

ECOLE INTER-ETATS D'INGENIEURS DE

L'EQUIPEMENT RURAL

03 B.P. 7023 OUAGADOUGOU 03
BURKINA FASO

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

ANNEE 1995 - 1996

Présenté par :

AKIALA Baguiawan

**ETUDE DE POSSIBILITE
DE COMPACTAGE A FAIBLE TENEUR
EN EAU DANS LA CONSTRUCTION
DES BARRAGES EN TERRE EN AFRIQUE**

E: I: E: R:
Enregistré à l'Arrivée le <u>04</u> JUIL. 1996 s/N° <u>273/96</u>

MENTION :

Professeur Responsable
J. M. DURAND

Bénin - Burkina - Cameroun - Centrafrique - Congo - Côte d'Ivoire - Gabon
Guinée - Mali - Mauritanie - Niger - Sénégal - Tchad - Togo

SOMMAIRE

Remerciements

INTRODUCTION.....	1
RESUME.....	3
CARACTERISTIQUES DU MATERIAU.....	5
ESSAI DE COMPACTAGE	
DETERMINATION DES COURBES PROCTOR.....	10
COMPORTEMENT DU MATERIAU COMPACTE COTE SEC.....	13
PERSPECTIVES - RECOMMANDATIONS.....	45
CONCLUSION.....	49

Bibliographie

Remerciements:

Qu'il me soit permis d'adresser mes remerciements à tous ceux qui, d'une manière ou une autre, ont contribué à la réalisation de ce mémoire. Je remercierai particulièrement:

- M. DURAND, mon maître de mémoire, auteur du thème de recherche qui revêt un caractère très important pour nos régions où l'eau est une denrée rare;

- la direction de l'ONBAH pour avoir accueilli favorablement le sujet;

- M. OUANDAOGO, mon encadreur externe, chef du Laboratoire géotechnique de l'ONBAH pour sa constante disponibilité et ses conseils;

- M. DRABO du Laboratoire génie civil de l'EIER qui a guidé tous les essais de bout en bout. Je n'oublierai pas non plus son collaborateur Alain Bassila de la Cellule de recherches.

Qu'ils trouvent tous là, le fruit de leur travail.

AKIALA B.

INTRODUCTION

Dans les zones désertiques et semi désertiques, les difficultés, les contraintes liées à l'approvisionnement en eau d'arrosage des chantiers de barrage imposent d'examiner la solution d'un compactage à faible teneur en eau .

En effet, les chantiers se situent très souvent dans des zones où la ressource en eau est limitée ou souvent même inexistante, à souvent une centaine de Km à la ronde. Il faut trouver l'eau en réalisant des forages ou alors aller à plusieurs dizaines de Km (voire centaines de Km) pour s'approvisionner en eau d'arrosage. Tout ceci est très coûteux.

D'autre part quand les points d'eau existent, ils sont souvent insuffisants pour les besoins humains et pour le bétail si bien que les populations sont souvent hostiles quant à l'utilisation de cette eau comme eau d'arrosage des remblais. Le cas de Nahartenga, chantier que nous avons visité, est un exemple parmi tant d'autres où l'ONBAH a été confronté à ce genre de situation. Il a été tour à tour chassé de 2 villages où il s'approvisionnait en eau. Le site de prélèvement d'eau se situe présentement à une vingtaine de Km où plane le risque d'interdiction d'accès.

Outre donc l'intérêt économique de la recherche de méthodes de compactage à faible teneur en eau (réduction du coût du transport, de foisonnement, réduction du risque d'arrêt de chantier dû à une panne de citerne ou de moto pompe) , le compactage à faible teneur en eau permettrait de résoudre bon nombre de conflits sociaux entre populations et bâtisseurs autour des points d'eau.

Ces intérêts montrés, il reste à montrer la faisabilité technique d'un tel mode de compactage. Les propriétés mécaniques et hydrauliques sont étroitement liées aux paramètres d'état que sont la densité et la teneur en eau. Les expériences ont montré que pour parvenir à une densité acceptable, à faible teneur en eau, il faut appliquer une énergie plus grande. Ce problème est de faible importance car les engins de compactage de nos jours sont à même de développer des puissances importantes. Compte tenu donc de ces compacteurs modernes qui sont à même de développer de grandes énergies, la prescription d'une teneur en eau élevée de compactage peut conduire à des solutions techniquement injustifiées et économiquement aberrantes.

Techniquement, un tel mode de compactage est donc envisageable. Mais quel comportement mécanique aura un matériau compacté de la sorte ? Il s'agit donc d'étudier le comportement du matériau de remblai par la détermination des propriétés mécaniques du matériau compacté , ses caractéristiques de déformabilité. Ceci est nécessaire car les déformations différées dans le temps ou les déformations de rupture peuvent être attribués au comportement des matériaux qui constituent le remblai .

L'origine de ces déformations est souvent due aux variations saisonnières des conditions hydriques.

Un certain nombre de travaux ont été consacrés à l'étude du comportement des matériaux compactés côté sec de l'optimum . Notre sujet vient s'inscrire dans le cadre de ces recherches qui ont beaucoup porté sur les graves (pour les remblais routiers). Nos propres travaux devaient s'intéresser à plusieurs types de matériaux usuellement utilisés pour les remblais mais vu le temps disponible, il n'a été possible d'étudier que quelques comportements d'un seul matériau prélevé sur une zone d'emprunt du barrage de Nahartenga situé à 75 Km au Nord de Ouagadougou.

