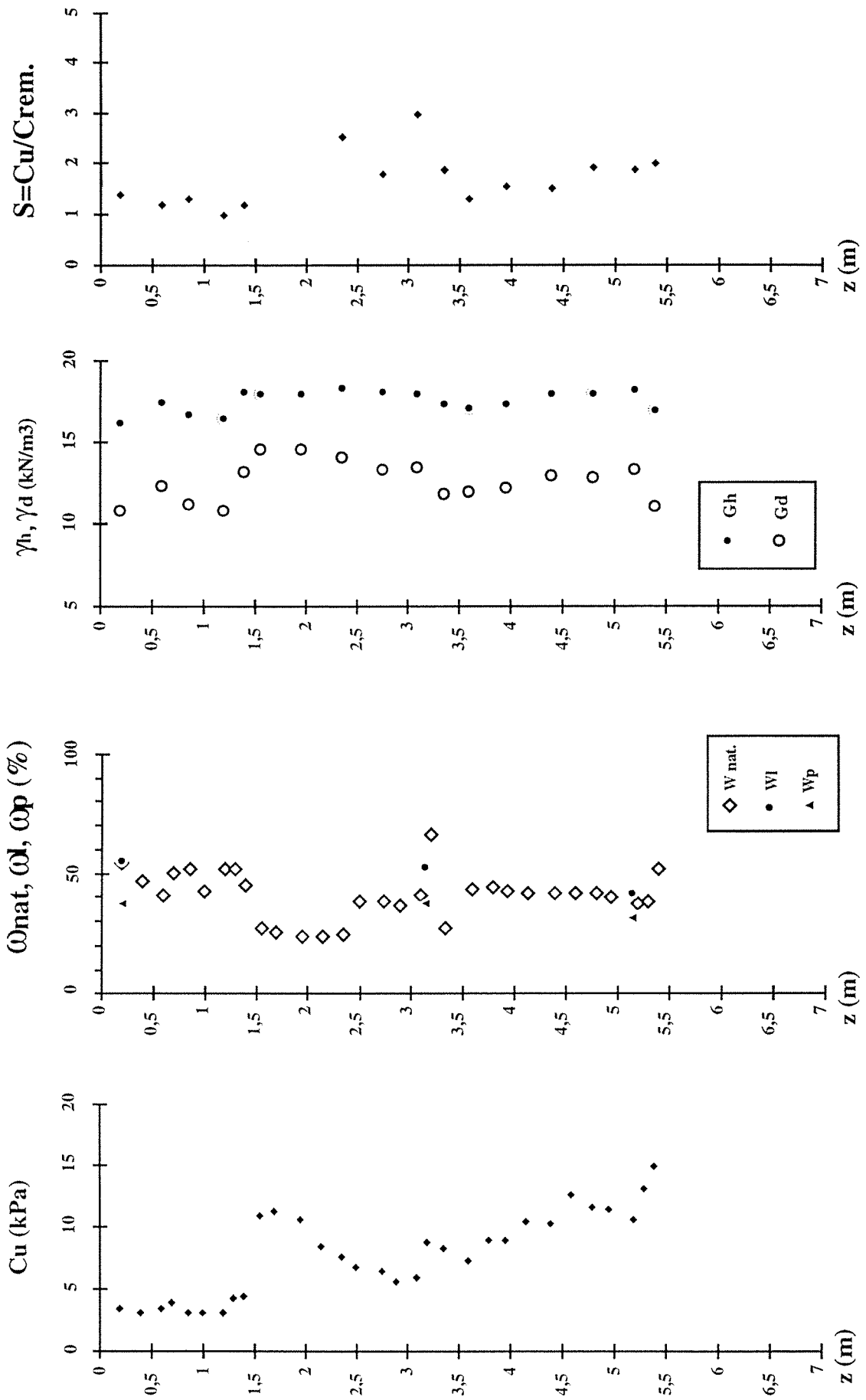
Retenue de GENISSIAT - SONDAGE S20



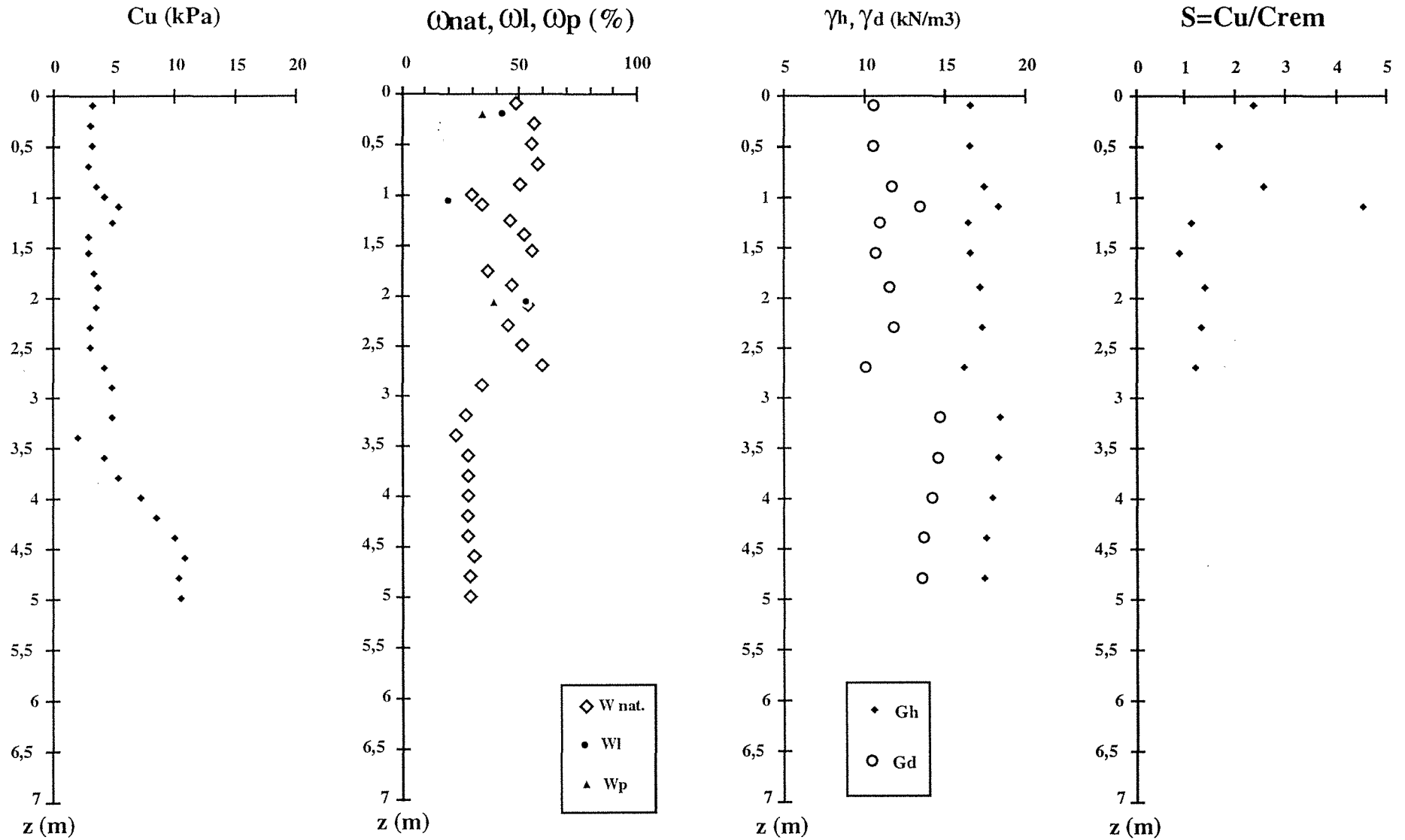
Retenue de GENISSIAT - SONDAGE S21



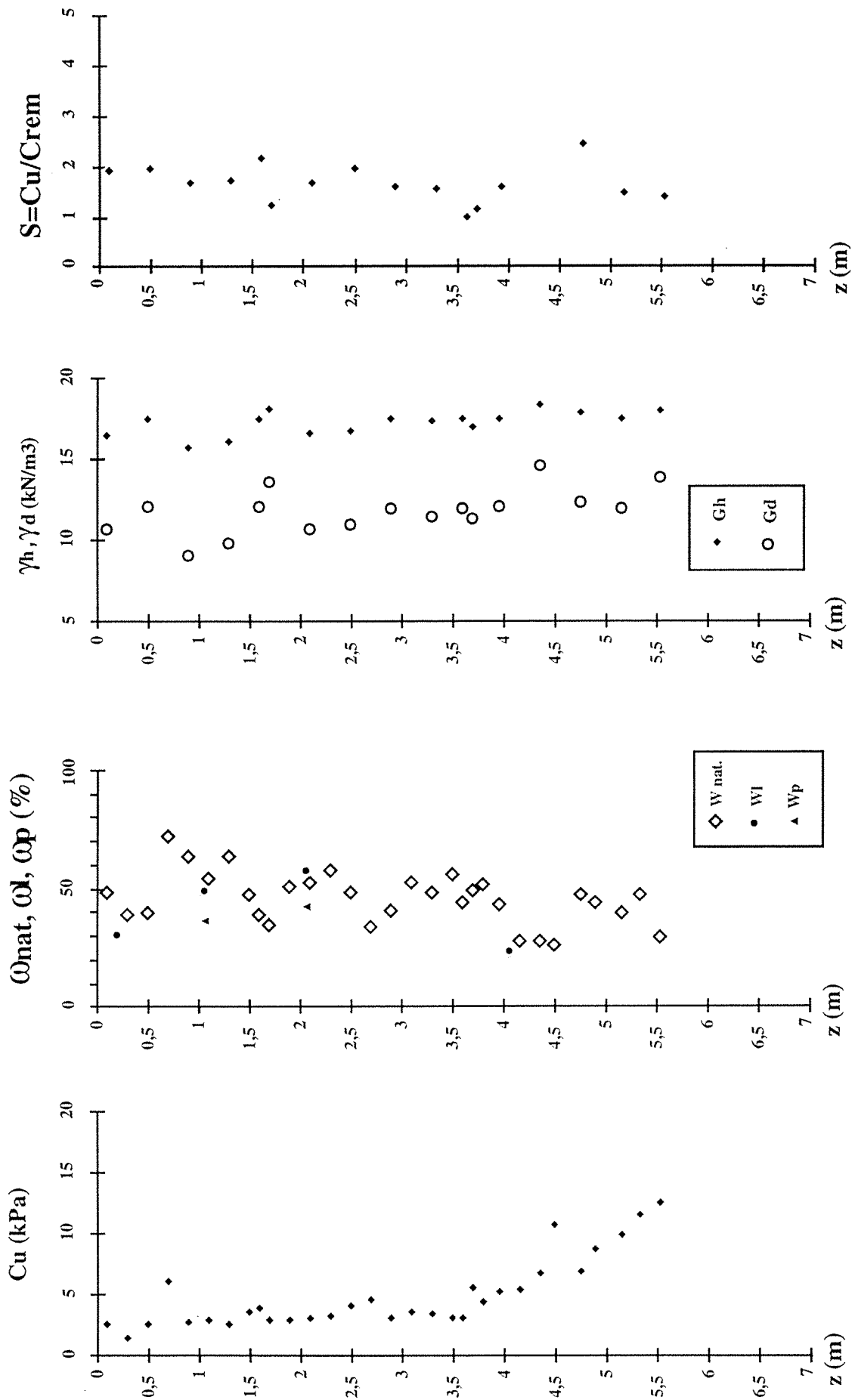
Retenue de GENISSIAT - SONDAGE S22



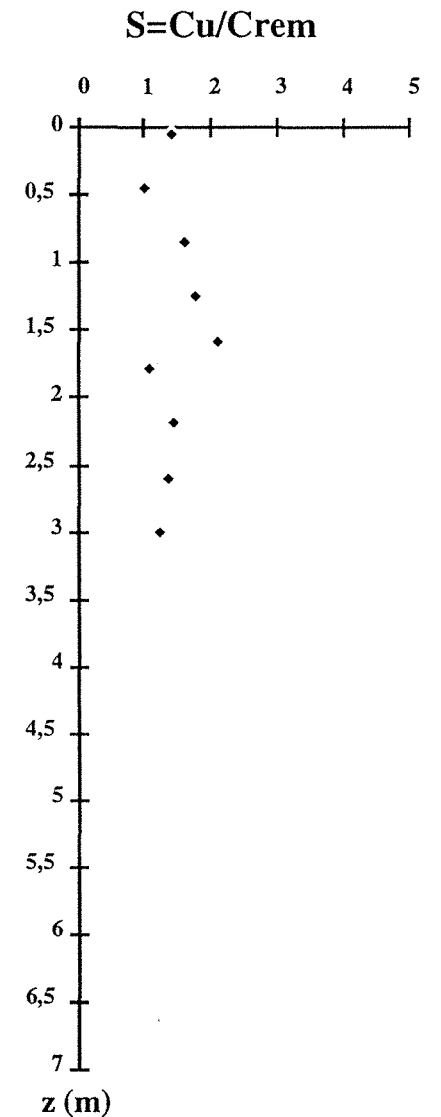
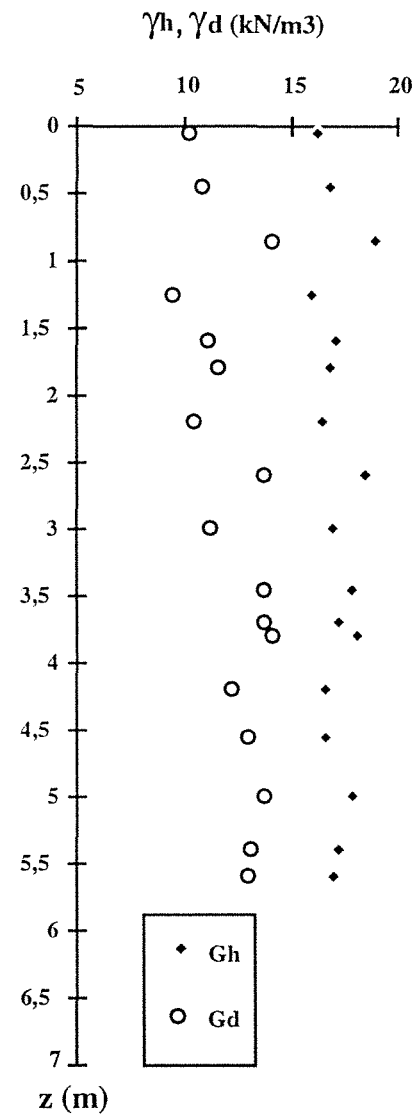
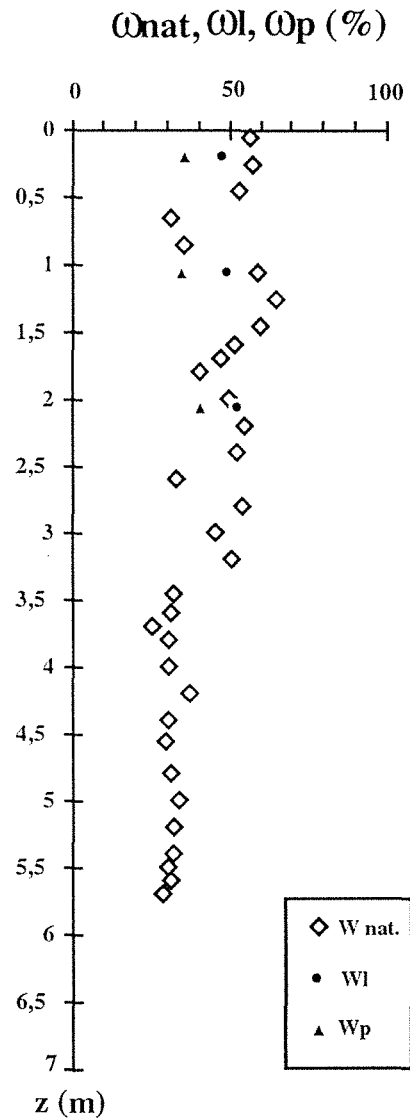
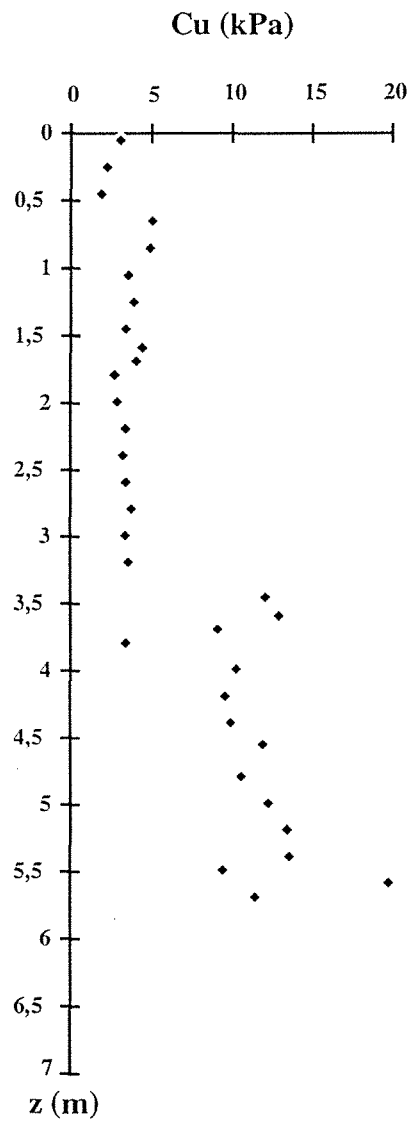
Retenue de GENISSIAT - SONDAGE S23