Le présent rapport comporte 4 parties:

- une partie consacrée à la caractérisation du matériau.
- les essais de compactage.
- une étude du comportement du matériau compacté côté sec. Les études sur le comportement ont porté sur quelques essais : essai oedométrique, résistance au cisaillement, effet de l'imbibition, poinçonnement.
- enfin, en dernière partie, des difficultés rencontrées lors des essais, et des recommandations.

Afin de permettre au lecteur de mieux apprécier les résultats, de juger de la bonne conduite des essais, les processus expérimentaux sont décrits ainsi que les procédures de calcul des divers paramètres. A chacune des étapes, quelques notions théoriques sont brièvement énoncées ainsi que la justification des essais.

RESUME

Le sujet du présent mémoire vient s'inscrire dans le cadre des recherches sur la possibilité de compactage à faible teneur en eau. L'étude a porté sur une argile peu plastique classée CL selon la classification de l'USCS.

Les essais de compactage effectués à trois niveaux d'énergie différents (proctor normal, proctor intermédiaire et proctor modifié) ont donné les résultats suivants:

- OPN $W = 12,7 \%$ $\gamma_d = 1,84$
- OPM $W = 10 \%$ $\gamma_d = 2,015$
- OPI $W = 10,6 \%$ $\gamma_d = 1,95$

Les études ont porté sur le comportement des échantillons compactés coté sec de l'OPM à - 2% et -4 % de l'OPM soit des teneurs en eau de 8 % et 6 %. L'étude, vu le temps disponible, n'a porté que sur quelques comportements de quelques états de compactage. Les essais réalisés sont:

- l'essai oedométrique
- la résistance au cisaillement
- l'effet d'imbibition et poinçonnement

Pour l'essai oedométrique et la résistance au cisaillement, il n'y a eu qu'un seul essai par état. Il faudra donc attendre d'autres essais pour confirmer les résultats obtenus. Ces résultats obtenus sont:

Essai oedométrique

Cet essai a porté sur les états de compactage: OPN; PM 8,3 % et PM 6,3%.

Compressibilité

Pour la même énergie: plus la teneur en eau de compactage est faible plus la compressibilité est élevée. On remarque toutefois qu'en compactant au PM 8 %, le matériau, plus dense que l'OPN est moins compressible que ce dernier ($C_c = 0,0518$ bars contre 0,0968 pour l'OPN). La pression de consolidation se trouve également plus élevée. ($\sigma_c = 2,2$ bars pour le PM 8% contre 1,2 bar pour le PN)

Perméabilité

Les échantillons compactés au PM 8 % et 6 % sont en général moins perméables que l'échantillon compacté à l'OPN sous la même charge.

Résistance au cisaillement

Les états de compactage étudiés sont : l'OPN, le PM 8 et 6 %, le PI 8 et 6 %. L'essai réalisé est l'essai consolidé drainé qui montre que:

pour une même densité de compactage, celle de l'OPN, la résistance au cisaillement augmente avec la teneur en eau de compactage: à une densité plus grande mais avec teneur en eau plus faible que l'optimum (PM : $W = 8,3 \%$; $\gamma_d = 1,95$), on obtient une meilleure résistance au cisaillement, mais la différence n'est pas nette.

Effet d'imbibition - poinçonnement

Les états de compactage étudiés sont les mêmes que ci-dessus. L'imbibition effectuée par remontée capillaire, a eu pour effet des gonflements relatifs linéaires allant de 0 % pour l'OPN (compactage classique), à 2,1 % pour le PM 6 %. A faible teneur en eau, le gonflement relatif est très important et très rapide. Pour une même teneur en eau, plus la densité est élevée, plus le gonflement est important. Il est cependant plus rapide pour l'échantillon le moins dense. Pour la même densité, moins la teneur en eau est élevée, plus rapide est le gonflement relatif.

L'essai de poinçonnement réalisé sur les échantillons compactés saturés montrent que pour une même densité (γ_d OPN) l'indice CBR diminue avec la teneur en eau ($CBR_{PN 12,7\%} = 8,74$; $CBR_{PM 6\%} = 5,47$). Mais pour une densité supérieure à γ_{dOPN} avec teneur en eau plus faible que W_{OPN} , on obtient un indice CBR plus élevé ($CBR_{PM8\%} = 11,94$)

Les résultats mettent en évidence l'existence d'un état de compactage avec teneur en eau la plus faible possible tel que les propriétés mécaniques soient voisines voire supérieures à celles de l'OPN. Cet état reste à trouver et les études doivent être poursuivies en ce sens.

Une évaluation économique permettra alors de juger de la faisabilité économique d'un tel projet.

CARACTERISTIQUES DU MATERIAU

1 - Lieu d'emprunt

2 - Poids spécifique des grains γ_s

3 - Granulométrie

4 - Indice des vides et porosité

5 - Densité sèche du sol

6 - Limites d'Atterberg

7 - Activité du matériau

8 - Valeur de bleu

9 - Classification

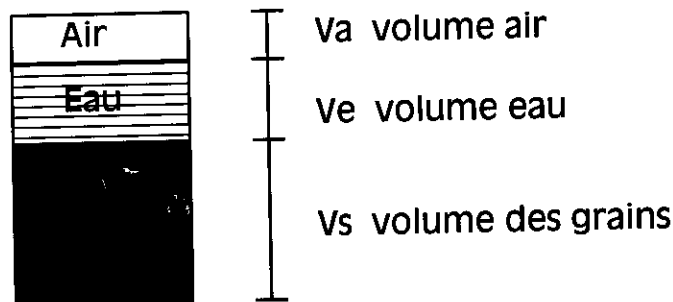
CARACTERISTIQUES DU MATERIAU

1- lieu d'emprunt

L'échantillon a été prélevé dans une zone d'emprunt située dans le chenal d'évacuation du barrage. Il se situe entre les points C1, C2 et C3 . C'est ce matériau qui a été utilisé pour la tranchée d'ancrage de la digue.