Retenue de GENISSIAT - SONDAGE S24

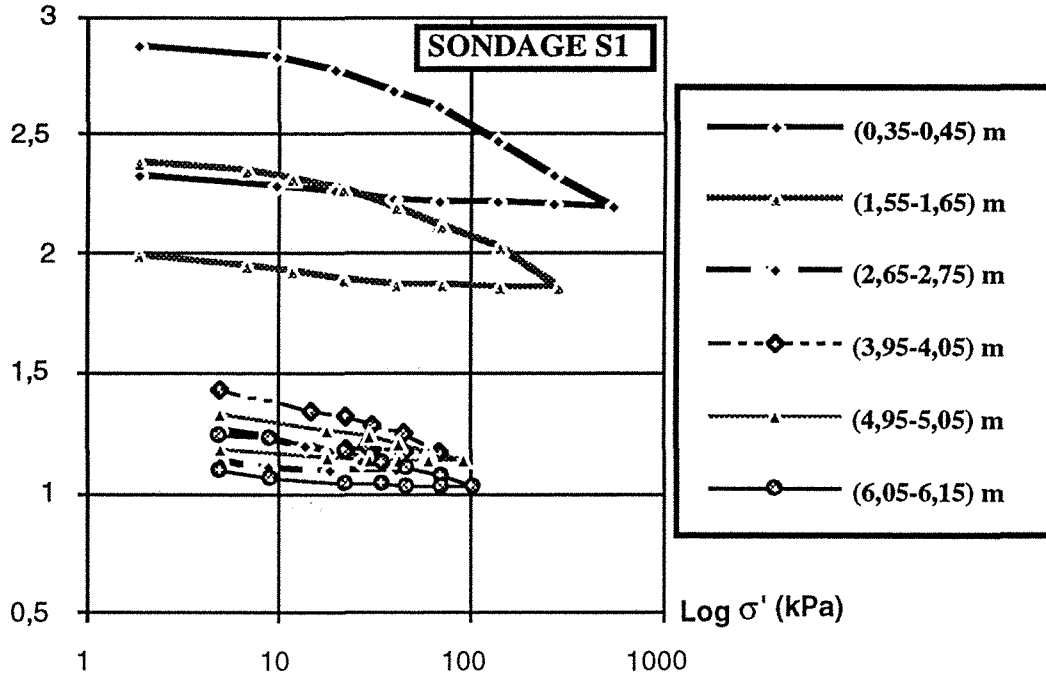


Retenue de GENISSIAT - SONDAGE S25

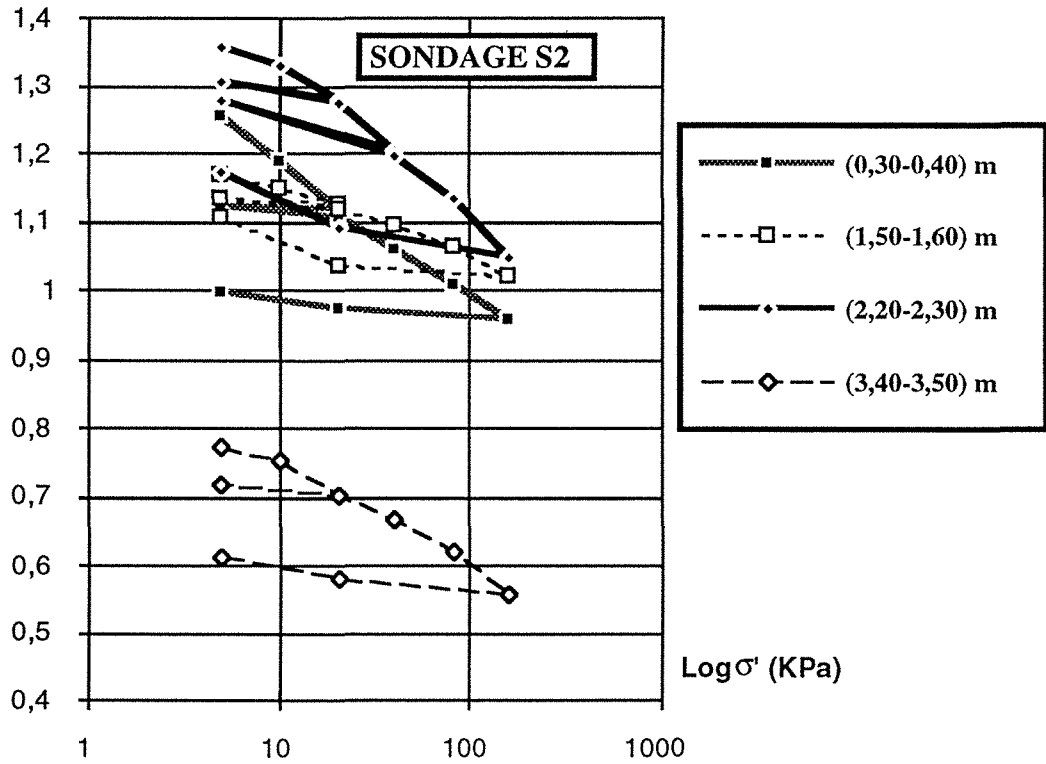


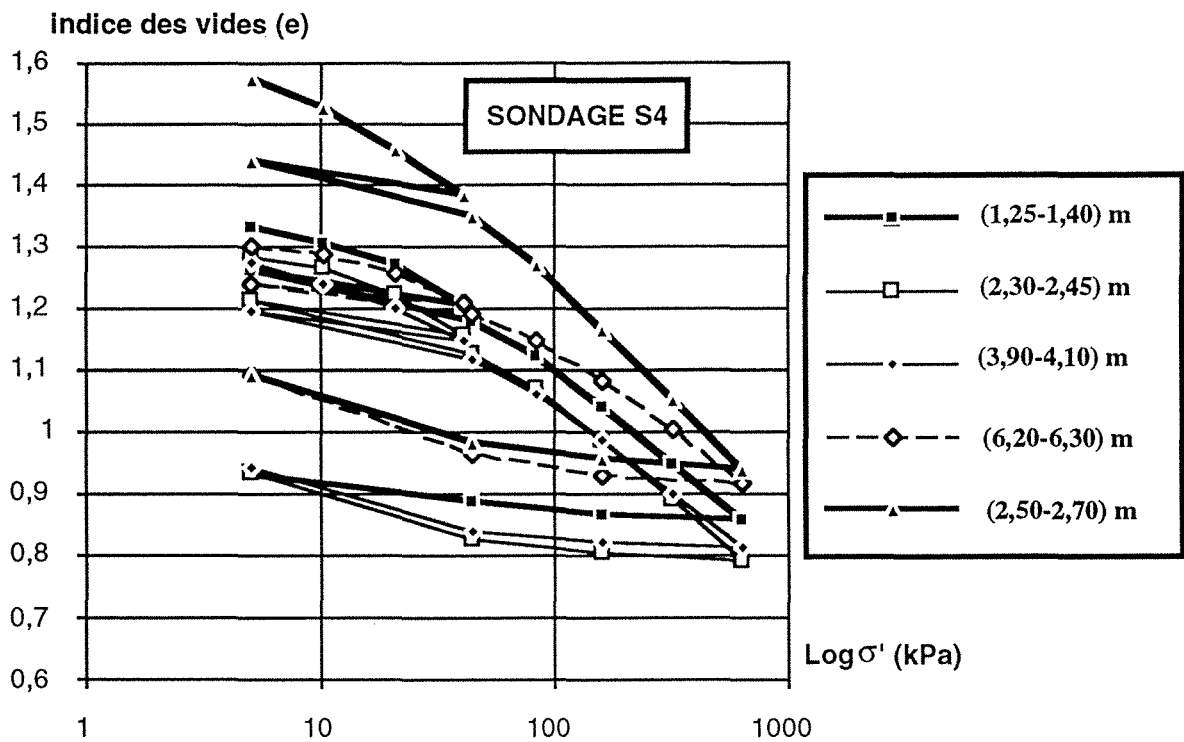
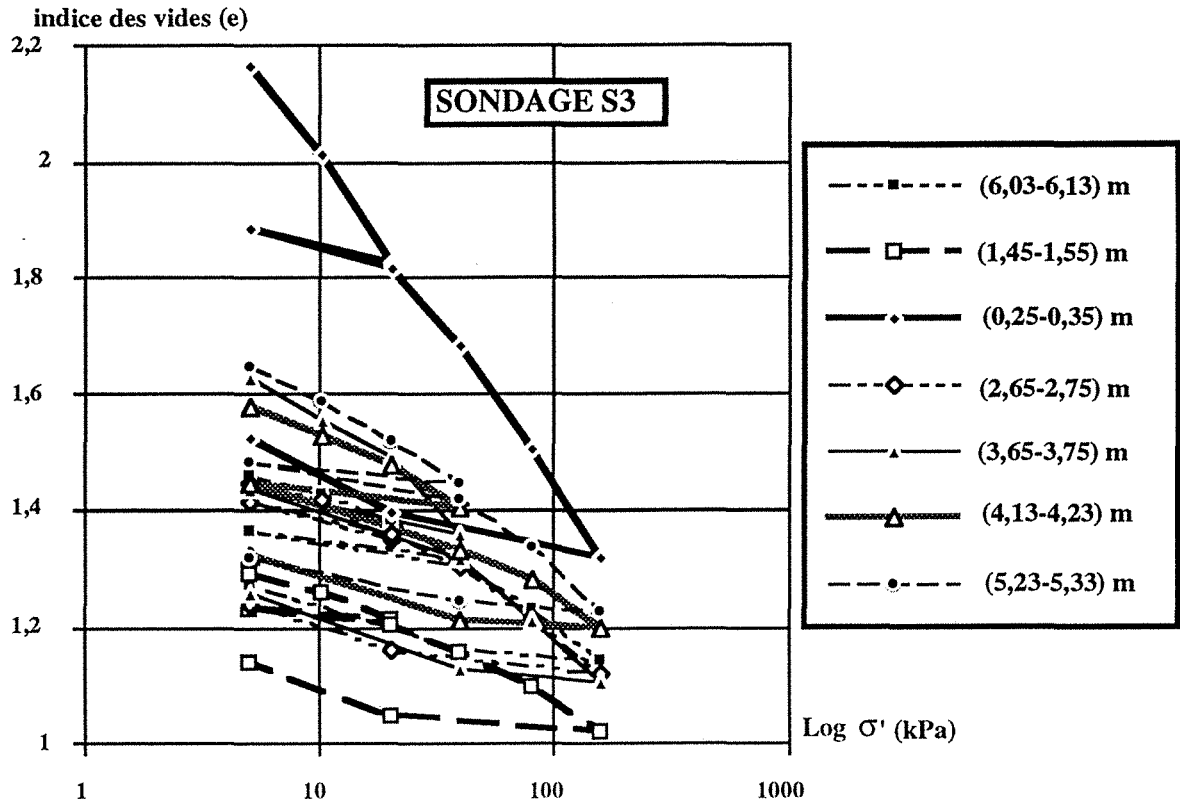
ANNEXE 2 :
Résultats des essais oedométriques des sondages.

indice des vides (e)

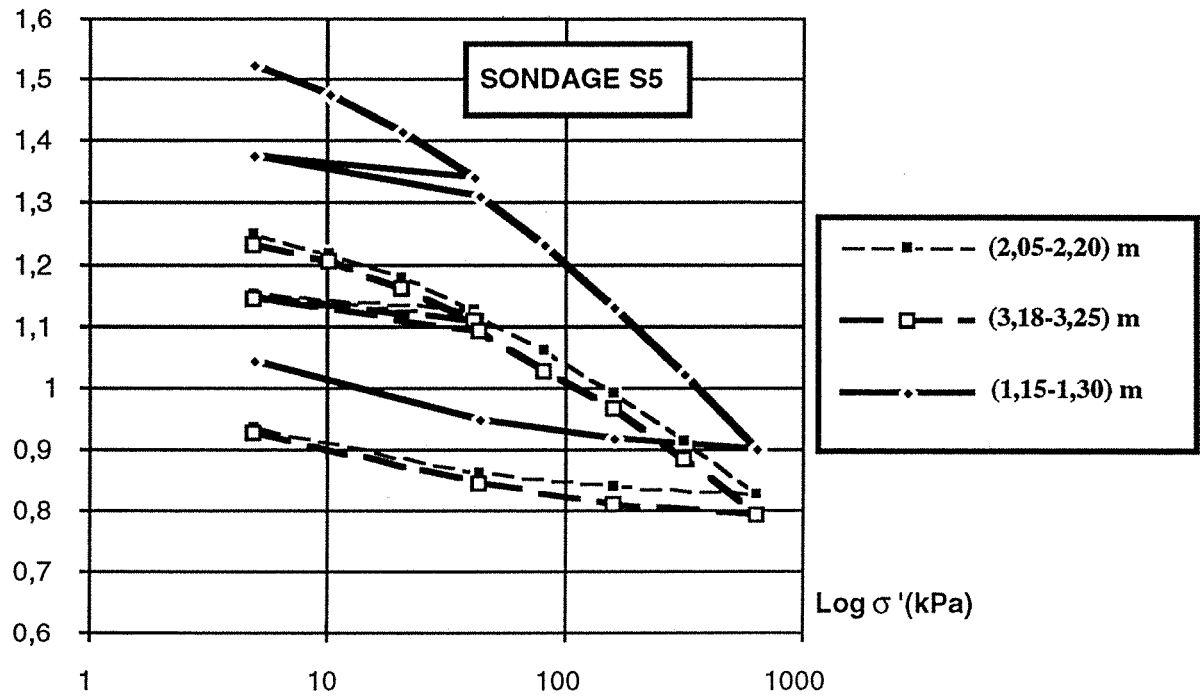


indice des vides (e)

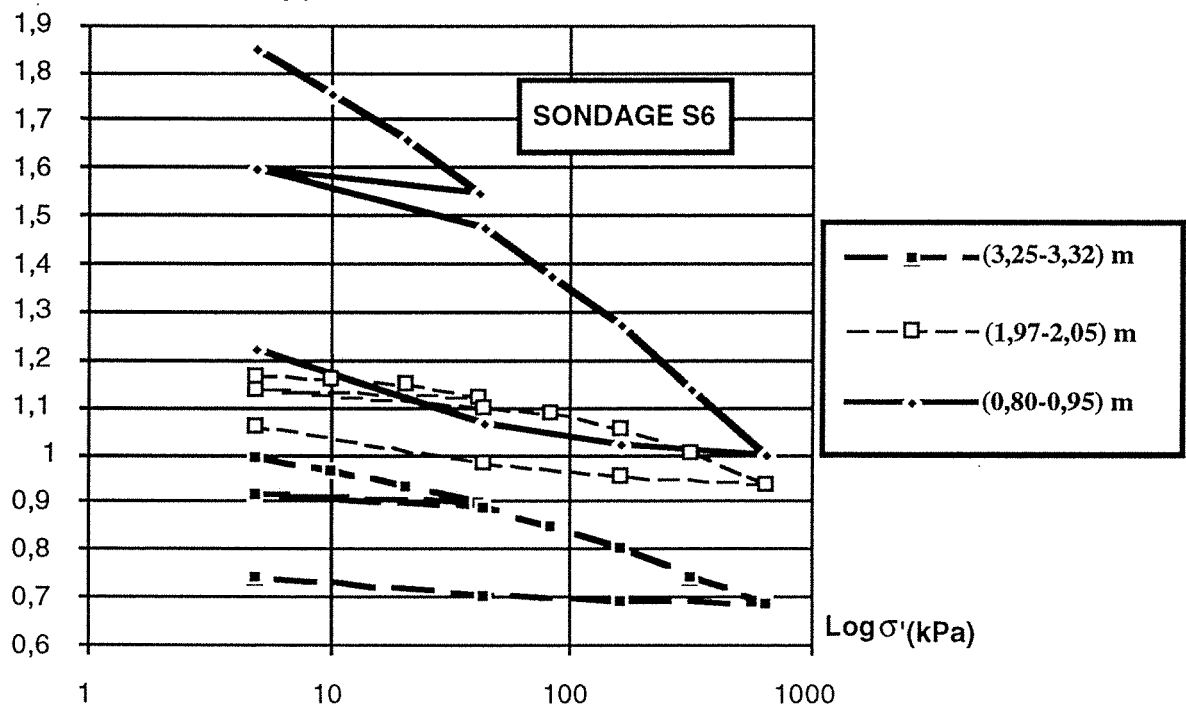


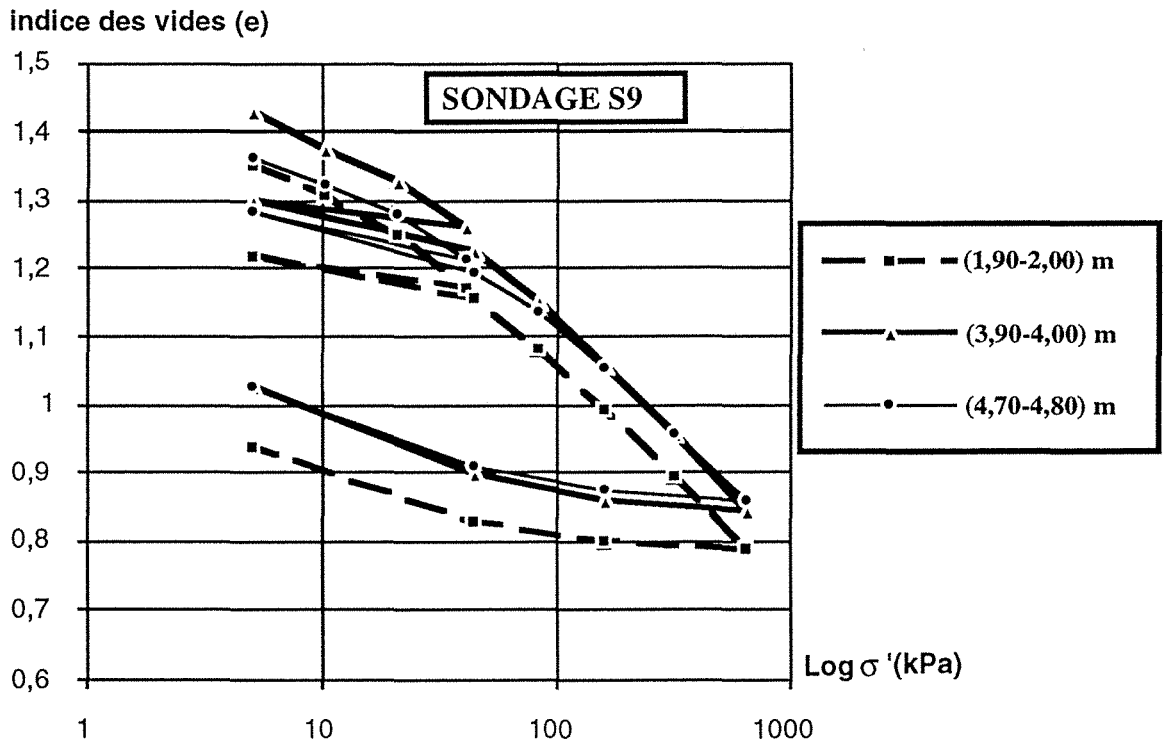
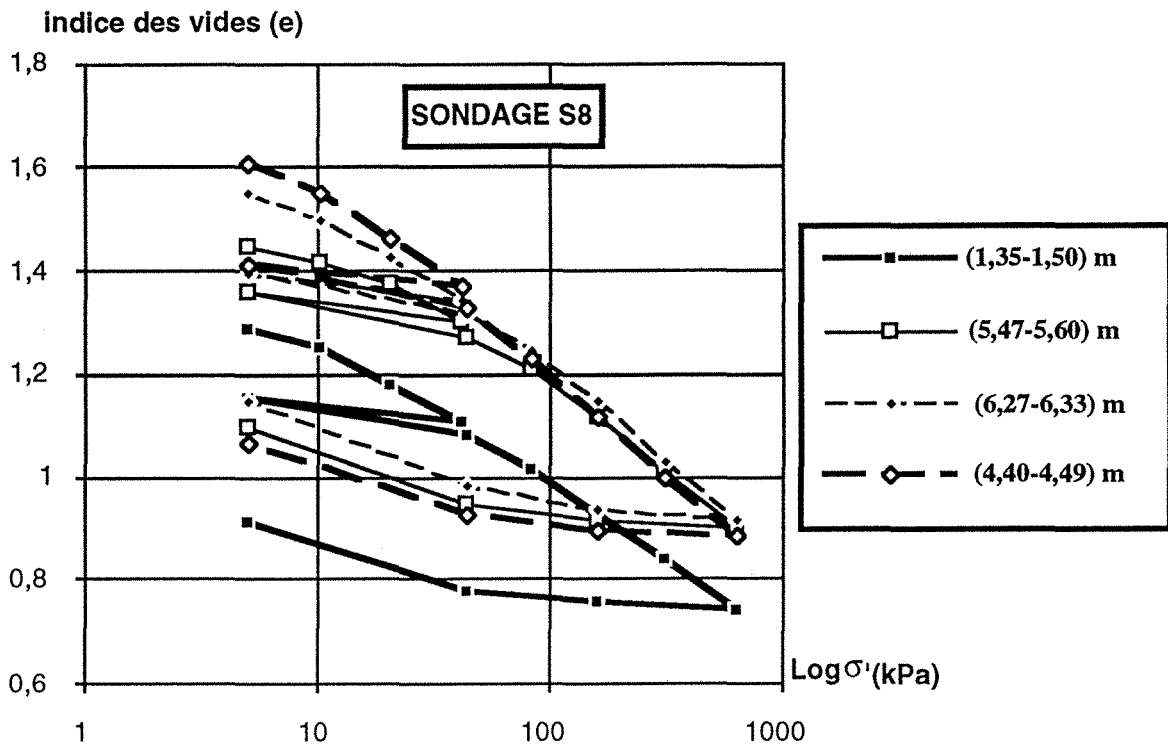


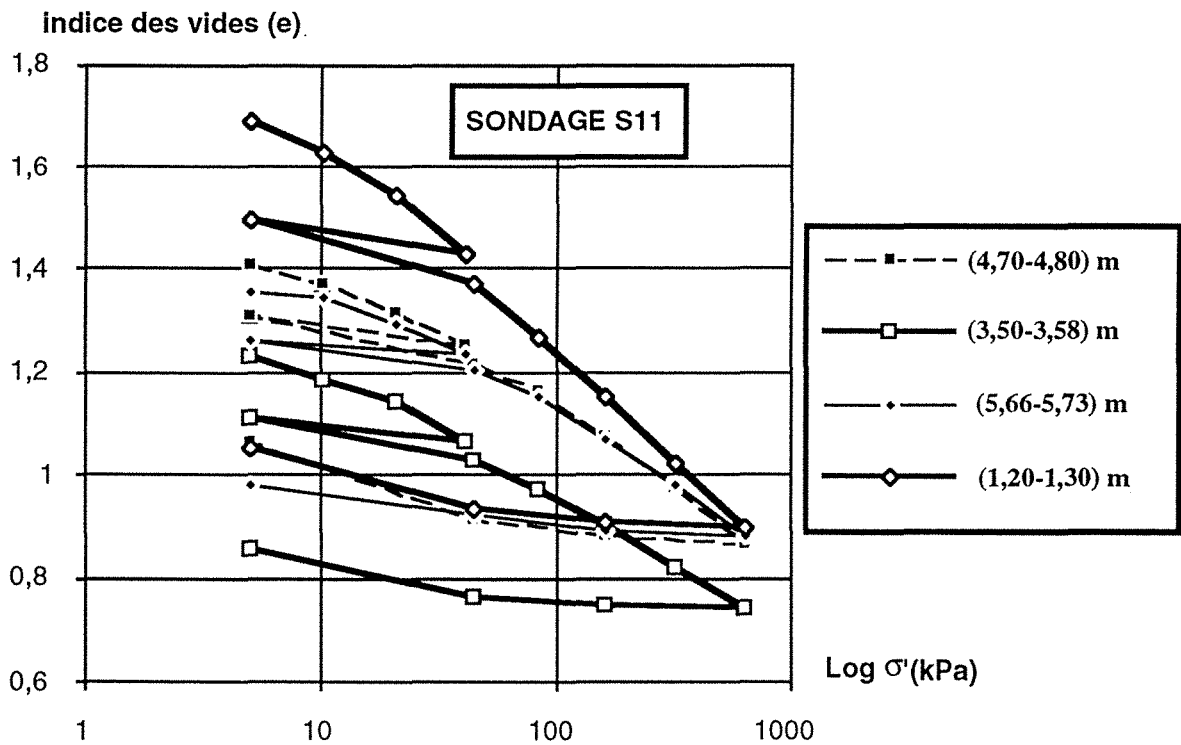
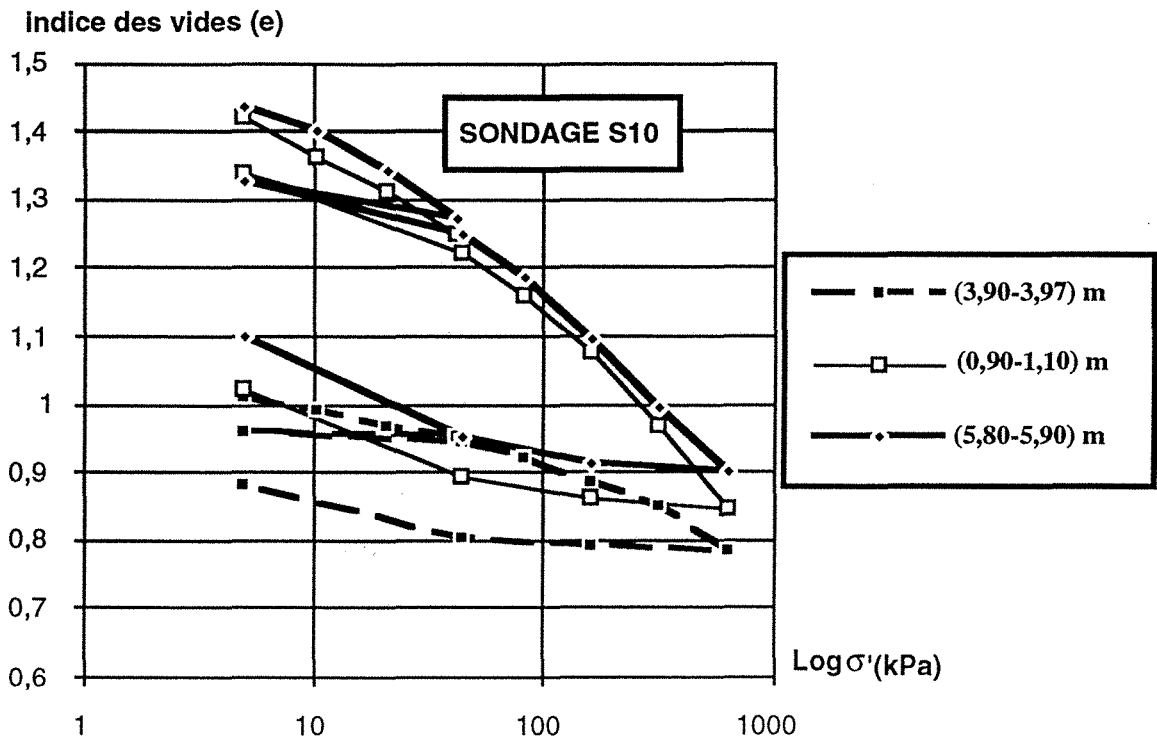
Indice des vides (e)

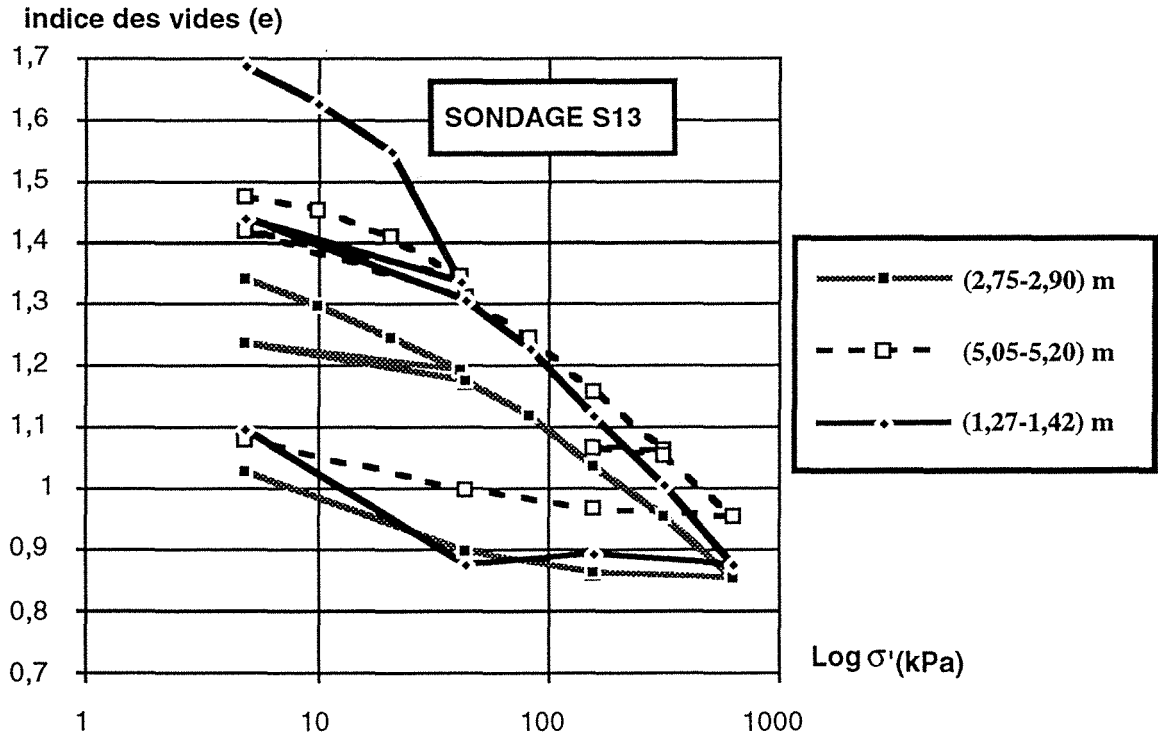
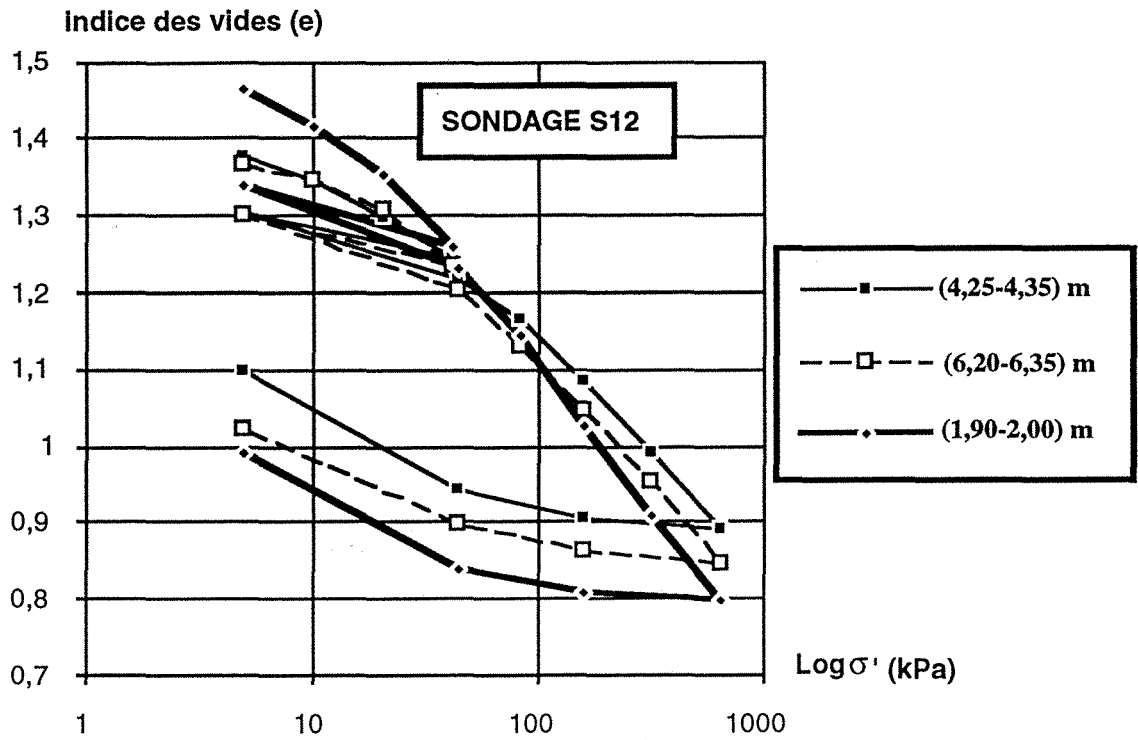


indice des vides (e)

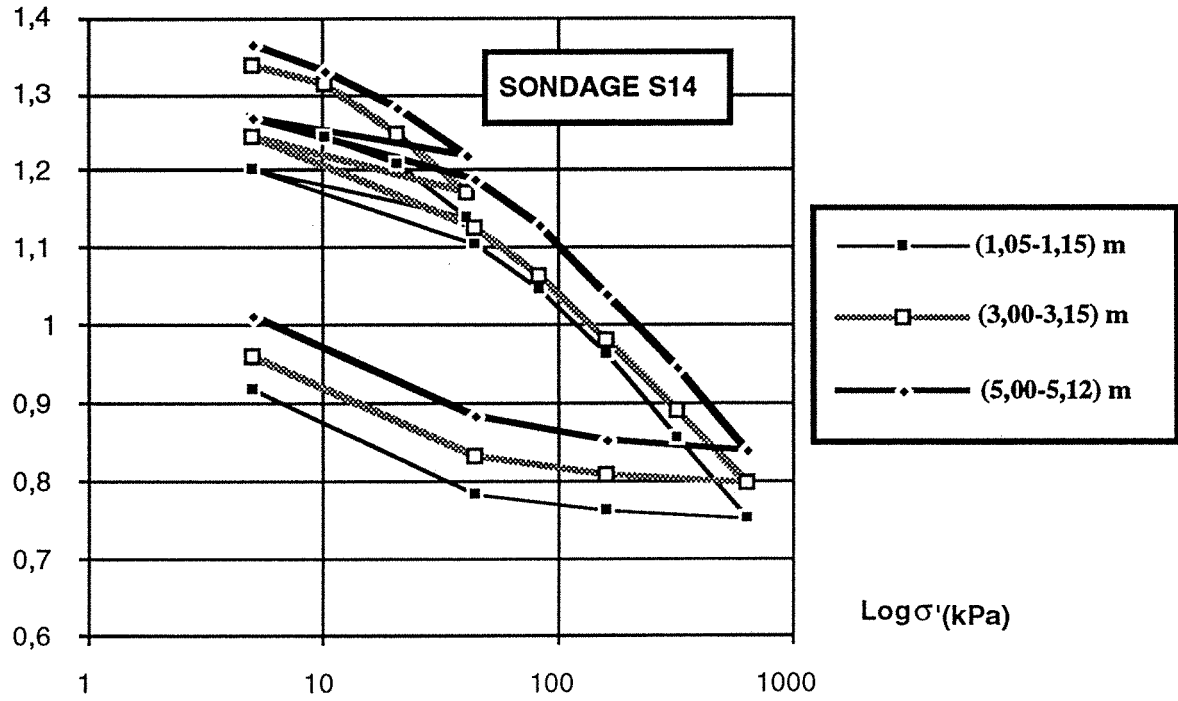




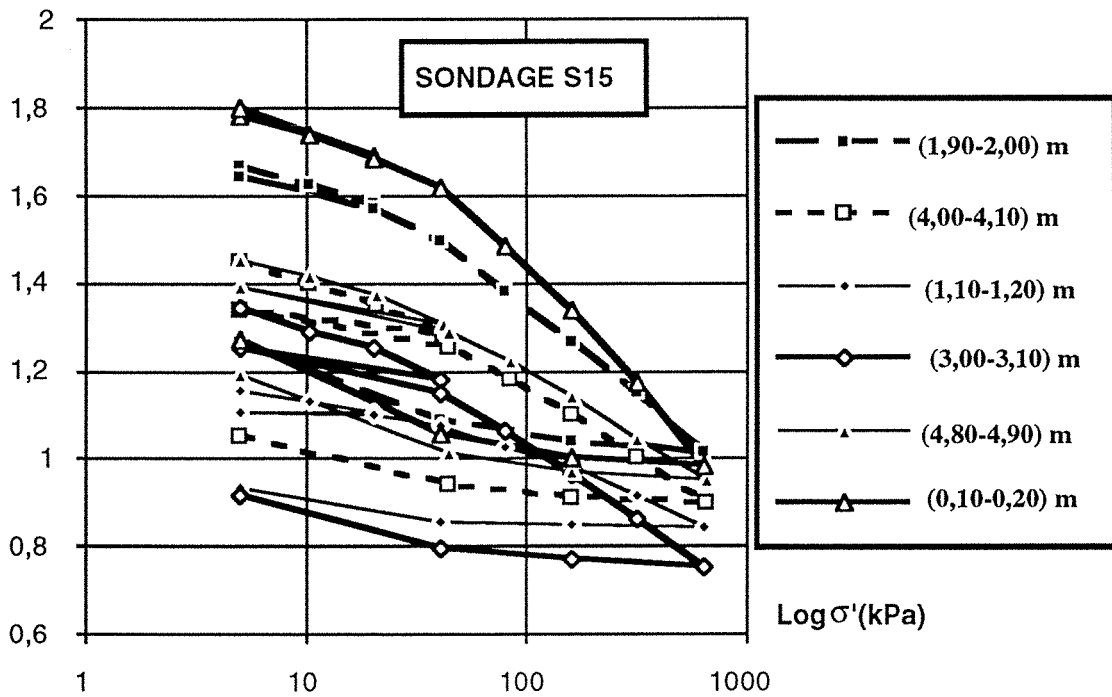


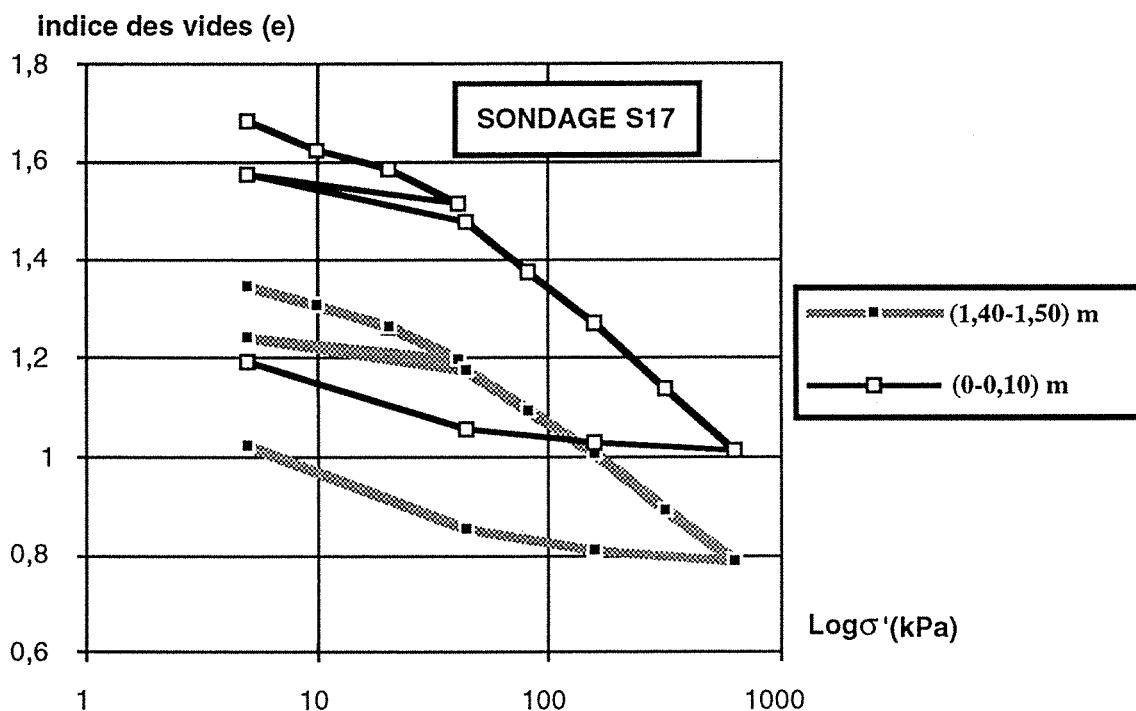
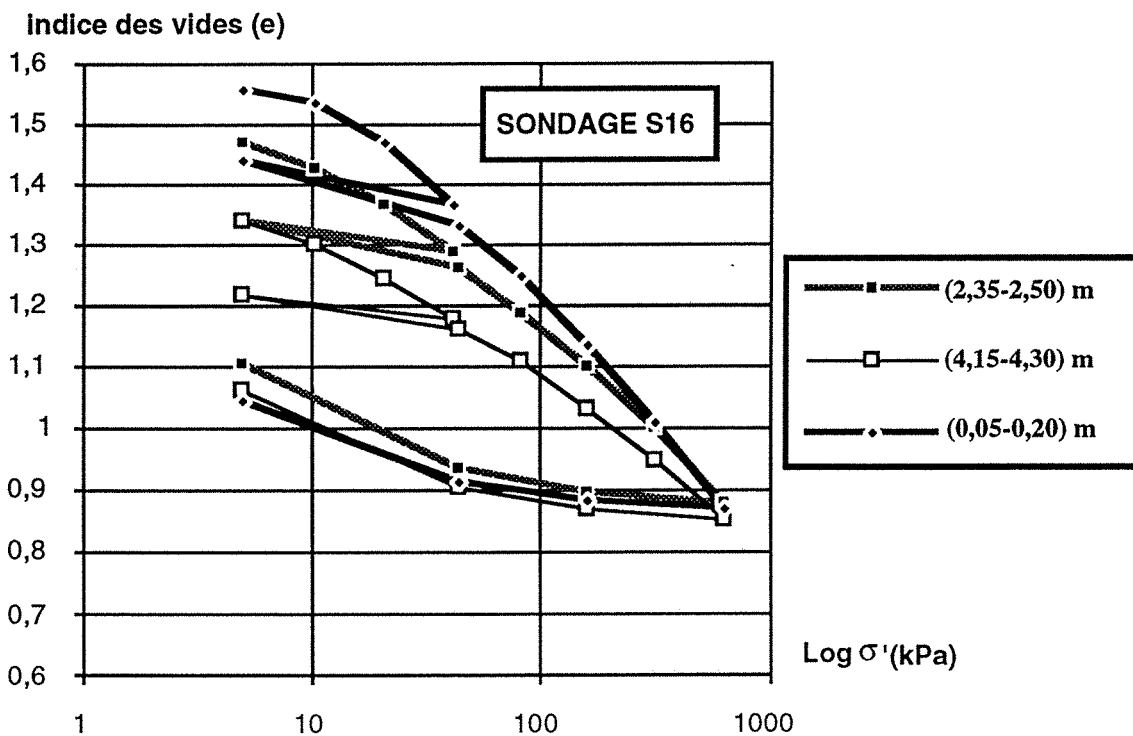


Indice des vides (e)

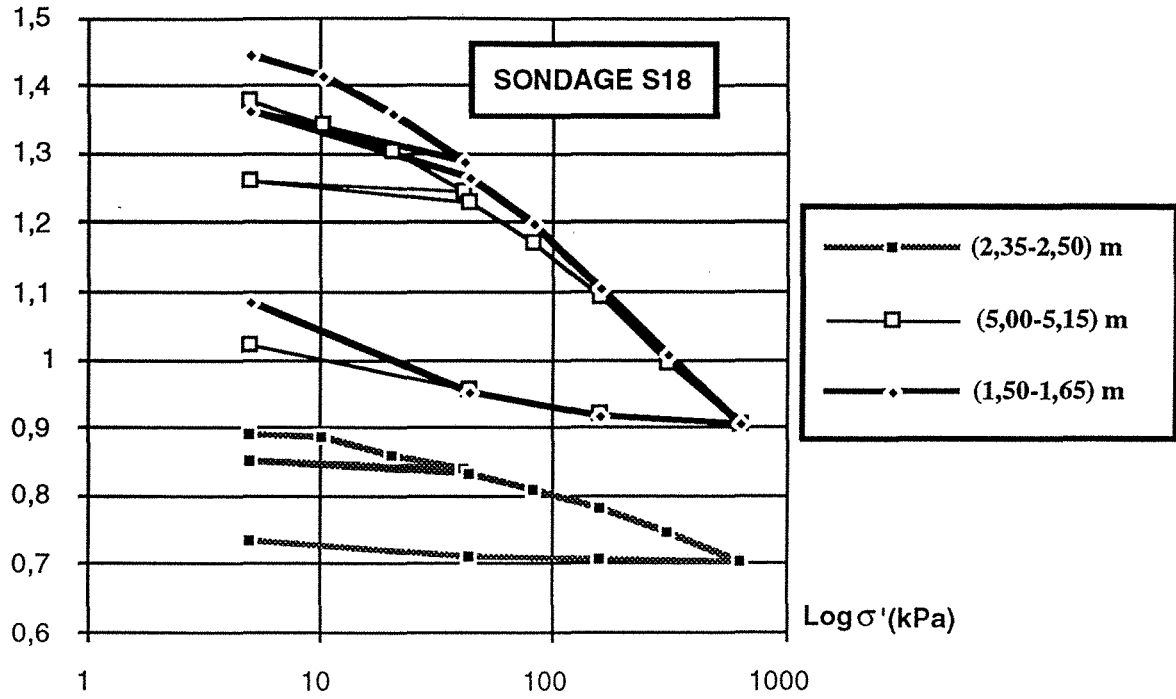


Indice des vides (e)

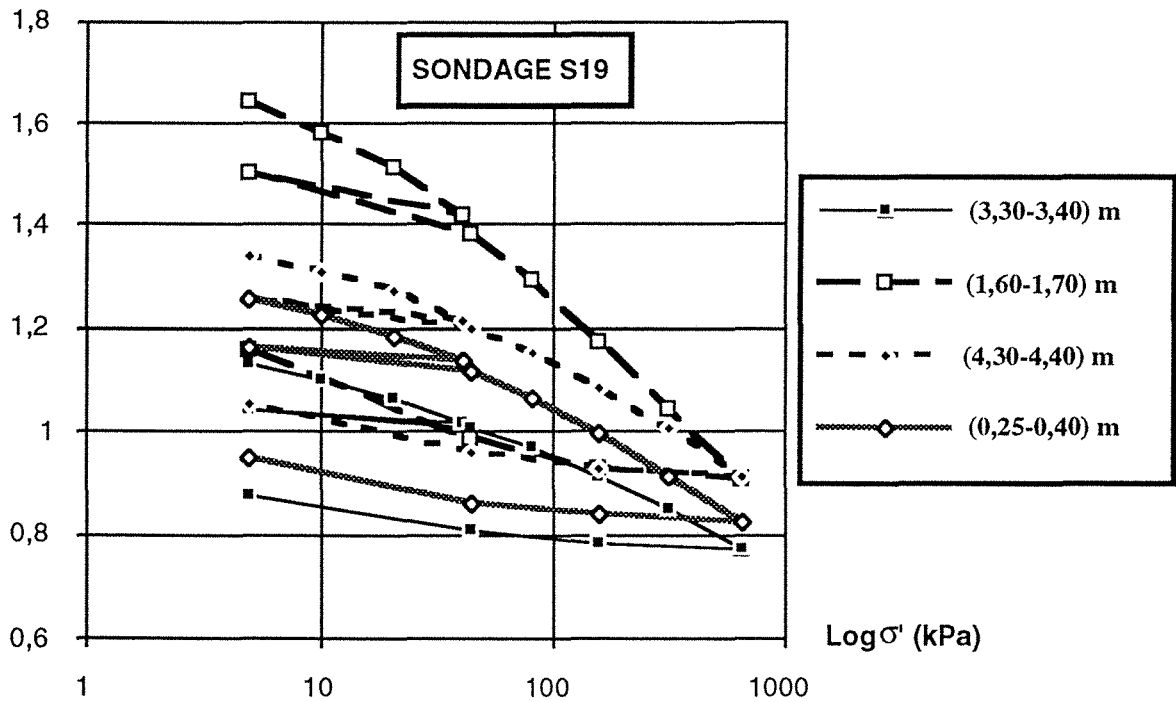




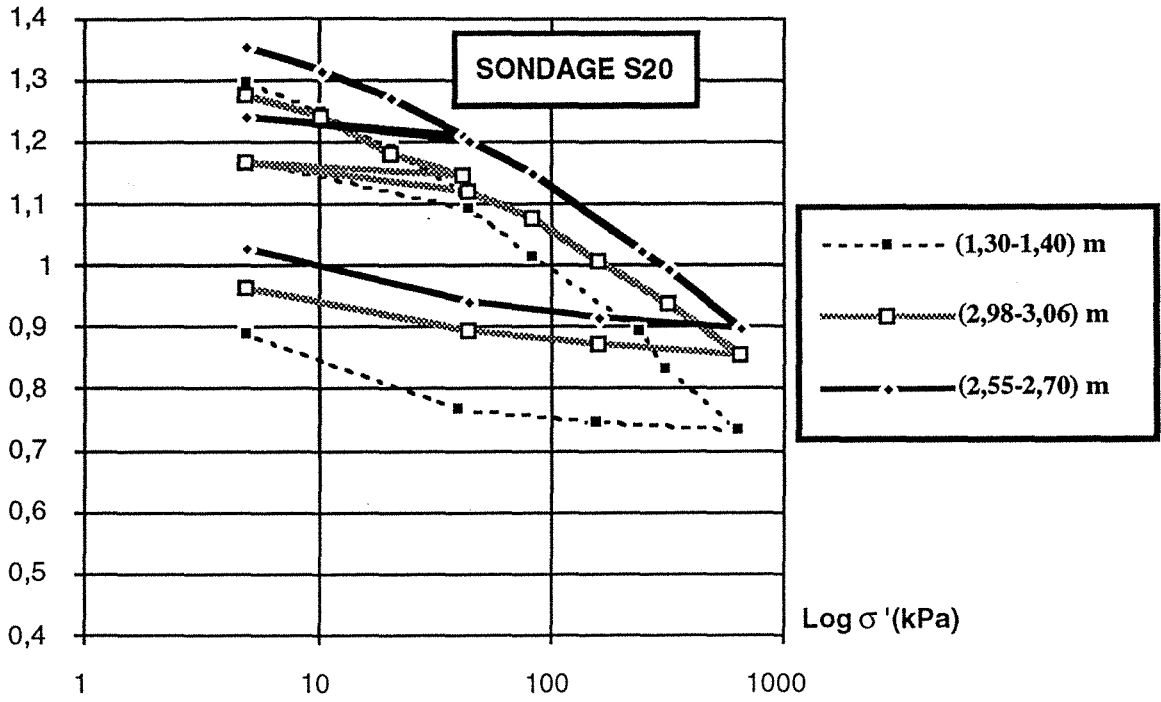
Indice des vides (e)