2- Poids spécifique des grains.

Un sol est un complexe de trois phases: c'est un mélange d'éléments solides, d'eau et d'air. Schématiquement, un sol peut se représenter comme suit:



$$V_a + V_e = V_v : \text{volume des vides}$$
$$\text{Masse des grains} = M_s$$

On appelle poids spécifique des grains d'un sol, le rapport du poids de la phase solide au volume des grains: $\gamma_s = M_s/V_s$.

Il est identifié ici à la masse volumique des grains solides. Sa détermination se fait à l'aide du picnomètre . La valeur trouvée pour le cas de notre échantillon est de 2,67 g/cm³.

3- Granulométrie

Lorsqu'on regarde un sol de près, on s'aperçoit qu'il est formé de particules de dimensions très variées. Les dimensions de ces grains et leur répartition statistique jouent un rôle fondamental dans les propriétés que peut avoir ce sol. C'est le but de l'analyse granulométrique que d'étudier la taille des particules et l'importance relative de chacune des fractions de sol de dimensions bien définies.

Figure 1

E. I. E. R.
 OUAGADOUGOU

ANALYSE GRANULOMETRIQUE

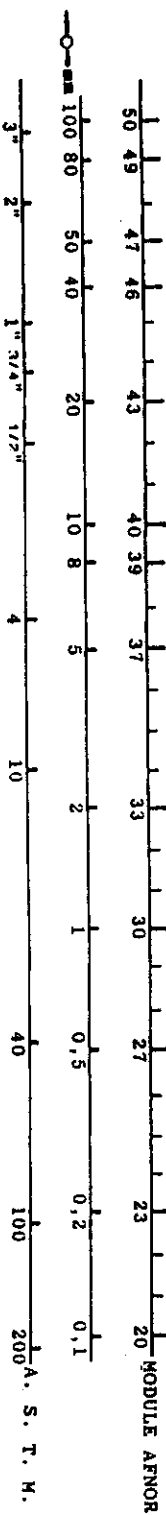
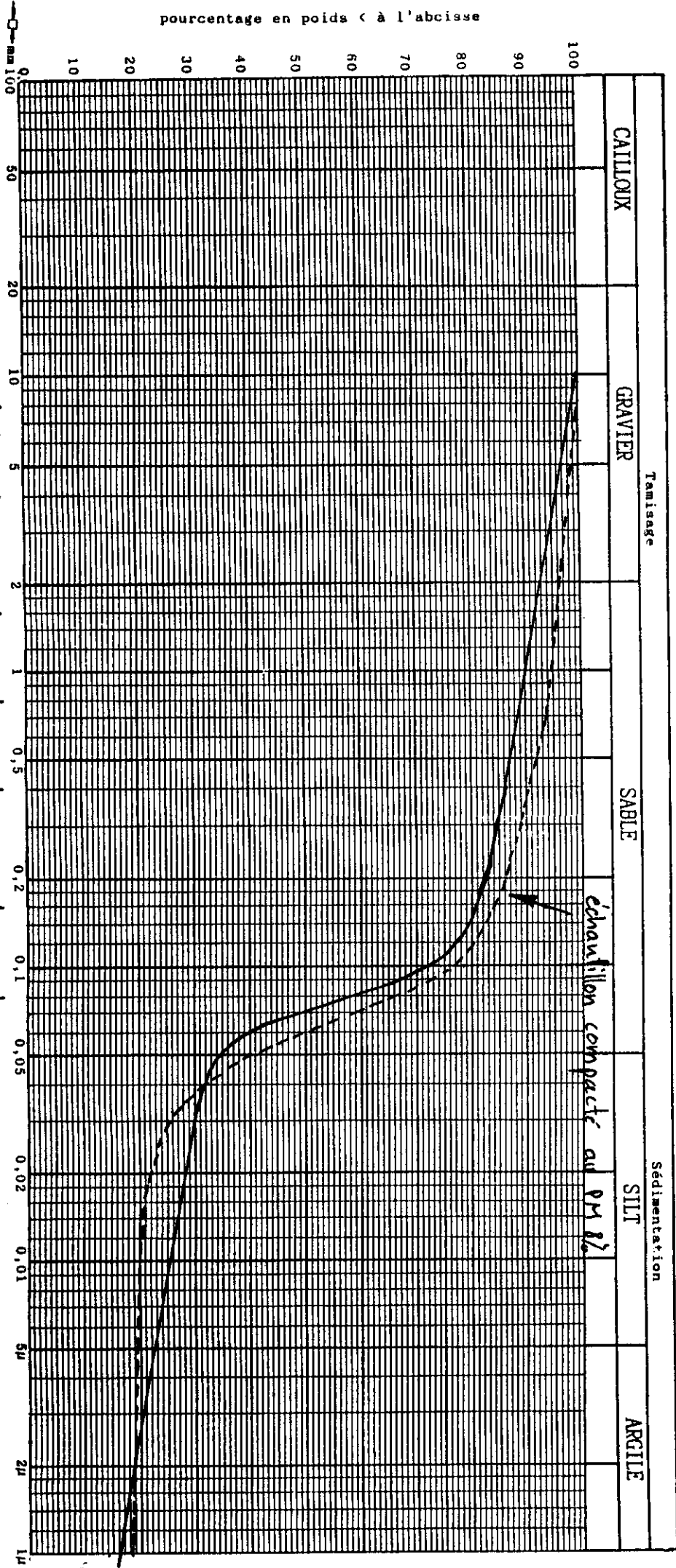
Dossier : _____

Provenance : Nahar tanga

Echantillon : AKiLa B.