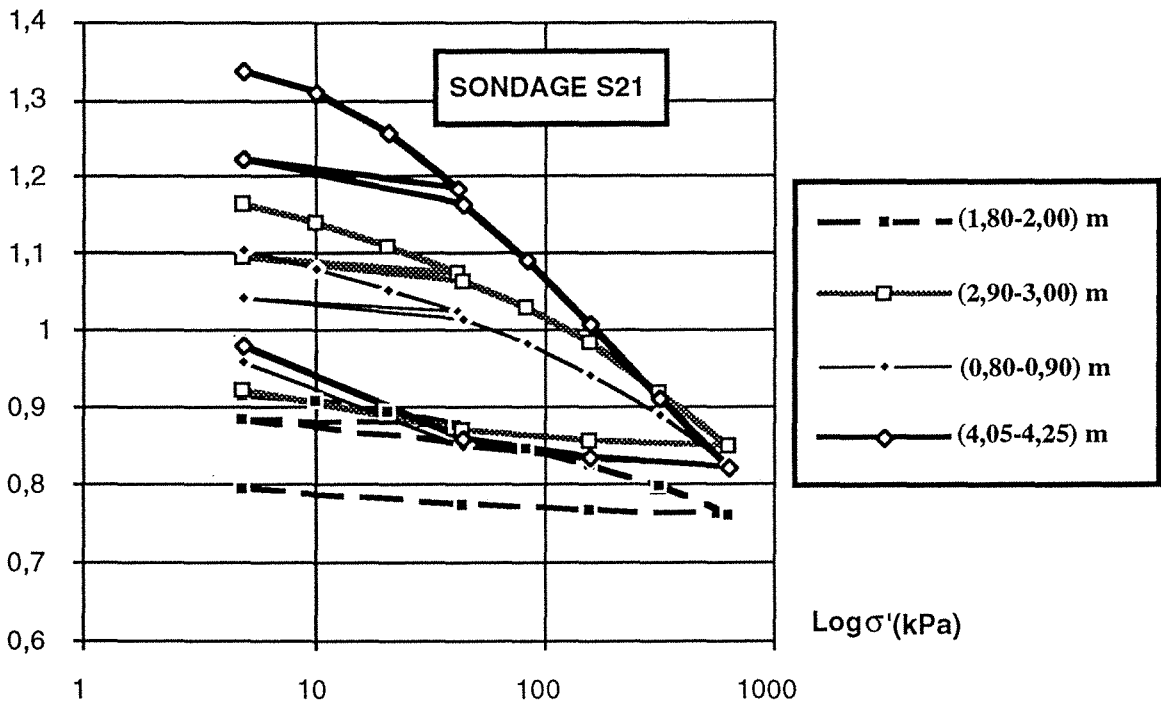
Indice des vides (e)



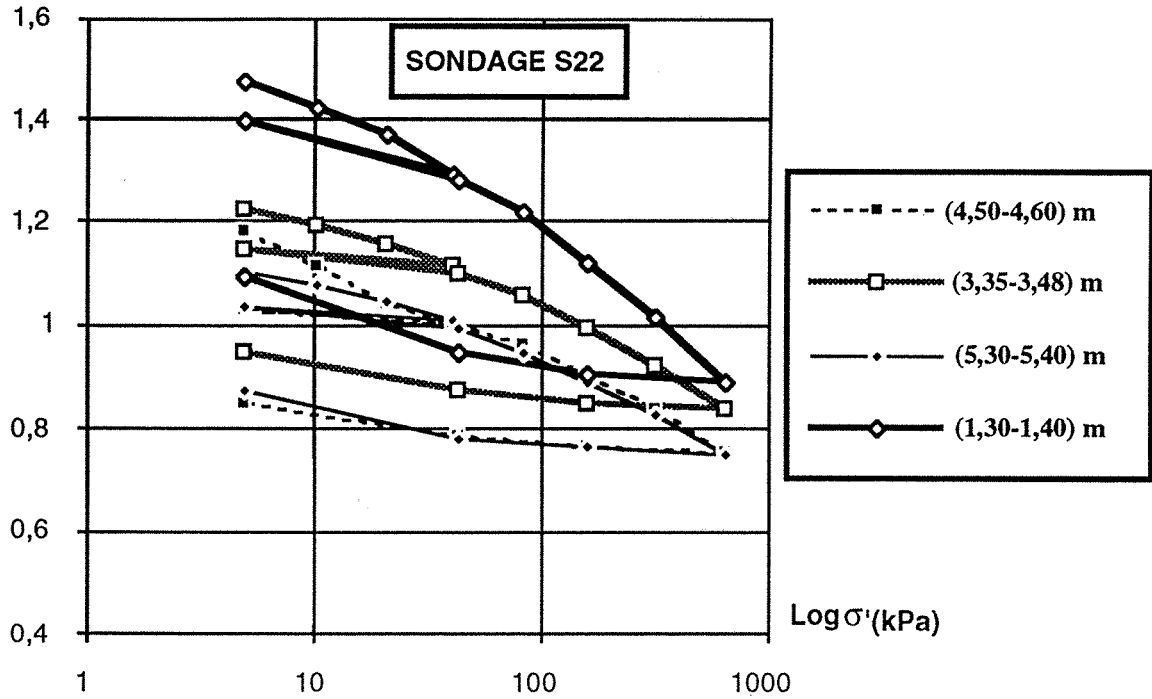
indice des vides (e)



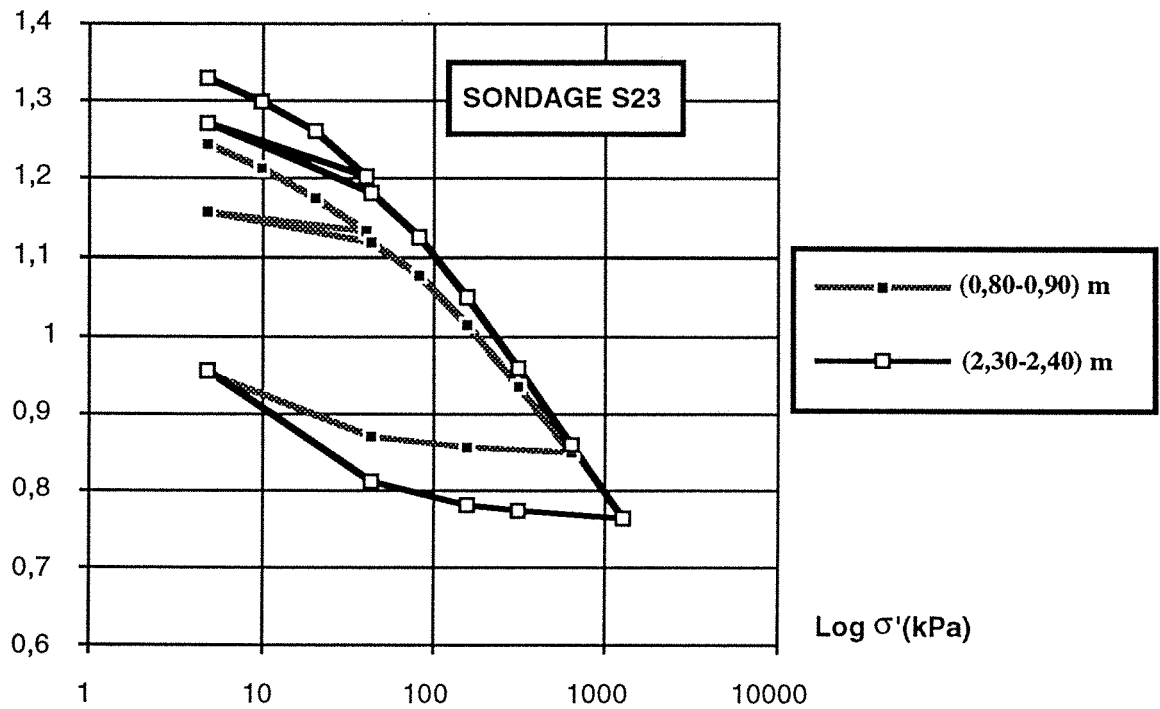
indice des vides (e)



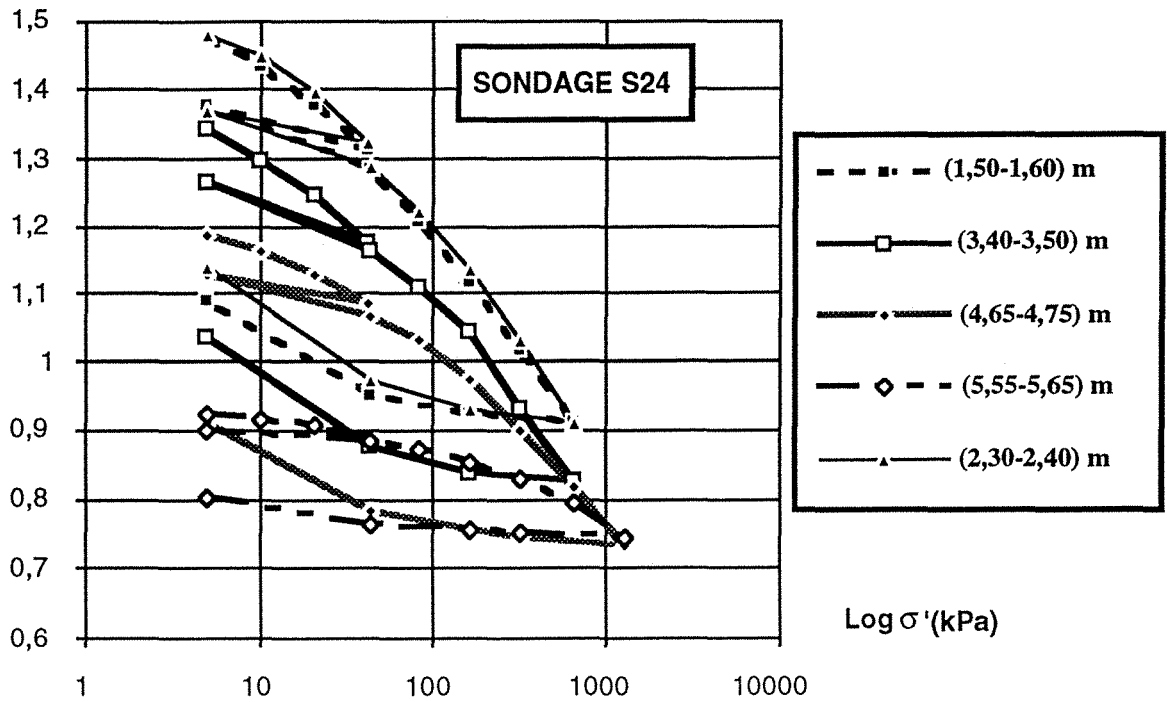
Indice des vides (e)



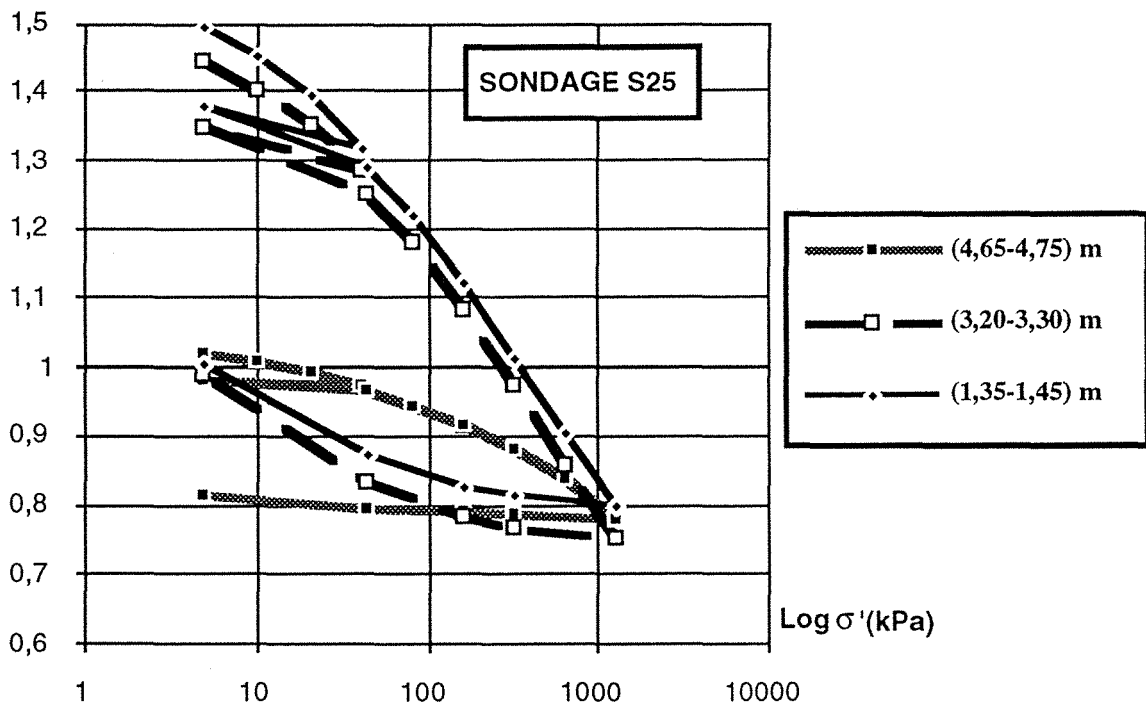
Indice des vides (e)



indice des vides (e)



Indice des vides (e)

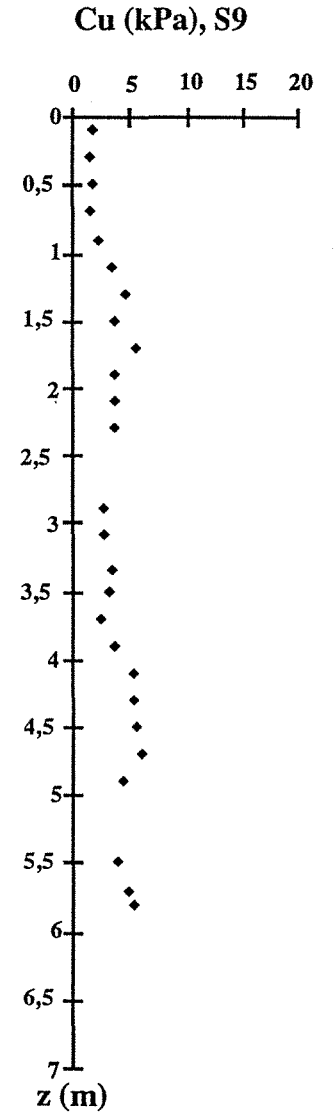
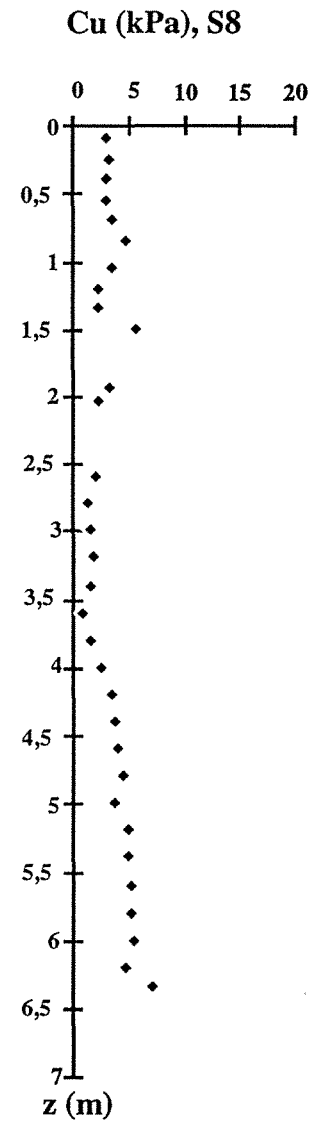
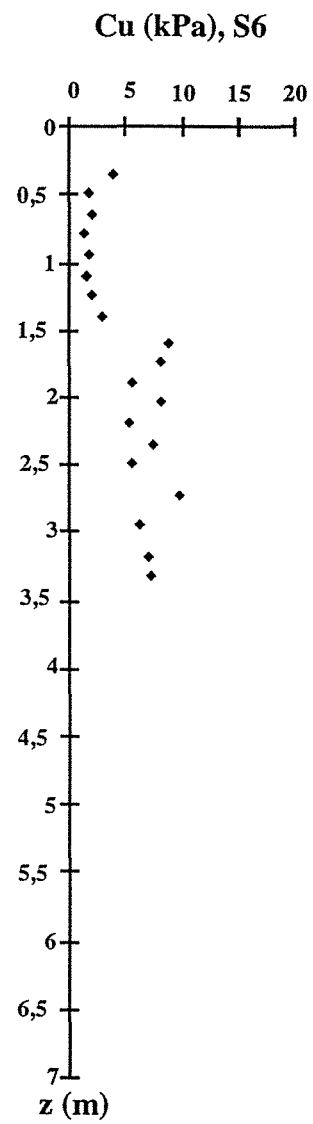
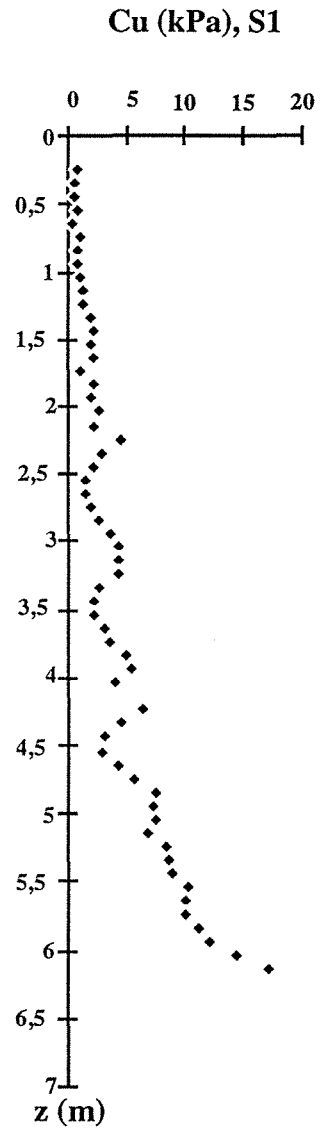
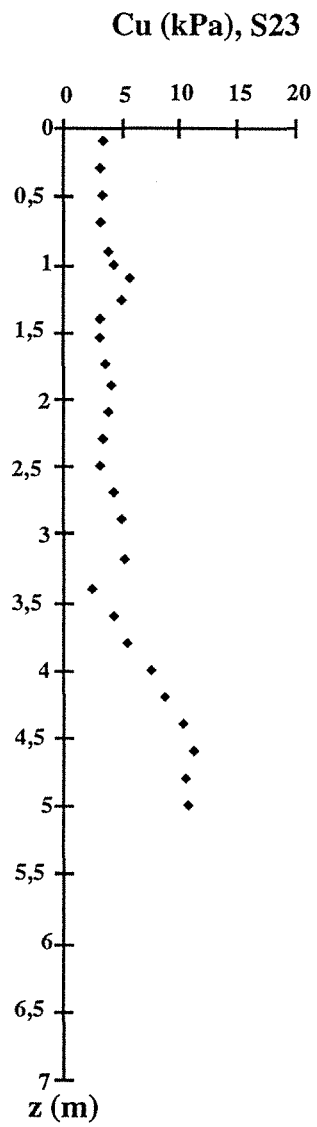
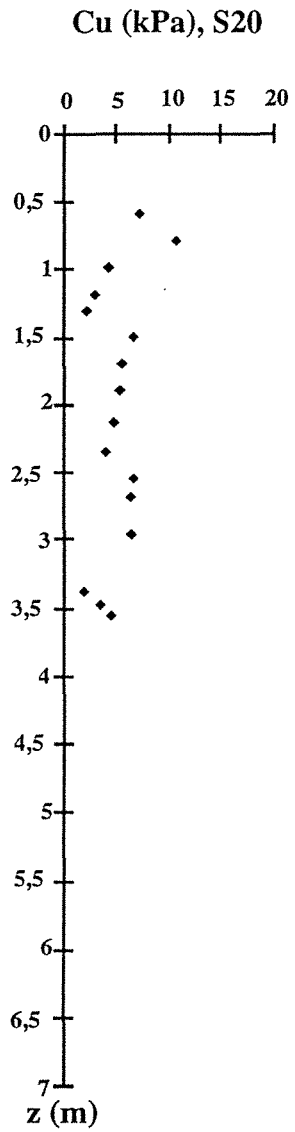


ANNEXE 3 :

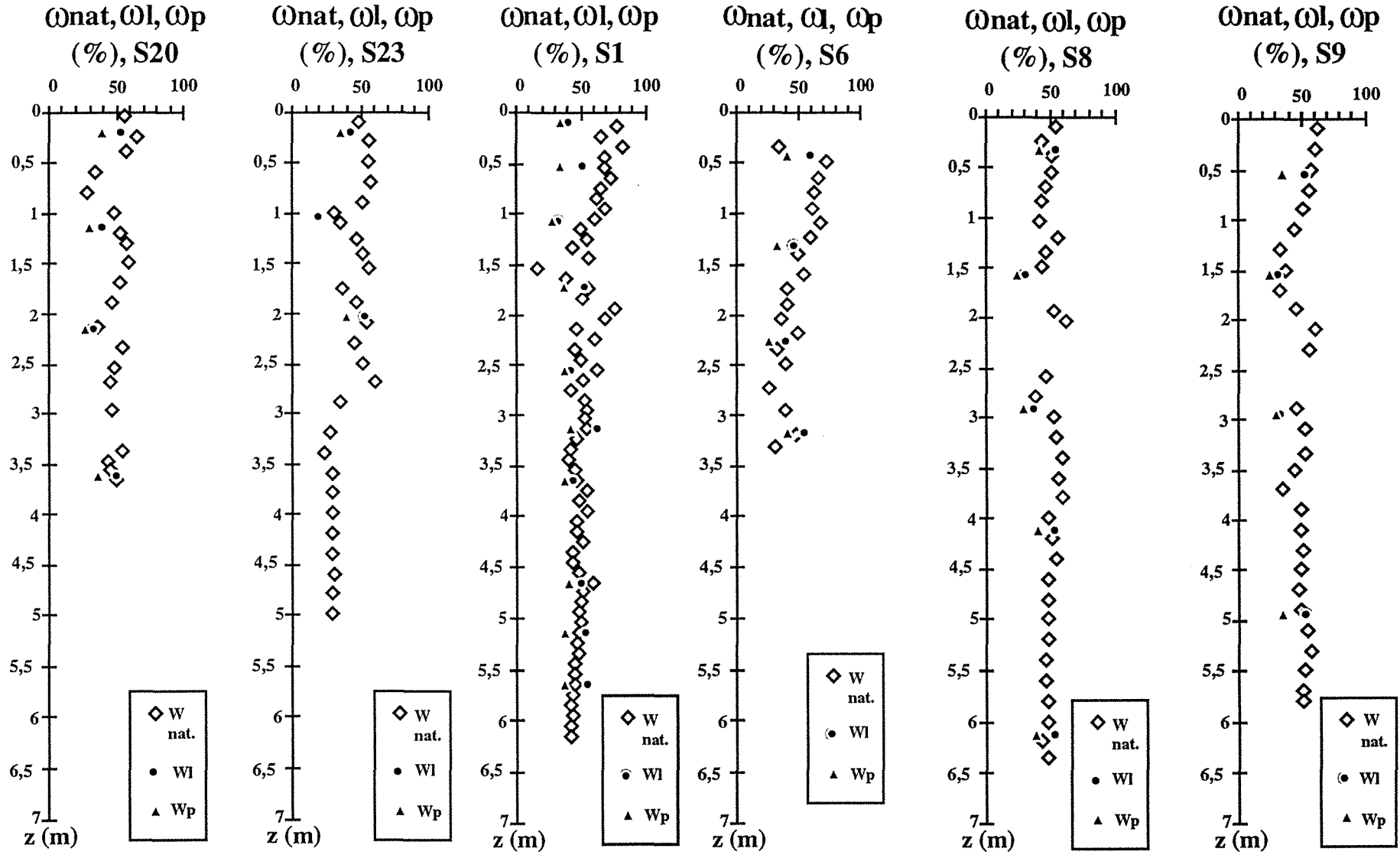
Coupes stratigraphiques des propriétés géomécaniques des sondages à la même profondeur par rapport au fond de la retenue et le long d'un même axe.

AXE II

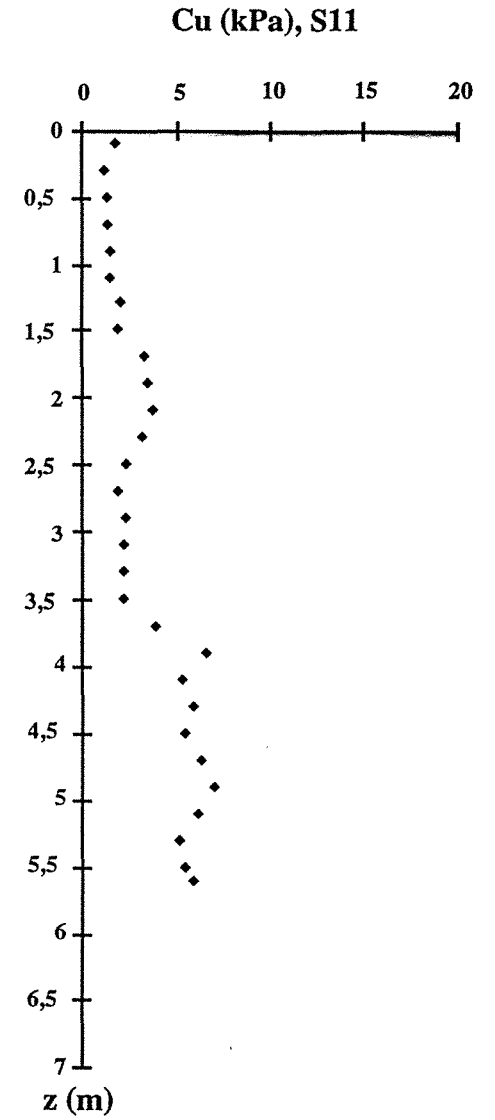
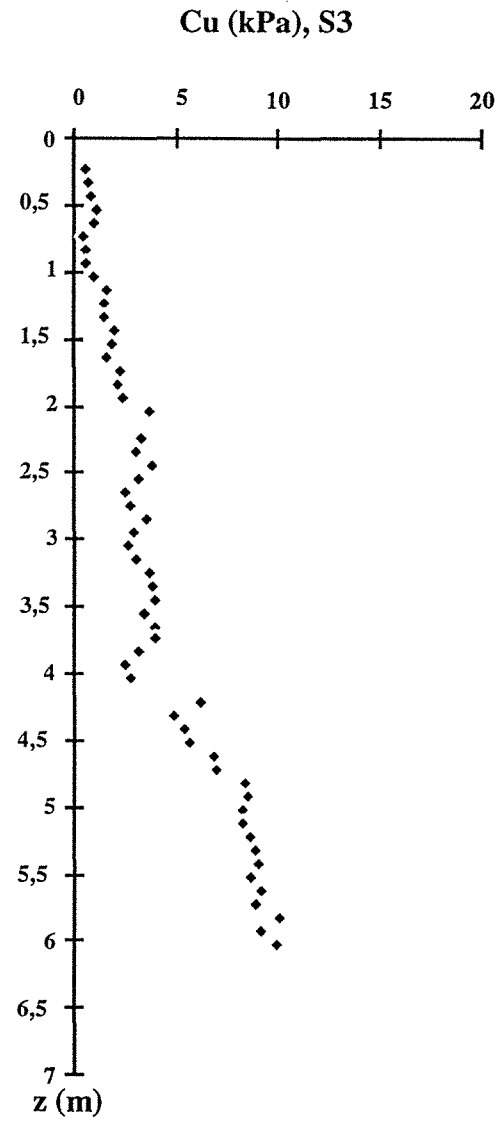
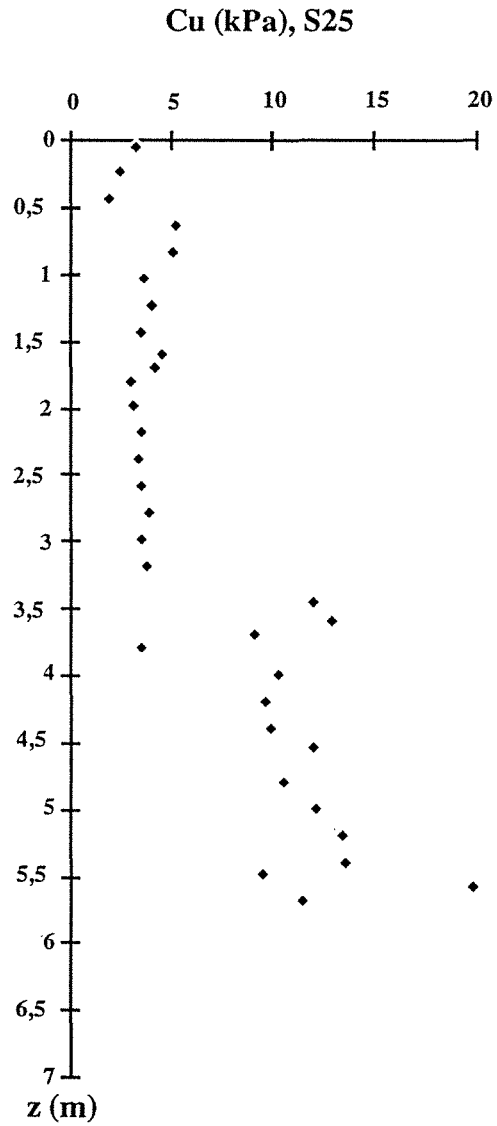
3-1



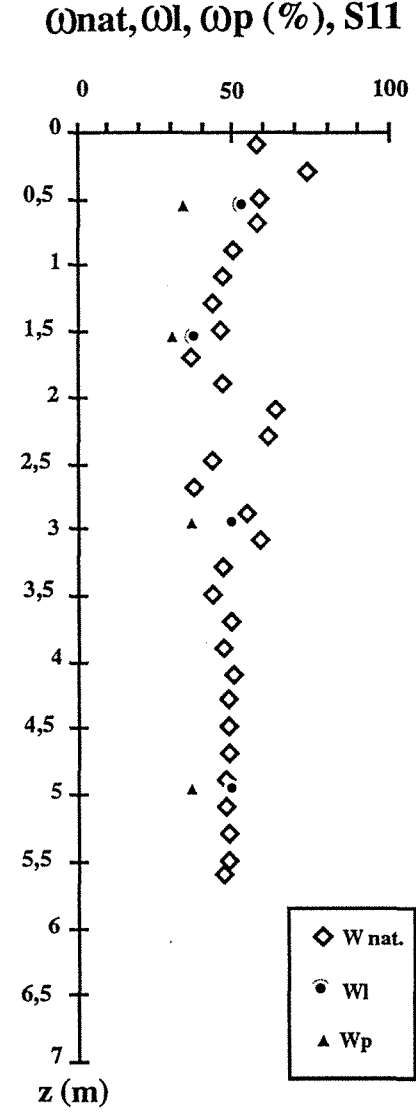
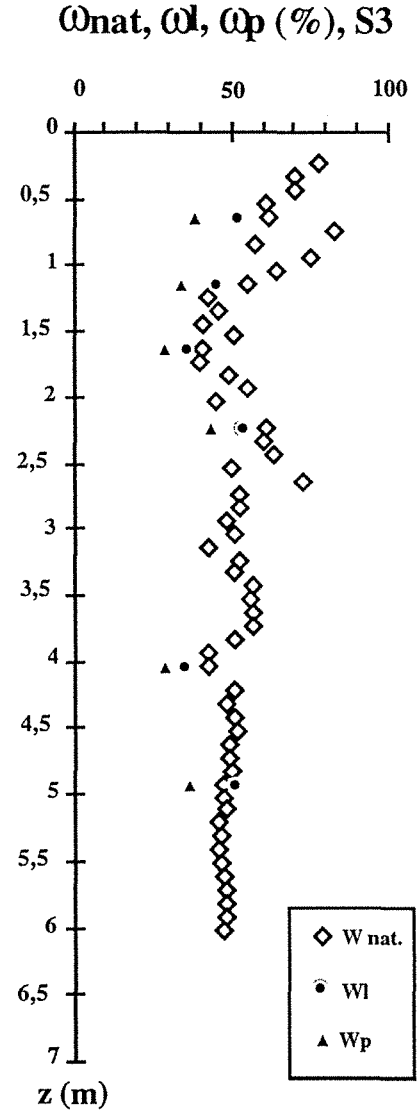
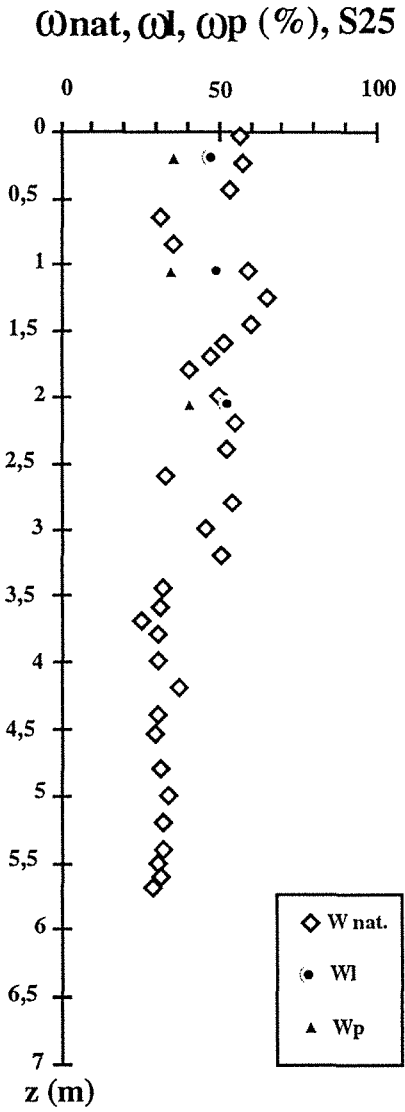
AXE II



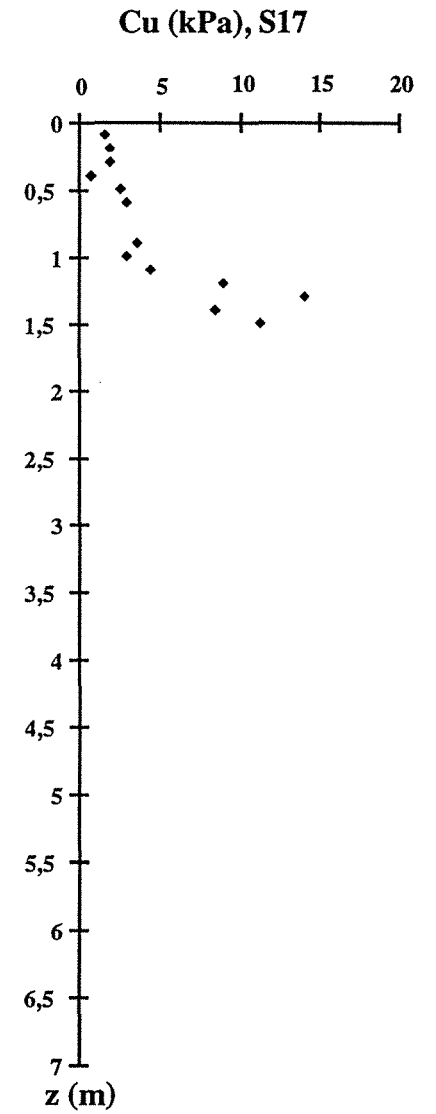
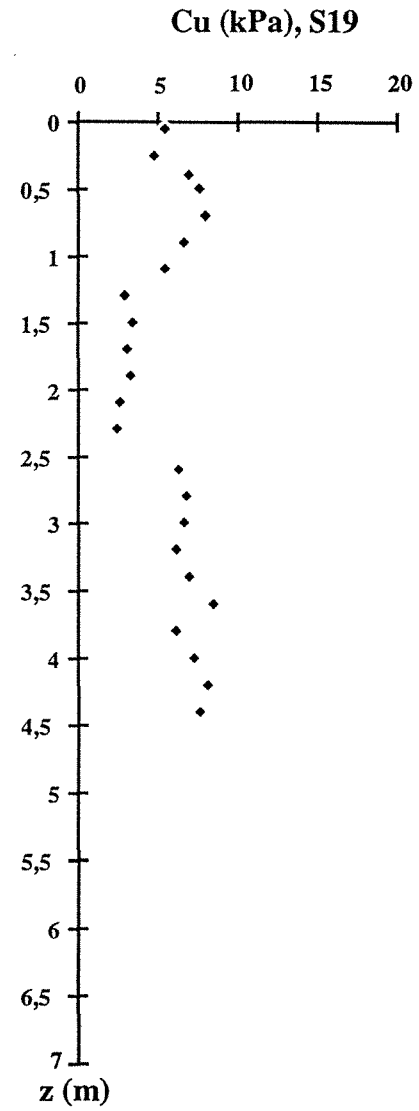
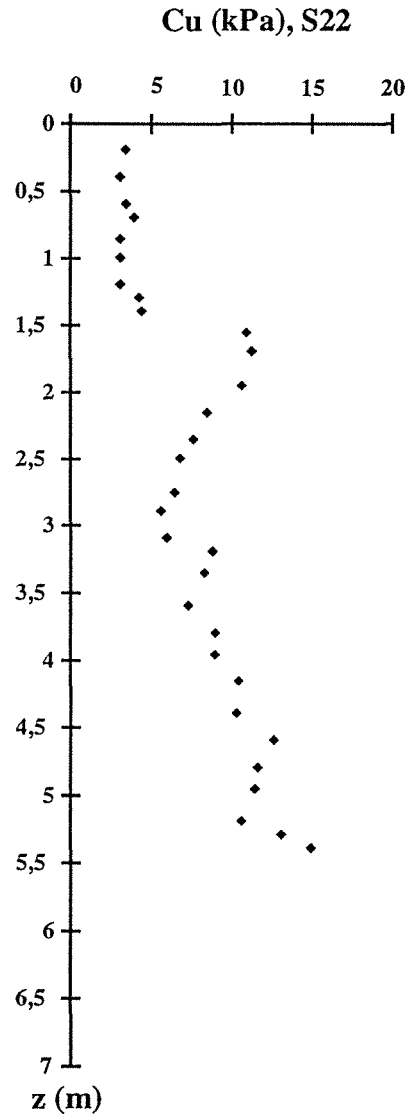
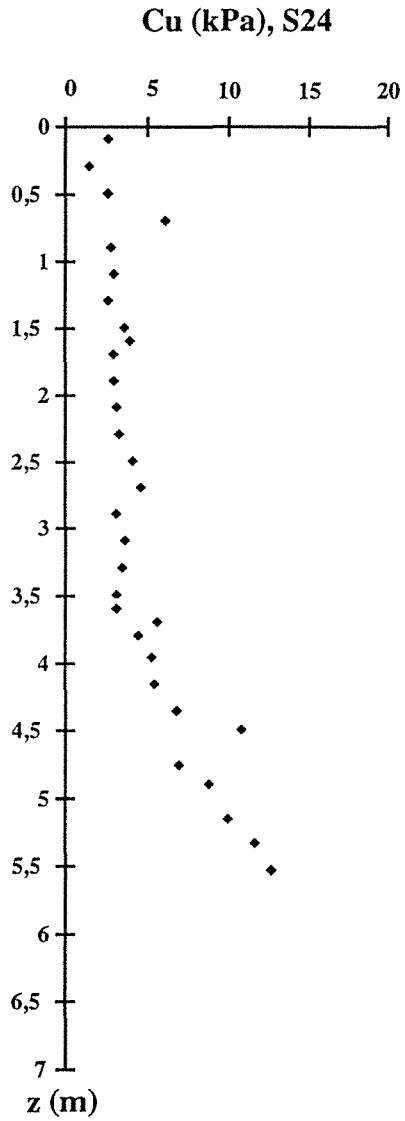
AXE III