Operateur : Juin 96

Date : _____



Equivalent de sable à vue piston	
----------------------------------	--

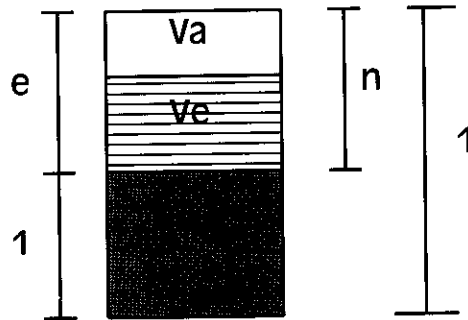
LL	LP	IP	VS
30,5	17,2	13,3	1,5

Class. USCS : CL

Cette étude se fait par tamisage pour les gros éléments et par sédimentométrie pour les éléments fins (<0,80mm). La répartition granulométrique du matériau est donnée sur la figure 1. Cette granulométrie montre 59 % d'éléments fins

4- Indice des vides et porosité (e,n)

Les intervalles entre grains sont occupés par de l'air ou par de l'eau ou les deux à la fois. Schématiquement on peut représenter le sol comme suit :



On définit l'indice des vides comme étant le rapport du volume des vides au volume du solide:

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

Le volume total de l'échantillon est obtenu par le volume de liquide qu'il déplace par immersion après que sa surface ait été imperméabilisée en l'entourant de paraffine. Le volume des grains est obtenu par pesage du sol séché à l'étuve et en divisant ce poids par le poids spécifique mesuré plus haut au picnomètre. Plusieurs essais ont été réalisés et une moyenne a été faite

Pour notre sol, l'indice des vides est de **67%**.

La porosité est le rapport du volume des vides au volume total:

$$n = \frac{V_v}{V_t} \text{ . Pour notre matériau, il est de } \mathbf{40 \%}$$

5 - Densité sèche γ_d

C'est le poids de l'unité de volume du sol sec. On l'appelle poids volumique apparent sec:

$$\gamma_d = \frac{P_s}{V_t} = \frac{\gamma_s}{1+e}$$

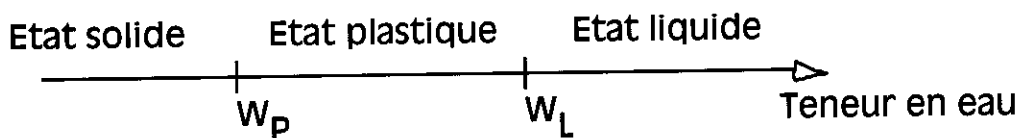
Il est pour le sol de Nahartenga de 1,60 g/cm³

6 - Limites d'Atterberg

Les argiles forment des pâtes dans lesquelles chaque grain est relié à l'autre par des forces de cohésion dues à la présence des couches adsorbées. La consistance qui en résulte dépend en grande partie de la teneur en eau du matériau. On distingue 3 états dans la consistance des argiles: les états liquide, plastique et solide. Il n'existe pas de frontière précise entre ces différents états et on utilise alors très généralement des limites arbitraires : ce sont les limites d'Atterberg définies en 1911 par Atterberg et précisées plus tard par Casagrande. Ces limites s'expriment en teneur en eau :

On distingue :

- la limite de liquidité W_L qui sépare l'état liquide de l'état plastique.
- la limite de plasticité W_P qui sépare l'état plastique de l'état solide.



Ces limites sont déterminées sur la fraction de sol passant au travers du tamis 0,4 mm (mortier).

- La limite de liquidité est obtenue en étalant sur une coupelle normalisée une couche d'environ 1 cm d'épaisseur d'argile et en y effectuant une fente normalisée. Des chocs sont imprimés à la coupelle jusqu'à ce que les lèvres de la fente se rejoignent sur 1,2 cm. La limite de liquidité est la teneur en eau pour laquelle il a fallu 25 chocs pour que les lèvres se rejoignent. On y arrive en faisant plusieurs essais à des teneurs en eau différentes. En traçant la courbe $N = f(W)$, on déduit W pour 25 coups.

On trouve : limite de liquidité $W_L = 30,5 \%$

- La limite de plasticité W_P est la teneur en eau la plus faible pour laquelle il est possible de constituer des rouleaux de trois mm de diamètres. Trois essais ont été faits et la moyenne retenue

On trouve: limite de plasticité $W_P = 17,2 \%$

On en déduit l'indice de plasticité I_p qui est égale à la différence entre la limite de liquidité et la limite de plasticité

$$I_p = W_L - W_P = 13,3 \% \text{ (sol peu plastique)}$$

7 - Activité du matériau

Parmi les grains sur lesquels sont déterminés les limites, seuls les grains les plus fins présentent des propriétés colloïdales. La valeur des limites dépend donc de l'importance relative des grains les plus fins au sein du mortier.

On définit l'activité du matériau comme étant le rapport de l'indice de plasticité IP à la teneur en argile. Les classes d'activité sont:

$$\begin{aligned} A \leq 0,75 & \quad \text{Argiles inactives} \\ 0,75 \leq A \leq 1,25 & \quad \text{Argiles normales} \\ A \geq 1,25 & \quad \text{Argiles actives} \end{aligned}$$

Pour l'échantillon étudié $A = \frac{I_p}{P_{2\mu}}$

$P_{2\mu}$: fraction argileuse déterminée plus haut par analyse granulométrique. $P_{2\mu} = 22 \%$

On a donc à faire à une argile inactive car notre échantillon a une activité égale à 0,60.