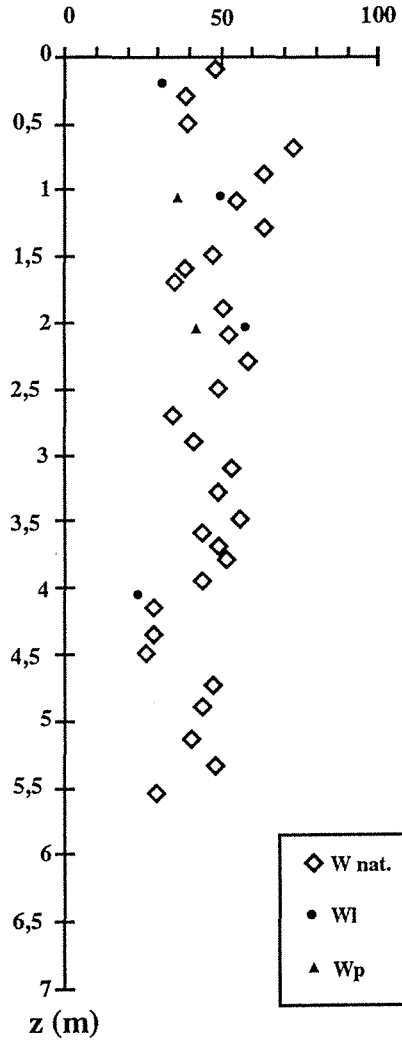
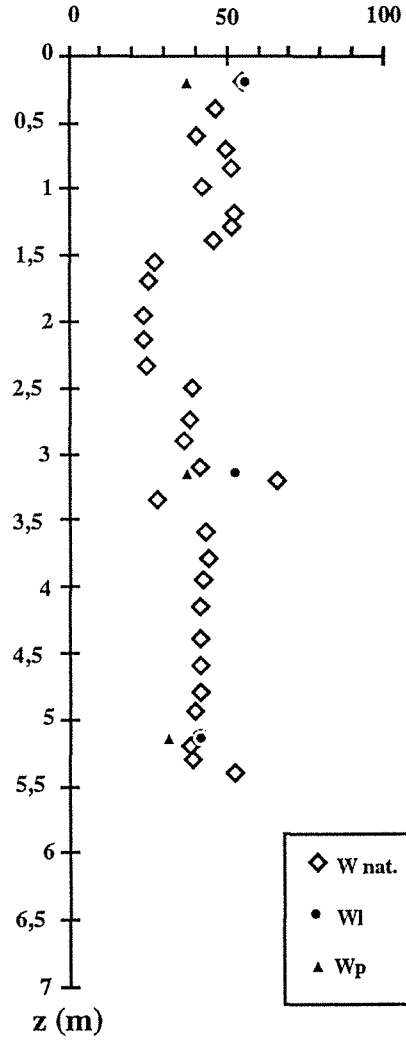
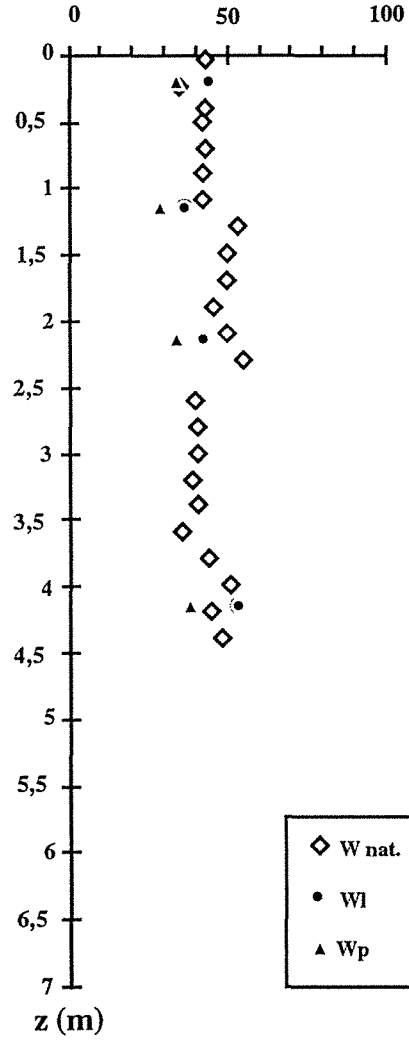
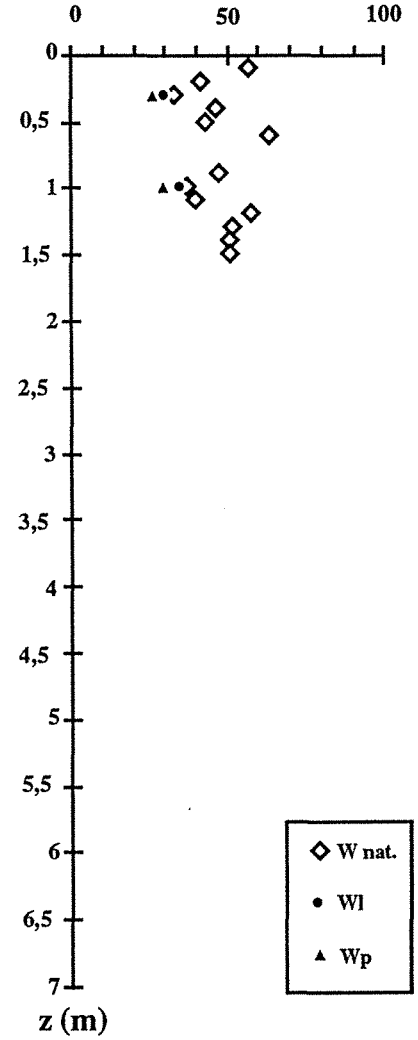
AXE III



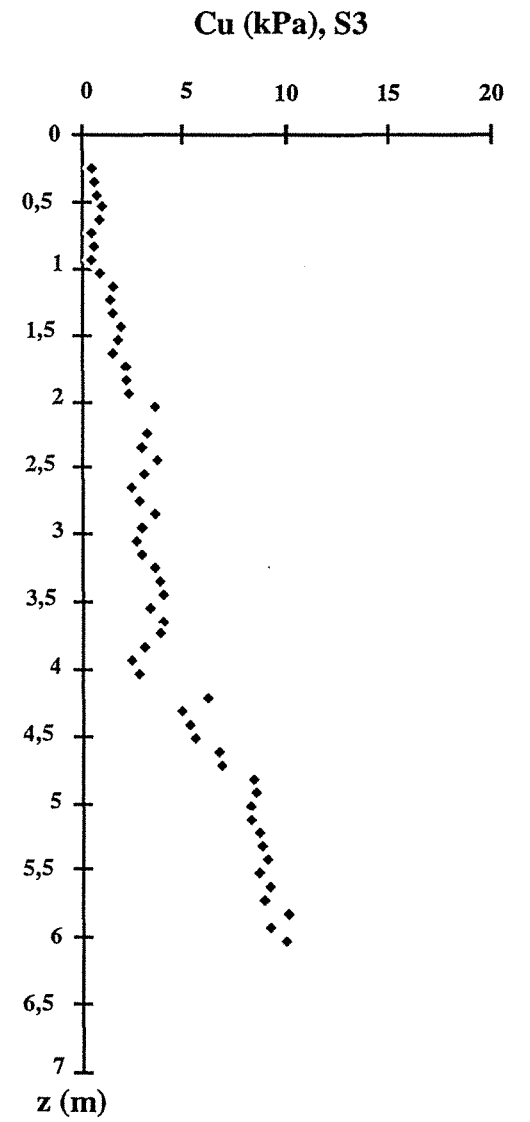
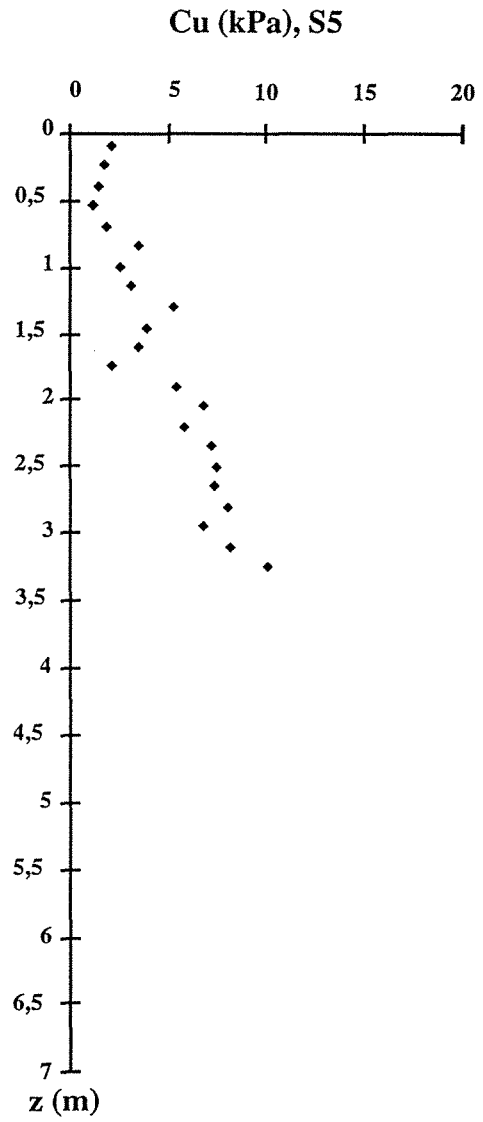
AXE A



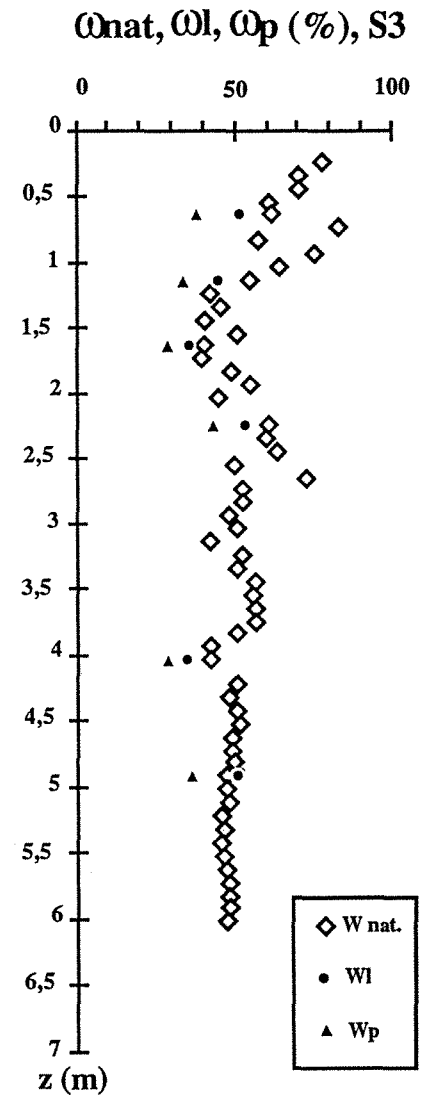
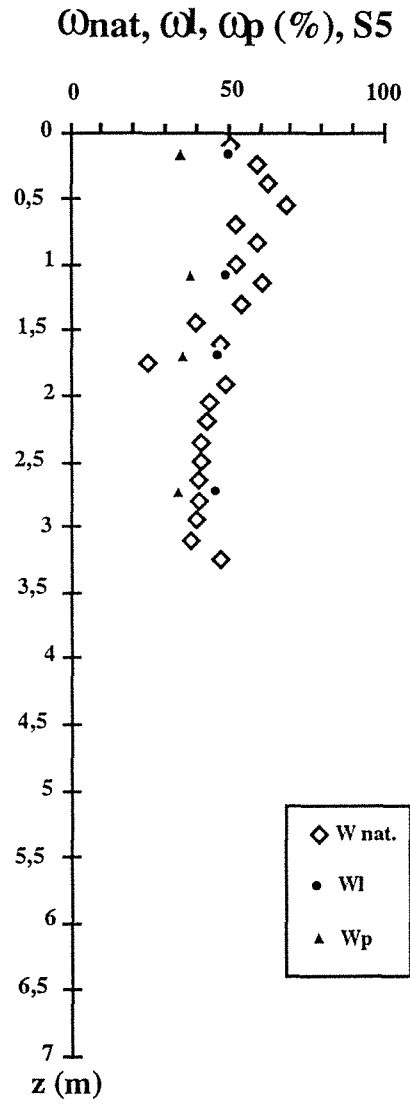
AXE A

 $\omega_{nat}, \omega_l, \omega_p$ (%), S24 $\omega_{nat}, \omega_l, \omega_p$ (%), S22 $\omega_{nat}, \omega_l, \omega_p$ (%), S19 $\omega_{nat}, \omega_l, \omega_p$ (%), S17

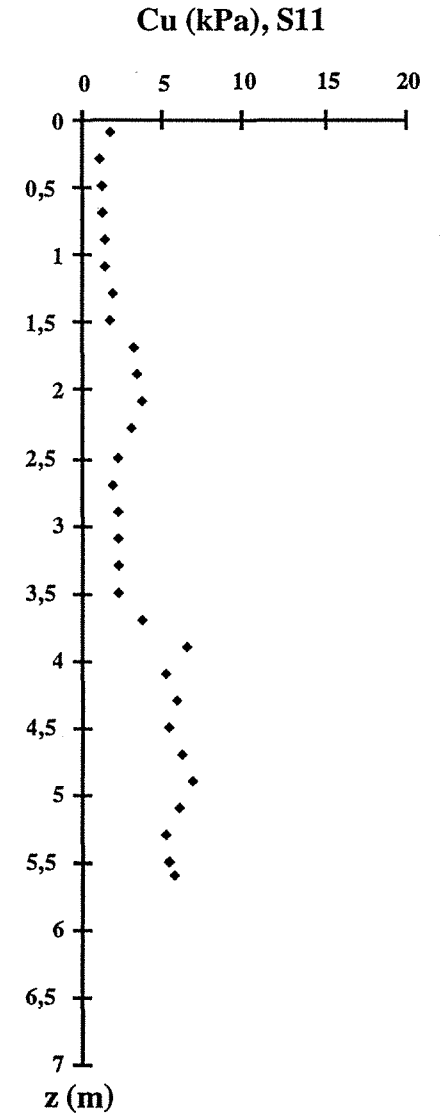
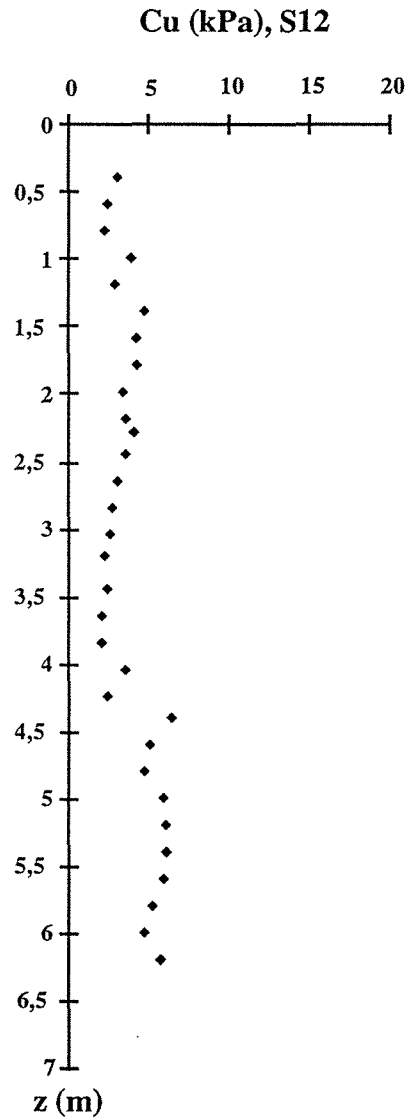
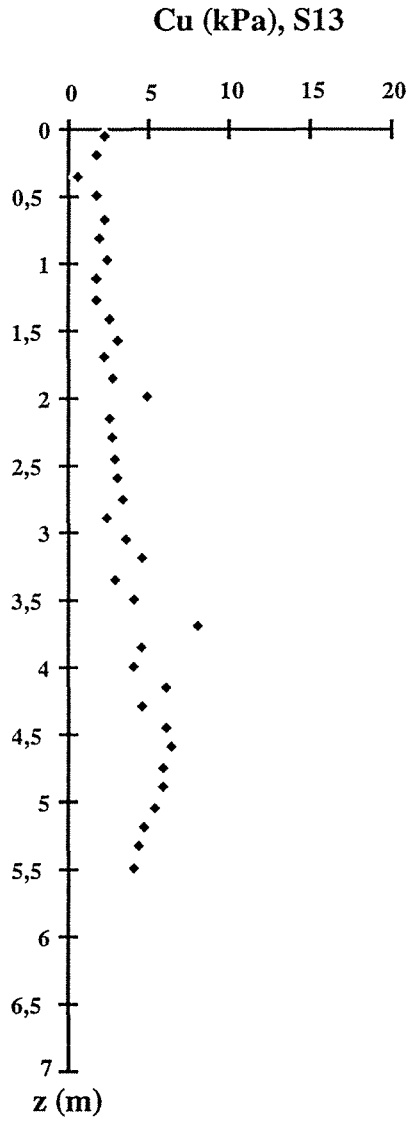
AXEB



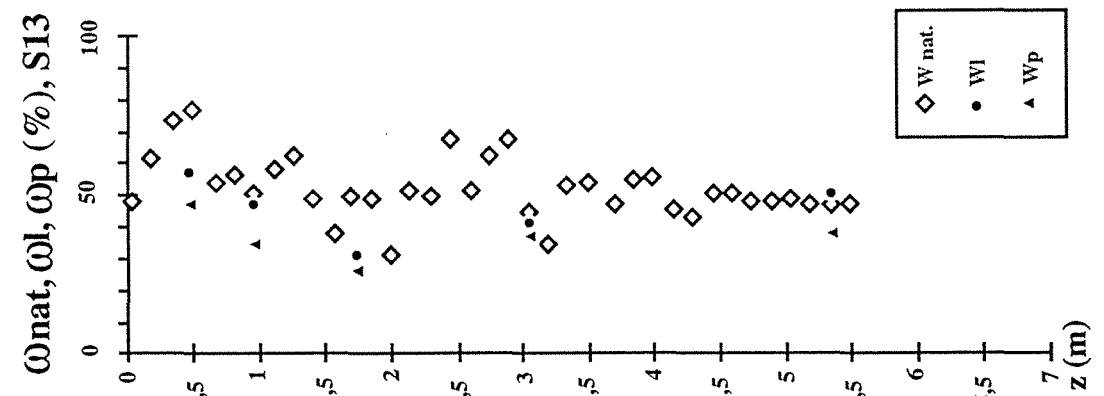
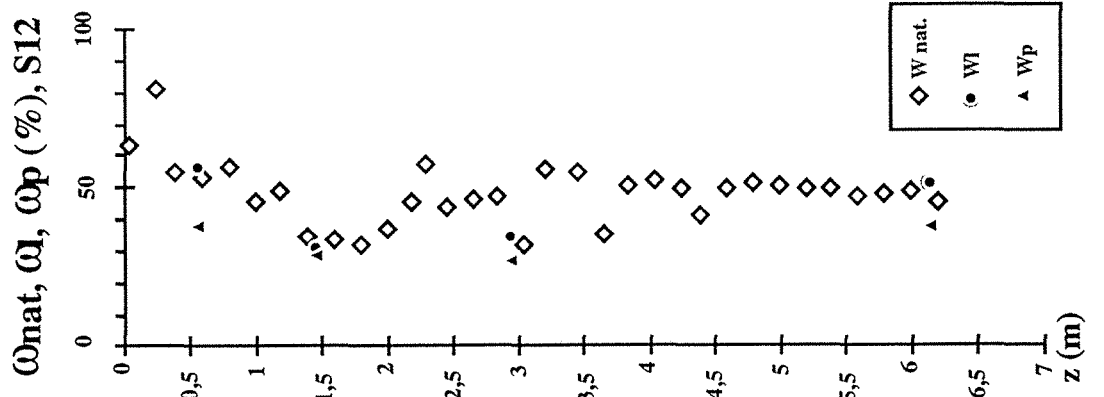
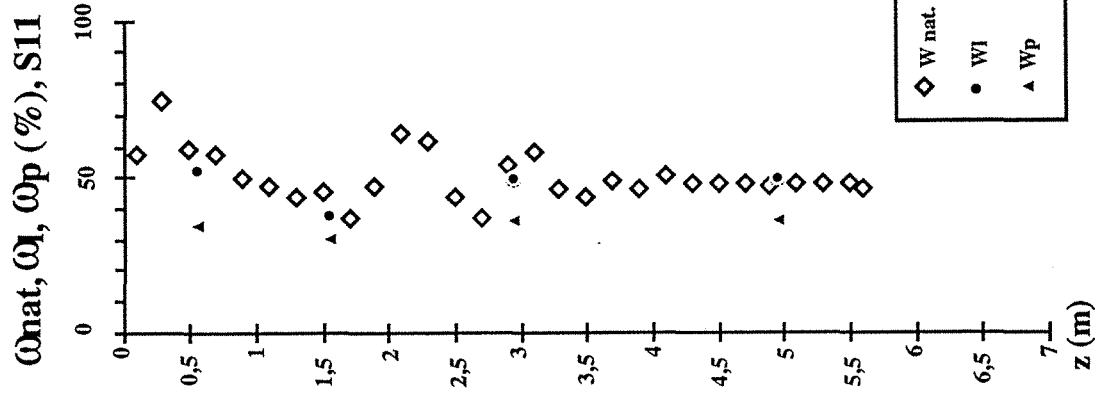
AXE B



AXE C



AXE C

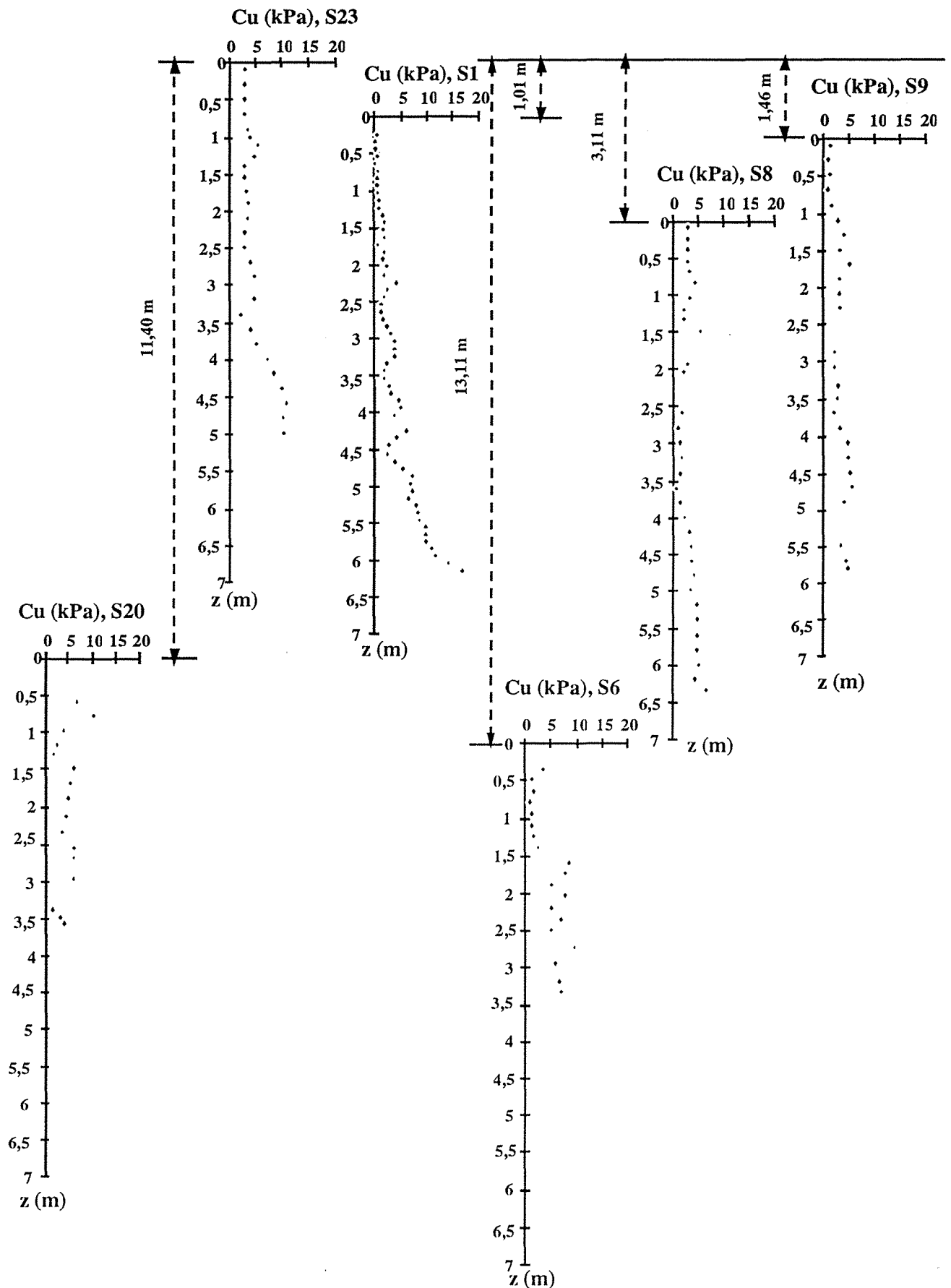


ANNEXE 4 :

Coupes stratigraphiques des propriétés géomécaniques des sondages par rapport au niveau du plan d'eau, relativement au fond de la retenue et le long d'un même axe.