8 - Valeur de Bleu

On appelle valeur de Bleu des fines, la quantité de bleu (en grammes) de méthylène adsorbée par 100 g de fines. Cette valeur rend compte de l'activité de surface de ces éléments. Elle est donnée par:

$$V_B = \frac{V}{f} \quad f: \text{ poids du matériau} = 30 \text{ g}$$

$$V: \text{ volume final de bleu injecté} = 45 \text{ cm}^3$$

$$V_B = 45/30 = 1,5$$

9 - Classification

On peut prévoir le comportement d'un sol connaissant son identité; pour cela, des classifications des sols ont été établies. Parmi ces classifications on a :

- Celle proposée par le professeur Casagrande avec le bureau de réclamation (USCS). Cette méthode repose sur l'examen granulométrique et la plasticité qui est jugée par les limites d'Atterberg. A cet effet, un diagramme a été établi : le diagramme de plasticité de Casagrande.

L'analyse granulométrique a montré que les fines représentaient 59 % (<0,080mm) du matériau qui peut être alors classé parmi les terres fines.

La limite de liquidité $WL = 30,5 \%$ ($< 35 \%$) permet de classer le matériau comme faiblement plastique.

L'examen du diagramme de plasticité permet de compléter la classification : le matériau est classé comme une argile peu plastique classe CL.

- La classification de la "Public Roads Administration" basée uniquement sur la granulométrie. L'analyse granulométrique fournit les résultats suivants :

Sable : 65 %
Limon : 9 %
Argile : 19 %

Ces pourcentages reportés sur le triangle de texture donnent la classe suivante : sol limono- argilo sableux.

- La classification du "Highway Research Board" basée sur une analyse granulométrique simplifiée et sur les limites d'Atterberg. Selon le HRB, le matériau se classerait dans la catégorie A6.

En résumé, les caractéristiques du matériau qui fera l'objet de notre étude sont :

- Densité sèche du sol γ_d 1,60 g/cm³
- Poids spécifique des grains γ_s 2,67 g/cm³
- Indice des vides e 67 %
- Porosité n 40 %
- Limite de liquidité W_L 30,5 %
- Limite de plasticité W_p 17,2 %
- Indice de plasticité I_p 13,3 %
- Activité A 0,60
- Valeur de bleu 1,5 %
- Classification

USCS = Argile peu plastique classe CL
HRB = A6
PRB = Limono-Argilo-Sableux

Cette argile entre dans la catégorie des matériaux usuellement utilisés pour les remblais des digues.

ESSAI DE COMPACTAGE
DETERMINATION DES COURBES PROCTOR

1 Conditions d'essai

2 - Processus

3 - Observations

ESSAI DE COMPACTAGE DETERMINATION DES COURBES PROCTOR.

- Conditions d'essai :

Fraction du matériau utilisé

Afin de se placer au mieux dans les conditions d'utilisation pratique tout le matériau est utilisé : un tamis de 20 mm a été utilisé.

Matériel utilisé

Le matériel de compactage utilisé est composé de :

- un compacteur automatique
- des moules CBR, ceci pour limiter les effets de bord . Les caractéristiques du moule sont :

Hauteur H: 152 mm (sans disque d'espacement)
127 mm (avec disque d'espacement)

Diamètre \varnothing 152 mm

Le volume utile du moule est donc $V = 2305 \text{ cm}^3$

Energies de compactage

Trois niveaux d'énergie sont utilisées .

- l'énergie proctor normale (PN)
- l'énergie proctor modifiée (PM)
- une énergie intermédiaire (PI) entre l'énergie modifiée et l'énergie normale

Proctor	Poids dame (g)	ϕ mouton (mm)	H chute (mm)	Nbre de couches N	Nbre n de coups/couches	Energie (KN/m ³)
Standard	2509	51	305	3	55	0.5478
Intermédiaire	4529	51	457	3	55	1.4816
Modifié	4529	51	457	5	55	2.4693

L'énergie de compactage est donnée par : $E = \frac{P \times H \times n \times N}{V}$

P = poids de la dame en KN
H = hauteur de chute (en m)
n = nombre de coups par couche
N = nombre de couches
V = volume du moule m³

2 - Processus

On incorpore une certaine quantité d'eau à 5 kg de matériau sec tamisé au tamis de 20 mm. Ce matériau est compacté dans le moule par couches dont le nombre est fixé plus haut selon l'essai. Après arasage le poids du matériau compacté est pris.

On a $\gamma_h = \frac{P_h}{V}$ Ph : poids humide du matériau compacté
V : volume du moule

La teneur en eau réelle de compactage est déterminée en prenant la teneur en eau sur 3 prises prélevées sur l'échantillon compacté: haut, milieu et bas. On a alors:

$\gamma_d = \frac{\gamma_h}{1+W}$ γ_d : densité sèche.

L'essai est repris en augmentant de 2 % la teneur en eau sur un nouvel échantillon de terre. Les essais sont arrêtés après qu'on se soit assuré que la densité a atteint.

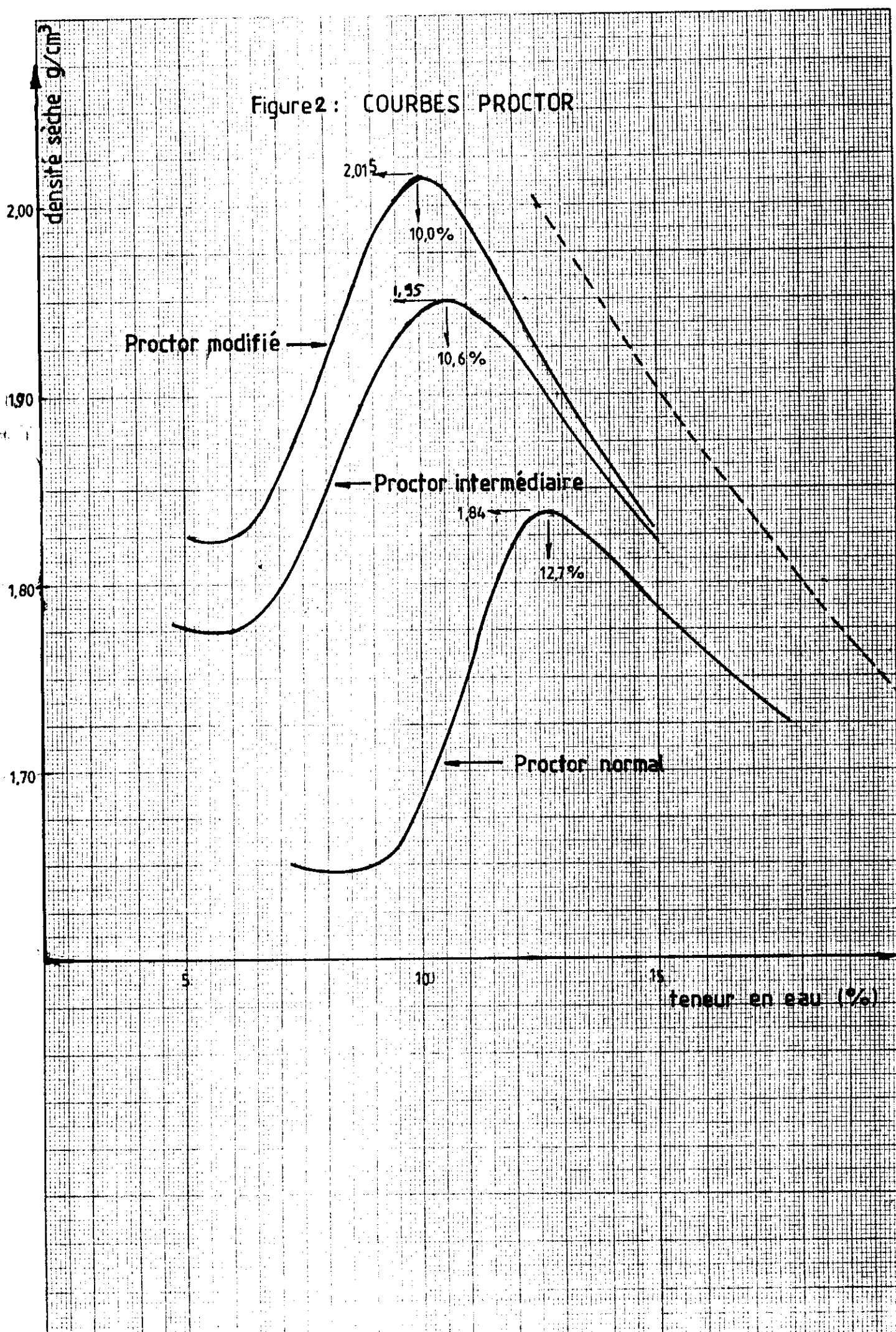
Les essais de compactage fournissent les résultats ci-après. Le report des couples (W_i ; γ_d) sur la figure 2 donne les courbes proctor du matériau .

3 - Observations :

Les courbes proctor confirment l'existence d'une zone critique, d'une teneur en eau critique pour laquelle le compactage est difficile . Cette teneur en eau critique se situe autour de 6 % pour le proctor modifié et le proctor intermédiaire et autour de 8,5 % pour le proctor normal.

La teneur en eau critique est donc liée à l'énergie utilisée. Pour notre matériau, plus l'énergie est faible, plus grande est cette teneur en eau critique.

Figure 2 : COURBES PROCTOR



D'autre part, en réduisant de presque moitié l'énergie modifiée, on n'a qu'une diminution de 3,5 % de la densité. A haute énergie, cette argile est peu sensible à la variation d'énergie.

Au démoulage, on constate que pour les faibles teneurs en eau, l'interface entre 2 couches est très nette malgré les scarifications lors du compactage. Ces zones constituent des zones de rupture préférentielles auxquelles une attention particulière doit être accordée.

I - ESSAI OEDOMETRIQUE

1 - Protocole d'essai

- a) Préparation des éprouvettes**
- b) Essai**

2 - Résultats - Interprétation

- a) Compressibilité**
- b) Consolidation**
- c) Perméabilité**

II - RESISTANCE AU CISAILLEMENT

1 - Protocole d'essai

- a) Préparation des éprouvettes**
- b) Essai**

2 - Résultats - Interprétation

III - ESSAI D'IMBIBITION - PORTANCE

1 - Imbibition - Mesure du gonflement

2 - Indice portant californien (CBR)

COMPORTEMENT DE L'ARGILE COMPACTEE COTE SEC

Les remblais des digues des barrages sont compactés à l'OPN. Un tel compactage fournit une densité au matériau telle que celui-ci présente des propriétés mécaniques satisfaisantes.

Le but de notre étude est, pour des raisons économiques et sociales, de s'intéresser à un compactage utilisant une faible quantité d'eau. Toutefois, la densité que l'on devra atteindre doit être voisine ou supérieure à celle de l'OPN pour espérer avoir des propriétés mécaniques acceptables.