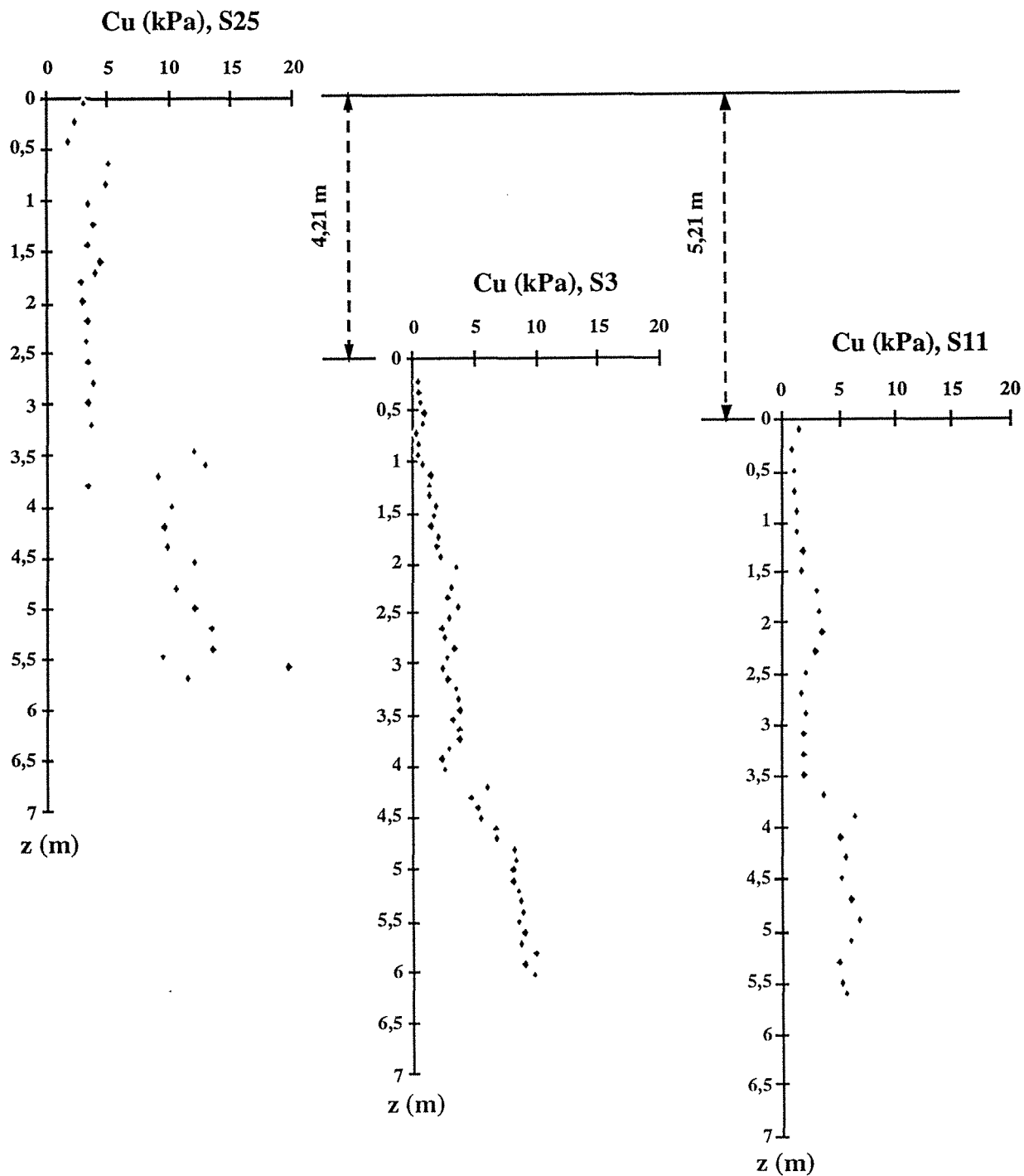
AXE II

- La profondeur d'eau du sondage S23 est prise comme référence



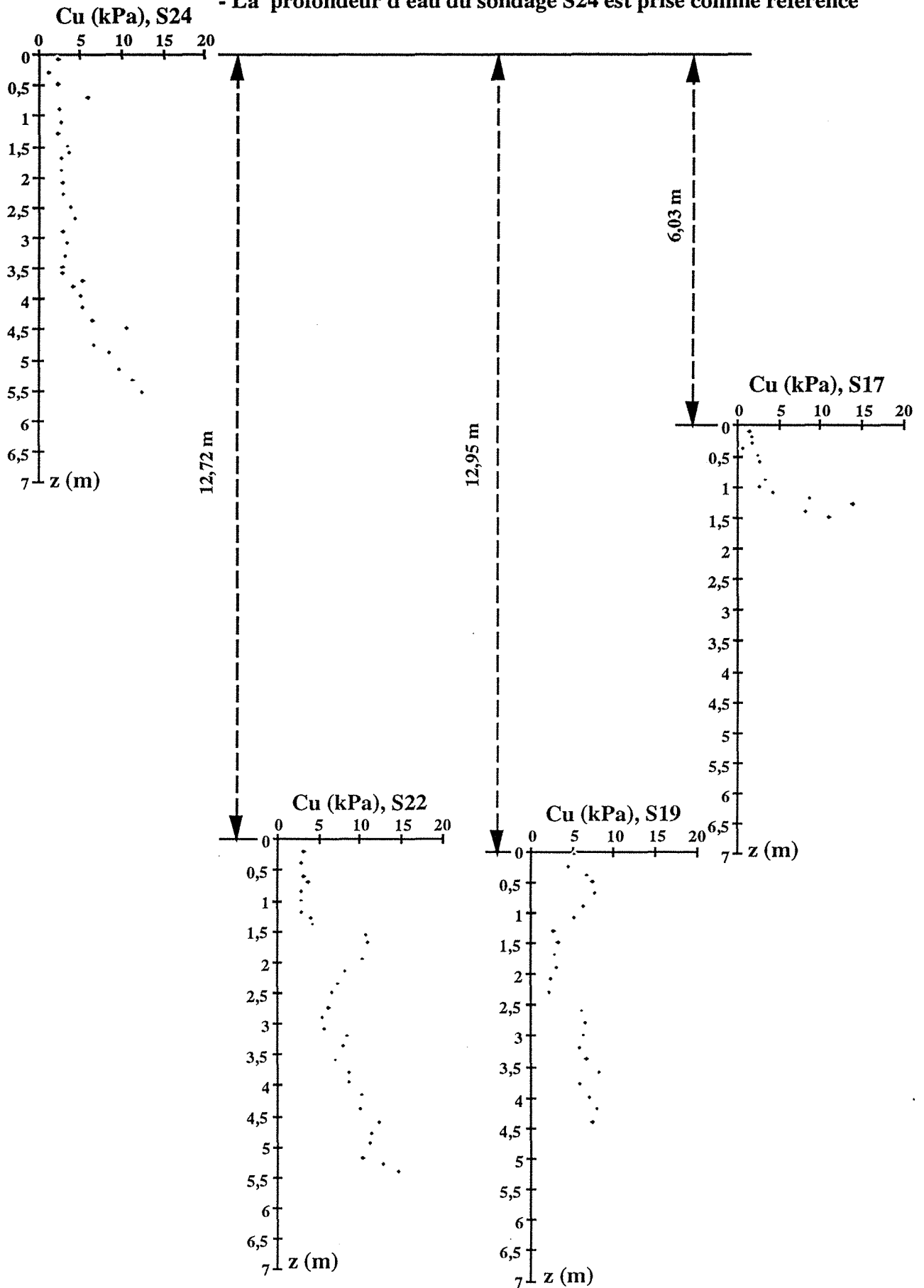
AXE III

- La profondeur d'eau du sondage S25 est prise comme référence



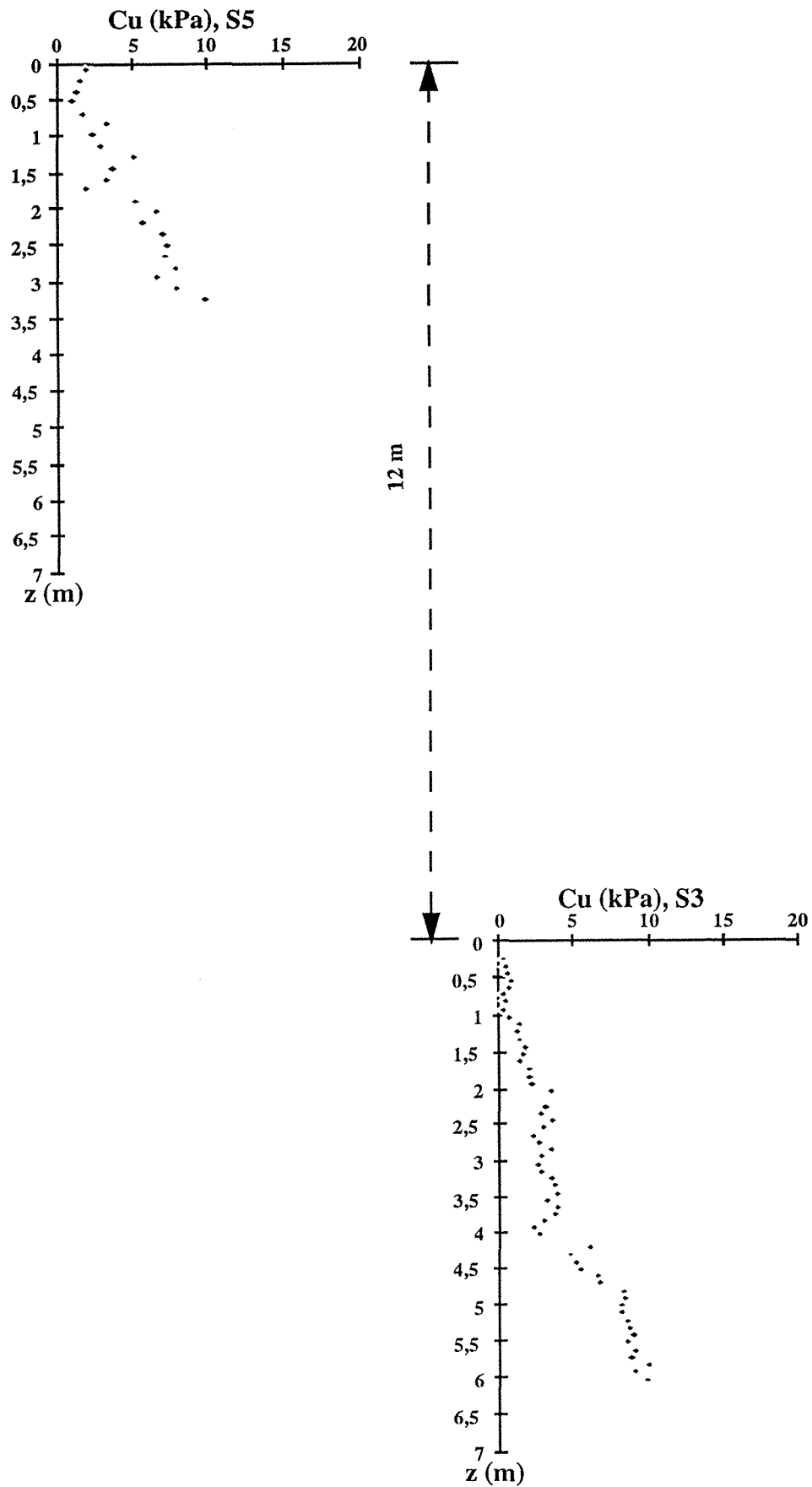
AXE A

- La profondeur d'eau du sondage S24 est prise comme référence



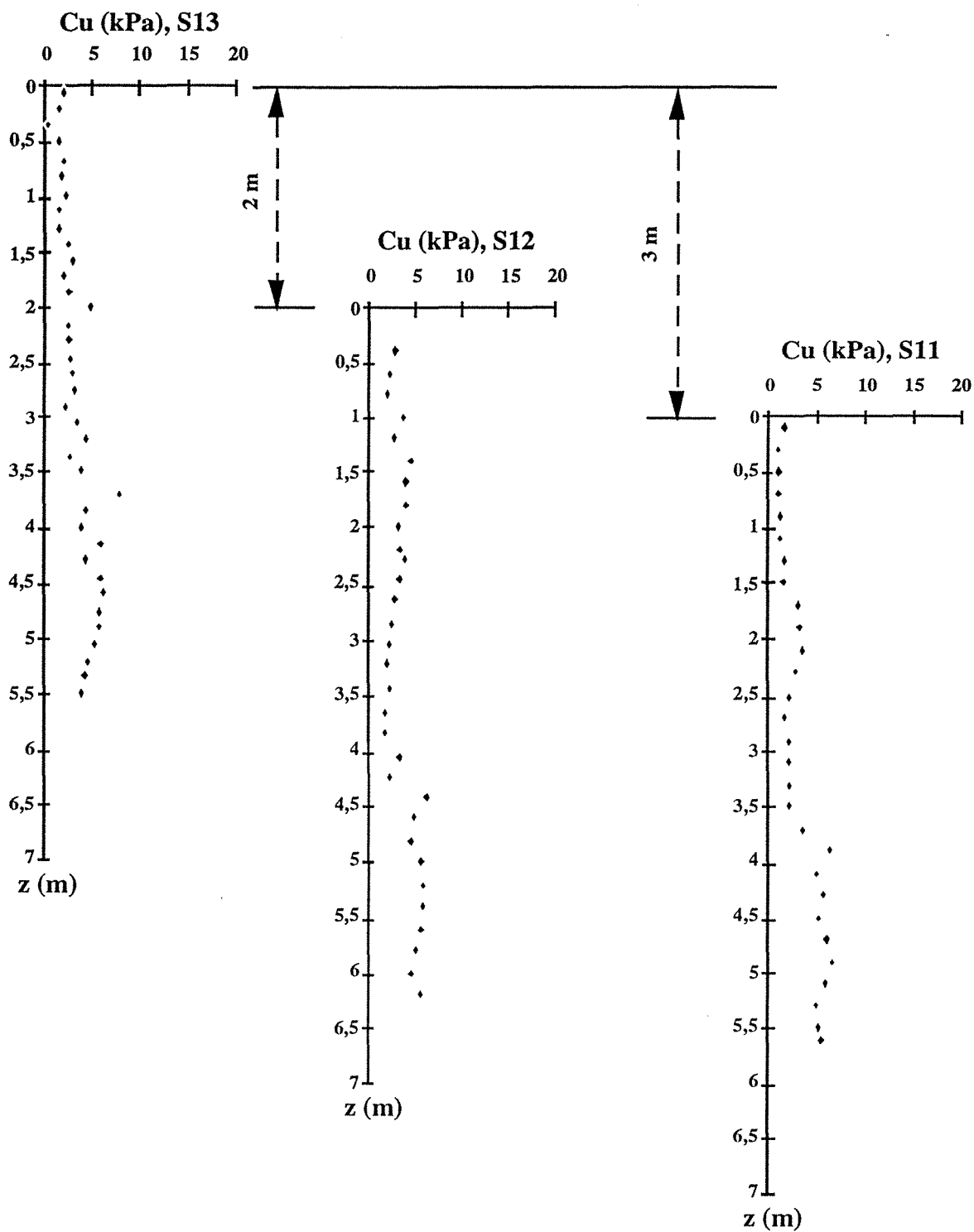
AXE B

- La profondeur d'eau du sondage S5 est prise comme référence



AXE C

- La profondeur d'eau du sondage S13 est prise comme référence

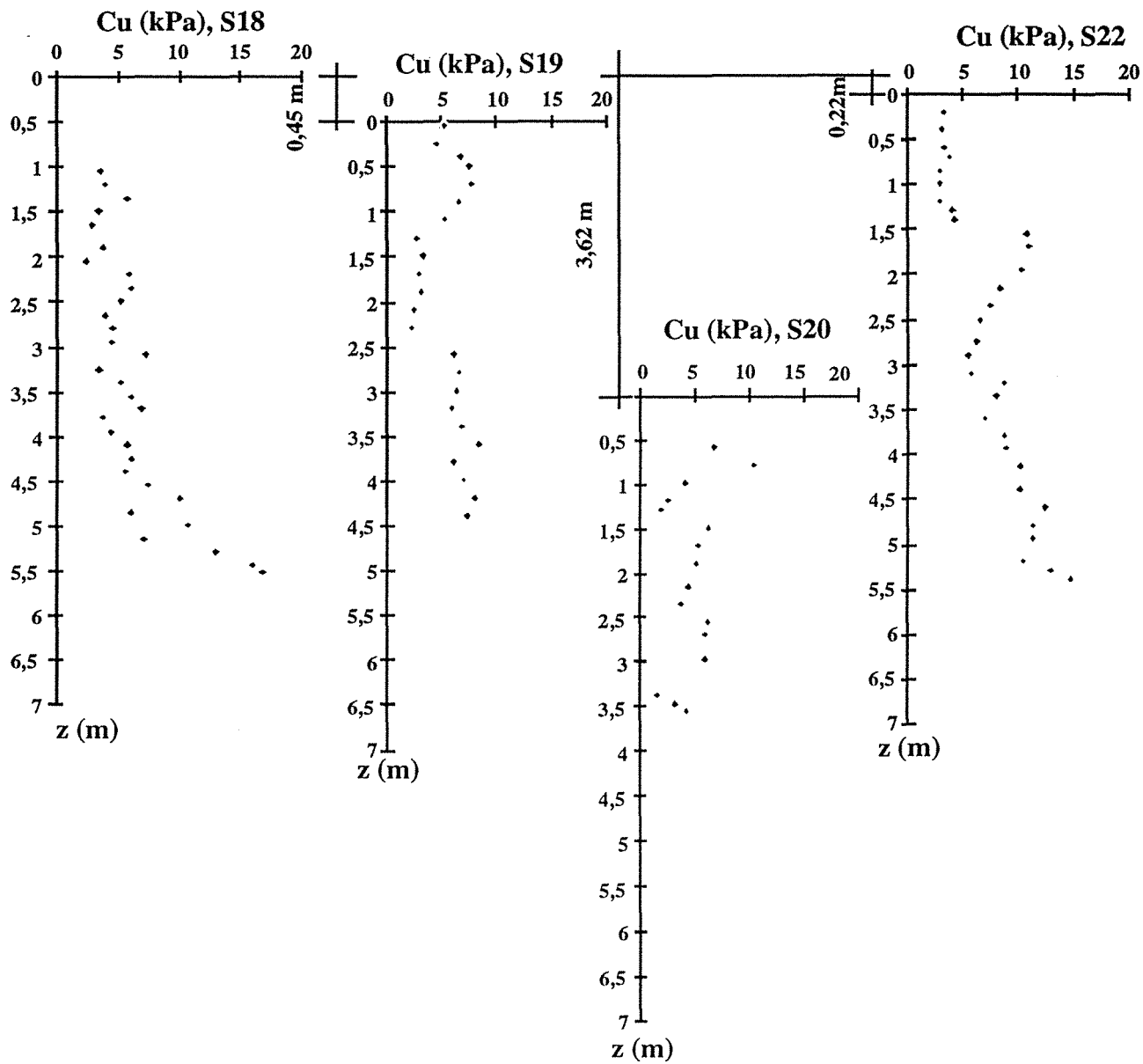


ANNEXE 5 :

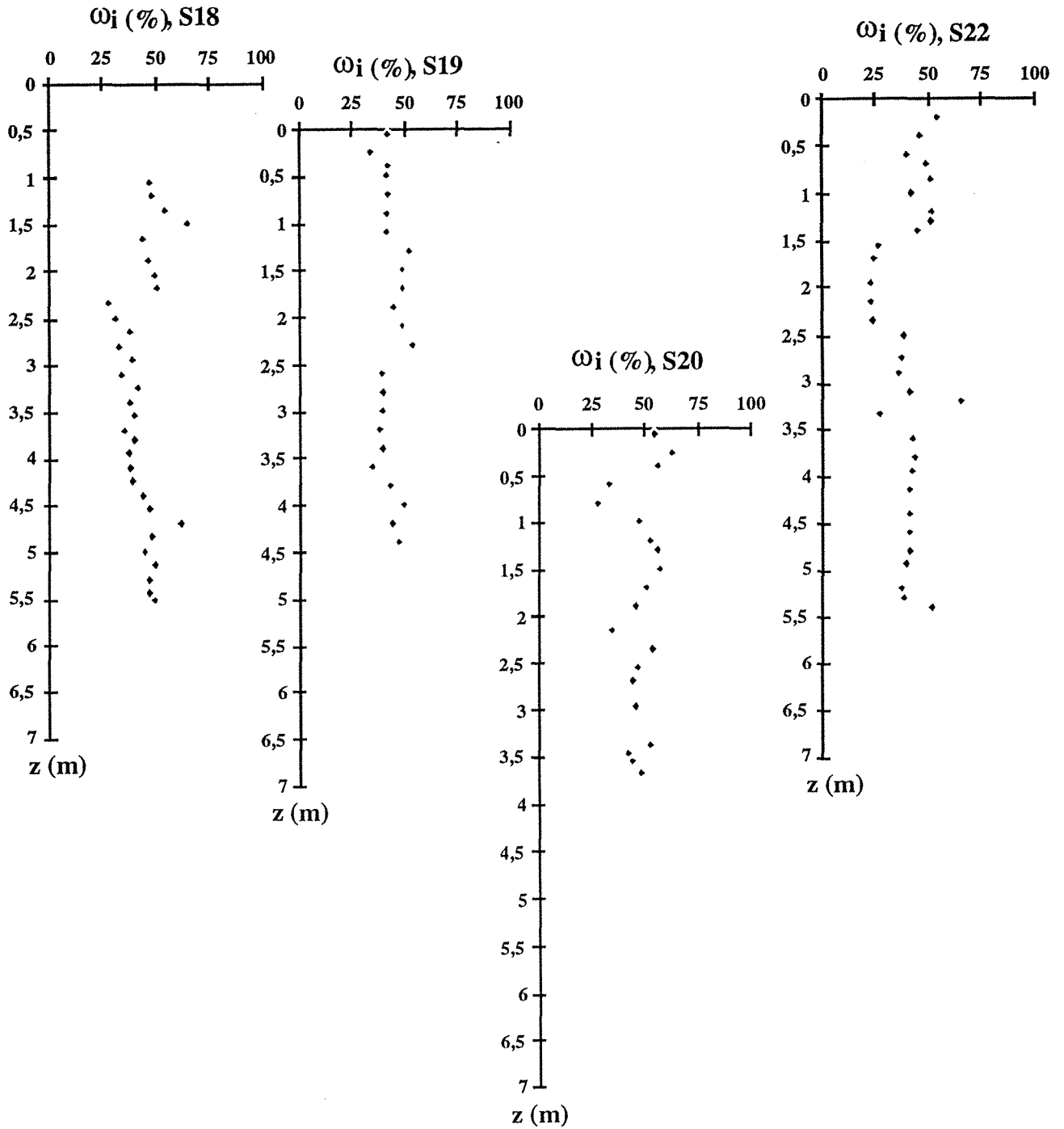
Coupes stratigraphiques des propriétés géomécaniques des sondages correspondant à des creux et à des bosses.