En examinant les courbes proctor, 6 % est le minimum de teneur en eau à laquelle il faut compacter pour se situer dans cette gamme de densité définie plus haut.

Pour des raisons de temps, nous choisissons d'étudier le matériau compacté à seulement 2 teneurs en eau différentes de l'énergie modifiée et intermédiaire. -2 % et -4% de l'OPM (soit 8 % et 6 %) sont les teneurs en eau de compactage adoptées. A ces teneurs en eau, on aura théoriquement les densités suivantes :

Densité sèche en fonction de l'énergie et de la teneur en eau

Teneur en eau	8 %	6 %
Proctor Intermédiaire	1,84	1,75
Proctor modifié	1,92	1,83

Pour appréhender le comportement des échantillons compactés côté sec, quelques essais de laboratoire ont été faits : il s'agit de :

L'essai de compressibilité à l'oedomètre

L'essai de cisaillement

L'essai d'imbibition et poinçonnement

Pour mieux apprécier, évaluer la qualité du compactage, une étude du comportement du matériau sous l'état de compacité et de teneur en eau usuel (OPN) a été également réalisée.

I - ESSAI OEDOMETRIQUE

Son but est de préciser le comportement d'un sol soumis à différentes contraintes axiales (simulation de la couche de remblai.). Cet essai permet la mesure des paramètres caractéristiques suivants:

- l'indice de compression C_c qui renseigne sur la sensibilité au tassement du sol sous une charge donnée.
- le coefficient de consolidation C_v qui permet d'évaluer le temps nécessaire à l'apparition d'un état d'équilibre sous une charge donnée.
- le coefficient de perméabilité correspondant à différents états de consolidation en utilisant l'oedomètre en perméamètre à charge variable.

La disponibilité en temps n'a permis d'effectuer cet essai que pour trois états de compactage:

- proctor modifié $w = 6,3\%$; $\gamma_d = 1,82$
- proctor modifié $w = 8,3\%$; $\gamma_d = 1,97$
- proctor normal $w = 13,2\%$; $\gamma_d = 1,84$

1- protocole d'essai

a) Préparation des éprouvettes

Les échantillons sont préparés à l'état de compactage désiré comme décrit au chapitre " Essai de compactage".

L'épaisseur de l'éprouvette désirée étant faible (24 mm), le compactage est arrêté après une seule couche pour le proctor normal et après deux couches pour le proctor modifié. La hauteur de l'échantillon compacté est alors d'environ 5 cm.

La densité sèche après compactage est obtenue en mesurant les dimensions de l'échantillon compacté après arasage; l'échantillon est pesé:

$$\Rightarrow \gamma_h = \frac{\text{Poids humide}}{\text{Volume}}$$

La teneur en eau est déterminée en mettant à l'étuve un morceau de sol découpé dans l'échantillon compacté. Pour l'échantillon compacté à 6%, il n'est pas aisé de découper un morceau pour l'étuve, le matériau s'effritant à la moindre manipulation. La teneur en eau est alors prise en mettant directement à l'étuve le matériau restant.

$$\Rightarrow \gamma_d = \frac{\gamma_h}{1 + W}$$

Les éprouvettes sont découpées dans l'échantillon compacté à l'aide d'une trousse coupante $\phi = 70$ mm ($S = 38,4845$ cm²). Pour l'échantillon compacté à 6%, il

n'est pas aisé d'y découper directement l'éprouvette. Le découpage est effectué après avoir saturé l'échantillon, ce qui le rend plus malléable.

b) Essai

L'éprouvette est placée dans l'oedomètre où elle est mise à saturation pendant 24 h (temps jugé suffisant pour la saturation) au bout desquelles la perméabilité de l'échantillon est prise (perméabilité sans charge) en utilisant l'oedomètre en perméamètre à charge variable.

chargement

Le chargement se fait par paliers, la première charge étant le piston seul (0,05 kg). Les autres charges utilisées sont: 1; 2; 3,5; 5; 10; 20 et 40 kg.

Juste après chaque chargement, les tassements sont mesurés en fonction du temps par lecture des 2 comparateurs gauche et droite (Lg et Ld). Le tassement est la moyenne de ces 2 lectures. Il faut noter qu'une charge est effectuée après avoir débranché le perméamètre pour permettre le drainage dans les deux sens: haut et bas.

La consolidation est jugée pratiquement terminée au bout de 24 heures: il n'y a plus de variation sensible aux comparateurs. La perméabilité est alors prise sous cet état de consolidation en rebranchant le perméamètre. On passe alors à la charge suivante selon la même procédure.

déchargement

Lorsque la contrainte désirée est atteinte, (40 kg), on procède au déchargement de l'éprouvette en paliers inverses de la charge. La perméabilité n'est plus prise lors du déchargement.

A la fin de l'essai, la teneur en eau et la densité sèche sont mesurées.