Creux, S18-S19-S20-S22

- La profondeur d'eau du sondage S18 est prise comme référence

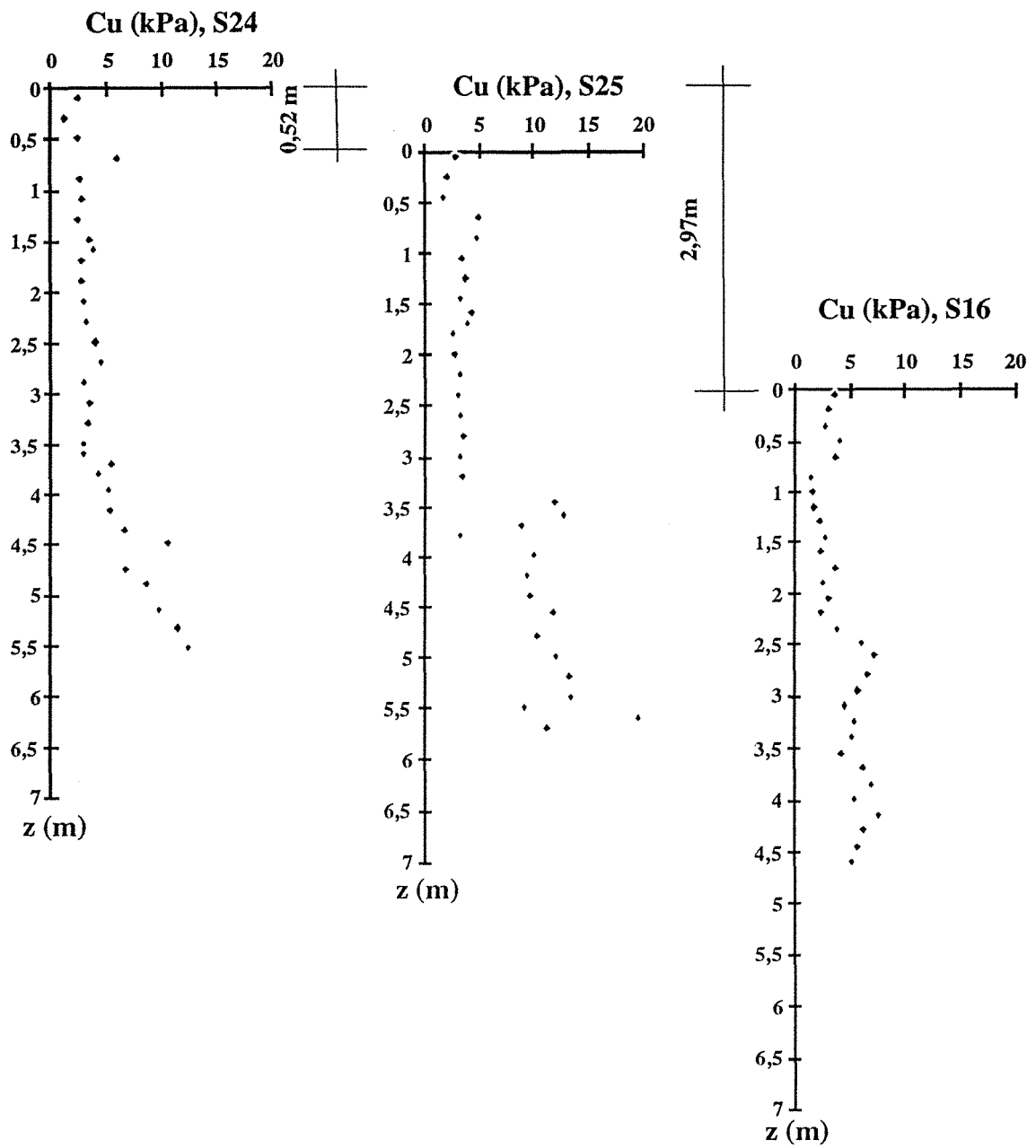


Creux, S18-S19-S20-S22

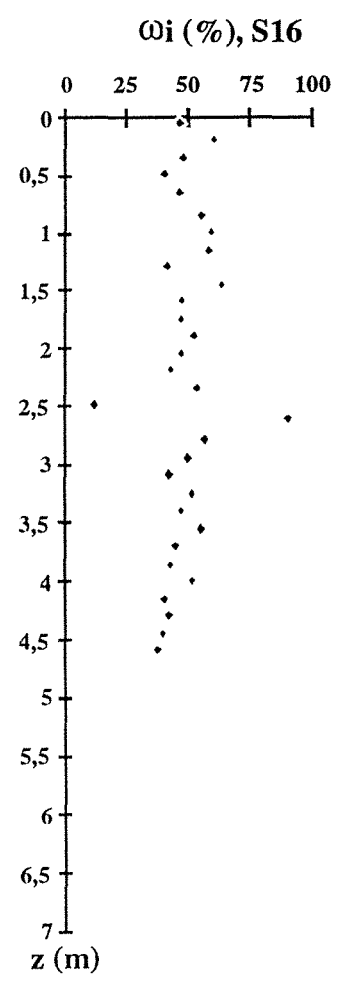
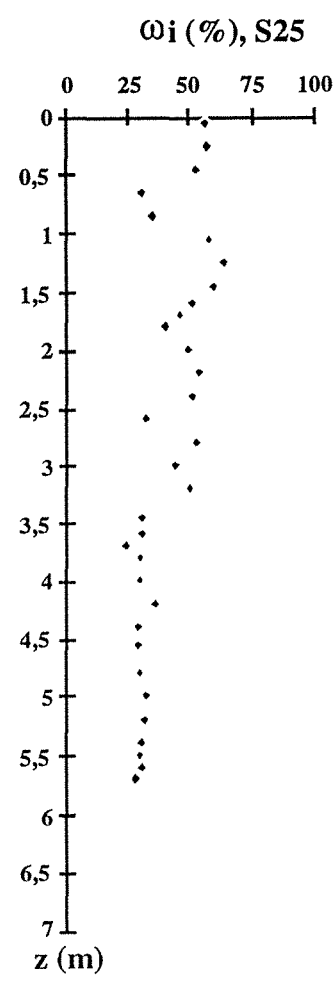
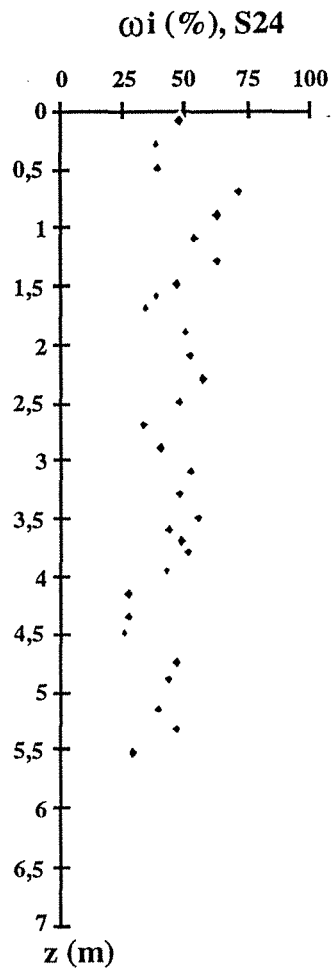


Bosse, S24-S25-S16

- La profondeur d'eau du sondage S24 est prise comme référence



Bosse, S24-S25-S16



ANNEXE 6 :

Tableaux des paramètres statistiques des propriétés géomécaniques des sondages.

Para Stati	N	min	max	moyenne	variance	écart type	coe variat	médiane	
S1	Cu	60	0,24	17,02	4,44	16,16	4,02	90,6	2,92
	Crés	60	0,42	5,12	1,86	1,66	1,29	69	1,55
	wi	60	16,5	82,6	51,14	114,13	10,68	20,9	48,5
	Crem	29	0,6	7,38	3,28	16,16	4,02	90,6	2,92
	Yd	29	8,7	13,22	11,13	1,15	1,07	9,06	11,05
	Yh	29	14,68	17,74	16,69	0,54	0,74	4,4	16,72
S2	Cu	34	1,66	7,26	4,41	2,04	1,43	32,4	4,58
	Crés	34	0,77	3,21	1,87	0,35	0,59	31,8	1,9
	wi	34	36,1	59,3	48,76	25,64	5,06	10,4	48,4
	Crem	19	2,19	5,96	4,08	1,36	1,17	28,6	4,02
	Yd	19	9,74	13,88	11,51	1,07	1,03	9	11,34
	Yh	19	14,74	18,4	16,81	0,61	0,78	4,6	16,72
S3	Cu	57	0,39	10,05	4,15	8,79	2,97	71,4	3,15
	Crés	57	0,31	3,7	1,81	1,16	1,08	59,4	1,49
	wi	57	39,05	82,5	52,43	90,01	9,49	18,1	49,65
	Crem	30	0,42	6,78	3,75	3,81	1,95	53,5	3,03
	Yd	30	8,93	13,11	11,03	1,22	1,11	10	11,14
	Yh	30	15,52	17,73	16,56	0,4	0,63	3,8	16,58
S4	Cu	40	0,83	12,26	3,75	6,28	2,51	66,9	2,98
	Crés	40	0,3	4,1	1,4	0,67	0,82	58,8	1,25
	wi	40	31,84	67,81	43,77	60,26	7,76	17,7	42,29
	Crem	20	0,63	7,32	3,29	3,49	1,87	57,4	2,72
	Yd	20	10,34	13,59	12,37	0,97	0,98	8	12,54
	Yh	20	15,96	18,36	17,54	0,49	0,7	4	17,6
S5	Cu	22	1,07	9,94	4,67	6,63	2,58	55,2	3,87
	Crés	22	0,6	4,17	1,72	0,76	0,87	50,7	1,49
	wi	22	24,39	68,24	47,68	97,85	9,89	20,7	42,29
	Crem	12	1,46	9,61	4,54	5,7	2,39	52,6	3,45
	Yd	12	9,71	14,3	12,03	1,36	1,17	9,7	12,03
	Yh	12	15,71	18,32	17,24	0,54	0,74	4,3	17,29
S6	Cu	19	1,19	9,7	4,92	58,2	7,63	56,2	5,3
	Crés	19	0,36	2,74	1,63	0,64	0,8	49	1,43
	wi	19	26,08	72,2	47,33	270,6	16,45	28,4	44,29
	Crem	11	1,05	9,09	4,28	7,58	2,75	64,3	3,71
	Yd	11	9,41	14,8	12,22	2,59	1,61	13,2	12,22
	Yh	11	15,62	19,17	17,42	1,09	1,05	6	17,27
S8	Cu	32	0,65	6,90	3,26	2,19	1,48	45,4	3,09
	Crés	32	0,54	2,86	1,37	0,32	0,56	41,2	1,31
	wi	32	38,04	61,56	48,8	29,25	5,41	11,1	47,38
	Crem	17	0,1	4,39	2,27	1,98	1,41	62	2,09
	Yd	17	9,61	13,05	11,25	0,76	0,87	8,7	11,21
	Yh	17	15,91	18,14	16,79	0,36	0,6	3,6	16,69
S9	Cu	28	1,37	5,95	3,54	1,66	1,29	36,4	3,51
	Crés	28	0,71	2,2	1,43	0,16	0,4	28,1	1,47
	wi	28	32,05	62,11	49,2	59,54	7,72	15,7	49,69
	Crem	14	1,25	4,7	2,94	1,21	1,1	37,5	2,51
	Yd	14	9,86	13,71	11,39	1,24	1,12	9,8	11,17
	Yh	14	15,93	17,91	16,76	0,31	0,56	3,3	16,69

Para Stati	N	min	max	moyenne	variance	écart type	coe variat	médiane
S10 Cu	30	1,07	6,96	3,38	3,29	1,81	59,6	2,74
Crés	30	0,65	2,56	1,41	0,33	0,57	40,5	1,04
ωi	30	29,94	75,32	49,30	99,61	9,98	20,2	47,38
Crem	15	0,83	4,6	2,49	1,8	1,34	53,9	1,82
γd	15	8,66	14,15	11,02	2,03	1,43	12,9	11,05
γh	15	15,06	19,79	16,76	1,35	1,16	6,9	16,62
S11 Cu	29	1,13	6,84	3,44	3,51	1,87	54,5	2,67
Crés	29	0,6	2,62	1,33	0,4	0,63	47,5	1,04
ωi	29	36,15	73,79	49,82	60,6	7,78	15,6	47,72
Crem	15	0,63	4,81	2,65	1,46	1,21	45,5	2,46
γd	15	1,51	13,37	10,83	7,34	2,71	25	11,43
γh	15	15,56	18,16	16,88	0,5	0,71	4,2	16,9
S12 Cu	31	1,9	6,25	3,77	1,85	1,36	36,1	3,51
Crés	31	0,48	2,74	1,3	0,23	0,48	36,7	1,16
ωi	31	31,5	56,86	46,33	52,08	7,22	15,6	48,02
Crem	18	1,05	4,39	2,54	0,93	0,97	39	2,09
γd	18	9,22	13,67	11,32	1,39	1,18	10,4	11,38
γh	18	15,49	17,99	16,79	0,46	0,68	4	16,75
S13 Cu	37	0,65	8,09	3,64	2,73	1,65	45,3	3,09
Crés	37	0,3	2,68	1,06	0,26	0,51	48,2	0,91
ωi	37	31,1	76,72	51,95	88,19	9,39	18,1	49,88
Crem	20	1,04	6,37	2,99	1,96	1,4	46,8	2,5
γd	20	9,6	13,3	11,18	0,96	0,98	8,8	11,12
γh	20	15,66	17,74	16,49	0,28	0,53	3,2	16,55
S14 Cu	28	1,25	5	2,94	1,23	1,11	37,8	3,09
Crés	28	0,24	1,43	0,9	0,098	0,31	34,7	0,83
ωi	28	32,5	66,14	51,44	67,52	8,22	16	49,32
Crem	15	1,04	5,43	2,18	1,5	1,23	44,3	2,19
γd	15	11,14	14,05	10,51	8,02	2,83	26,9	11,04
γh	15	15,63	18,35	16,78	0,58	0,76	4,5	16,72
S15 Cu	47	1,25	6,13	2,73	1,32	1,15	42,2	2,38
Crés	47	0,53	5,02	1,15	0,49	0,7	60,6	0,95
ωi	47	33,12	73,9	51,04	67,34	8,21	16,1	50,15
Crem	25	0,77	4,6	2,18	3,31	1,33	33,15	2,37
γd	25	9,04	15,28	11,18	2,77	1,66	14,9	10,66
γh	25	15,22	19,41	16,75	1,06	1,03	6,1	16,53
S16 Cu	31	1,55	7,67	4,45	3,10	1,76	39,5	4,13
Crés	31	0,59	3,03	1,48	0,41	0,64	43,3	1,55
ωi	31	13,38	90,27	49,6	138,44	11,78	23,8	48,05
Crem	15	1,67	4,6	3,51	0,74	0,86	24,6	3,45
γd	15	9,05	16,2	11,9	2,35	1,53	12,9	11,56
γh	15	15,15	18,29	16,98	0,53	0,73	4,3	16,96
S17 Cu	13	0,59	14,04	4,9	16,56	4,07	83,1	2,79
Crés	13	0,24	4,88	2,1	2,56	1,6	76,1	1,13
ωi	13	32,57	63,44	46,99	72,8	8,53	18,2	46,35
Crem	7	1,15	7,31	4,13	5,93	2,43	58,9	2,76
γd	7	10,88	14,28	12	1,45	1,2	10	11,23
γh	7	16,51	18,77	17,35	0,64	0,8	4,6	16,86

Para Stati	N	min	max	moyenne	variance	écart type	coe variat	médiane
S18 Cu	31	2,5	16,9	6,49	11,73	3,43	52,8	5,77
Crés	31	0,89	6,49	2,44	2,48	1,57	64,6	1,78
Wi	31	28,35	65,18	44,14	65,18	8,07	18,3	44,24
Crem	19	1,36	7,21	3,63	2,11	1,45	140	3,29
Yd	19	11,04	14,51	12,6	0,99	1	7,9	12,59
Yh	19	16,63	18,99	17,82	0,43	0,66	3,7	17,71
S19 Cu	23	2,38	8,45	5,59	3,68	1,92	34,3	6,11
Crés	23	1,49	3,39	2,33	0,29	0,54	23,3	0,17
Wi	23	34,42	54,79	43,78	27,38	5,23	12	42,51
Crem	12	2,93	7,73	4,48	1,56	1,25	27,9	4,49
Yd	12	11,15	12,85	11,96	0,29	0,54	4,5	11,95
Yh	12	16,73	17,92	17,31	0,15	0,4	2,3	17,19
S20 Cu	16	1,81	10,53	5	4,36	2,09	41,7	4,58
Crés	16	0,77	2,86	1,81	0,37	0,61	33,7	1,79
Wi	16	28,35	57,65	46,41	64,93	8,06	17,4	46,28
Crem	11	1,46	3,97	2,93	0,48	0,69	23,6	2,83
Yd	11	9,97	14,25	11,7	1,53	1,24	10,6	11,68
Yh	11	15,74	18,83	17,16	0,75	0,86	5	17,19
S21 Cu	27	0,71	8,69	4,2	5,04	2,25	53,4	3,75
Crés	27	0,47	3,33	1,7	0,89	0,95	55,9	1,4
Wi	27	28,6	81,14	50,45	164,59	12,83	25,4	48,64
Crem	14	0,46	5,33	2,65	2,16	1,47	55,5	2,72
Yd	14	9,35	14,52	11,29	1,97	1,4	12,4	11,08
Yh	14	15,73	18,61	16,84	0,65	0,81	4,8	16,5
S22 Cu	31	3,09	14,93	7,79	11,55	3,4	43,6	7,92
Crés	31	1,07	5,06	2,48	0,92	0,96	38,5	2,35
Wi	31	23,08	65,86	40,59	96,71	9,83	24,2	41,01
Crem	15	1,99	7,52	4,37	2,68	1,64	38,4	3,58
Yd	17	10,9	14,68	12,7	1,41	1,19	9,4	12,7
Yh	17	16,31	18,37	17,62	0,41	0,64	3,6	17,98
S23 Cu	27	2,14	10,95	5,06	7	2,65	52,2	3,99
Crés	27	0,60	3,27	1,4	0,26	0,51	36,6	1,37
Wi	27	22,6	58,96	40,13	141,38	11,89	29,6	34,94
Crem	18	1,19	4,4	2,49	0,98	0,99	34,6	3,45
Yd	14	10,22	14,82	12,4	2,52	1,59	12,8	11,83
Yh	14	16,19	18,44	17,27	0,51	0,71	4,1	17,27
S24 Cu	31	2,12	10,2	3,64	3,51	1,87	51,5	3,04
Crés	31	0,36	3,33	1,48	0,61	0,78	52,7	1,19
Wi	31	25,63	75,32	45,54	116,93	10,79	23,7	46,94
Crem	16	1,31	8,97	2,99	4	2	67	2,14
Yd	17	9,16	14,64	11,88	1,76	1,33	11,2	12,03
Yh	17	15,6	18,23	17,12	0,44	0,67	3,9	17,33
S25 Cu	33	1,84	19,75	7,03	20,19	4,49	63,9	4,26
Crés	33	0,65	2,8	1,42	0,25	0,5	35,3	1,28
Wi	33	24,56	64,29	40,87	136,89	11,7	28,6	33,93
Crem	9	1,9	3,09	2,43	0,11	0,33	13,5	2,32
Yd	17	9,58	14,17	12,37	2,15	1,47	11,9	12,64
Yh	17	15,94	18,9	17,1	0,62	0,79	4,6	16,85

Service Commun de la Documentation
INPL
Nancy-Brabois

**AUTORISATION DE SOUTENANCE DE THESE
DU DOCTORAT DE L'INSTITUT NATIONAL POLYTECHNIQUE
DE LORRAINE**

o o o

VU LES RAPPORTS ETABLIS PAR :

**Monsieur MONGEREAU Noël, Professeur, INSA de Lyon,
Monsieur PARZONKA Włodzimirz, Professeur, Université Agricole
de Wrocław (Pologne).**

Le Président de l'Institut National Polytechnique de Lorraine, autorise :

Monsieur MEKERTA Belkacem

à soutenir devant l'INSTITUT NATIONAL POLYTECHNIQUE DE LORRAINE,
une thèse intitulée :

**"Etude des propriétés géomécaniques des sédiments d'envasement
d'une retenue de barrage".**

en vue de l'obtention du titre de :

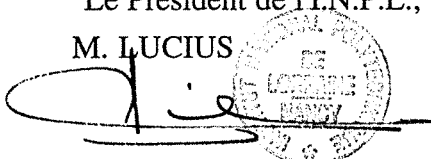
**DOCTEUR DE L'INSTITUT NATIONAL POLYTECHNIQUE DE
LORRAINE**

Spécialité : **"GENIE CIVIL & MINIER"**

Fait à Vandoeuvre le, **16 Juin 1995**

Le Président de l'I.N.P.L.,

M. LUCIUS



NANCY BRABOIS
2, AVENUE DE LA
FORET-DE-HAYE
BOITE POSTALE 3
F - 5 4 5 0 1
VANDOEUVRE CEDEX