2 - Résultats - interprétation

Les résultats des mesures figurent en annexe. La synthèse de ces résultats est la suivante.

a) Compressibilité

La compressibilité d'un sol est évaluée à l'aide de l'indice de compression C_c . Cet indice est obtenu après avoir tracé la courbe de compressibilité qui donne en abscisses la contrainte et en ordonnées l'indice des vides après consolidation ($e - \text{Log } \sigma$)

L'indice de compression est la pente de la branche inclinée rectiligne de la courbe de compressibilité. $C_c = -\frac{\Delta e}{\Delta \text{Log} \sigma}$

On définit également l'indice de décompression C'c égale à la pente de la courbe de décompression: $C'c = -\frac{\Delta e}{\Delta \text{Log} \sigma}$

Calcul de l'indice des vides

Il est calculé après avoir calculé l'indice des vides initial e_0

$$e_0 = \frac{(100 + W) \times V_0 \times \gamma_s}{10^3 \times P_h}$$

W_0 : teneur en eau initiale

V_0 : volume initial en mm^3 (=92 363 mm^3)

γ_s : poids spécifique des grains = 2,67 g/cm^3

P_h : poids humide de l'échantillon en grammes

Avant tassement, à l'instant T_0 :

la hauteur de l'échantillon est h_0

la hauteur des grains est $h_s = \frac{M_s}{\gamma_s \times S}$

S : section de l'éprouvette = 38.48 cm^2

M_s : masse des grains

$$M_s = \frac{P_h}{1 + W_0}$$

$$h_s = \frac{P_h}{(1 + W_0) \times \gamma_s \times S}$$

L'indice des vides initial $e_0 = \frac{H_0 - h_s}{h_s} = \frac{H_0}{h_s} - 1$

A l'instant t , H_0 devient $H = H_0 - \Delta h$ Δh = tassement

L'indice des vides e_0 devient $e = \frac{H - h_s}{h_s} = e_0 - \frac{\Delta h}{h_s}$

Les résultats des calculs figurent en annexe et sont synthétisés sur le tableau suivant.

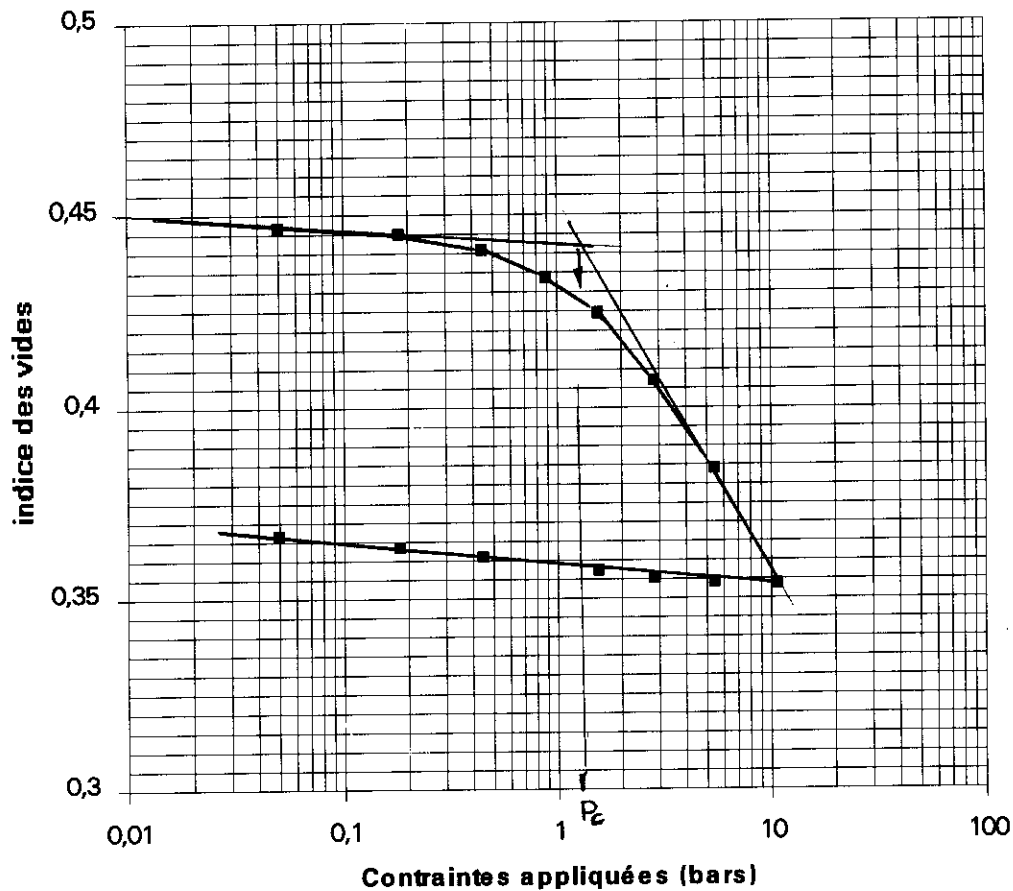
Tableau 1: Indices des vides pour différents états de compactage en fonction des contraintes appliquées

Charge (kg)	Contrainte (bars)	PN 12.7 %	PM 8.3 %	PM 6.3 %
Piston 0,05	0.05	0.4464	0.3589	0.5674
1	0.18	0.4452	0.3584	0.5629
2	0.44	0.4409	0.3575	0.5542
3.5	0.89	0.4336	0.3552	0.5269
5	1.54	0.4245	0.3526	0.4947
10	2.84	0.4071	0.3477	0.4533
20	5.44	0.3840	0.3399	0.4102
40	10.64	0.3537	0.3248	0.3669
20	5.44	0.3543	0.3252	0.3677
10	2.84	0.3555	0.3267	0.3693
5	1.54	0.3571	0.3277	0.3710
3.5	0.89		0.3290	0.3729
2	0.44	0.3610	0.3317	0.3750
1	0.18	0.3637	0.3366	0.3780
0.05	0.05	0.3666		0.3880

i)Essai proctor normal: état de compactage $W = 13.2 \%$; $\gamma_d = 1.84 \%$

La courbe de compressibilité tracée à partir du tableau précédent est la suivante.

Figure 3 : Courbe de compressibilité (OPN)



On a : Indice de compression : $C_c = 0,0968$
 Indice de décompression : $C'_c = 0,031$

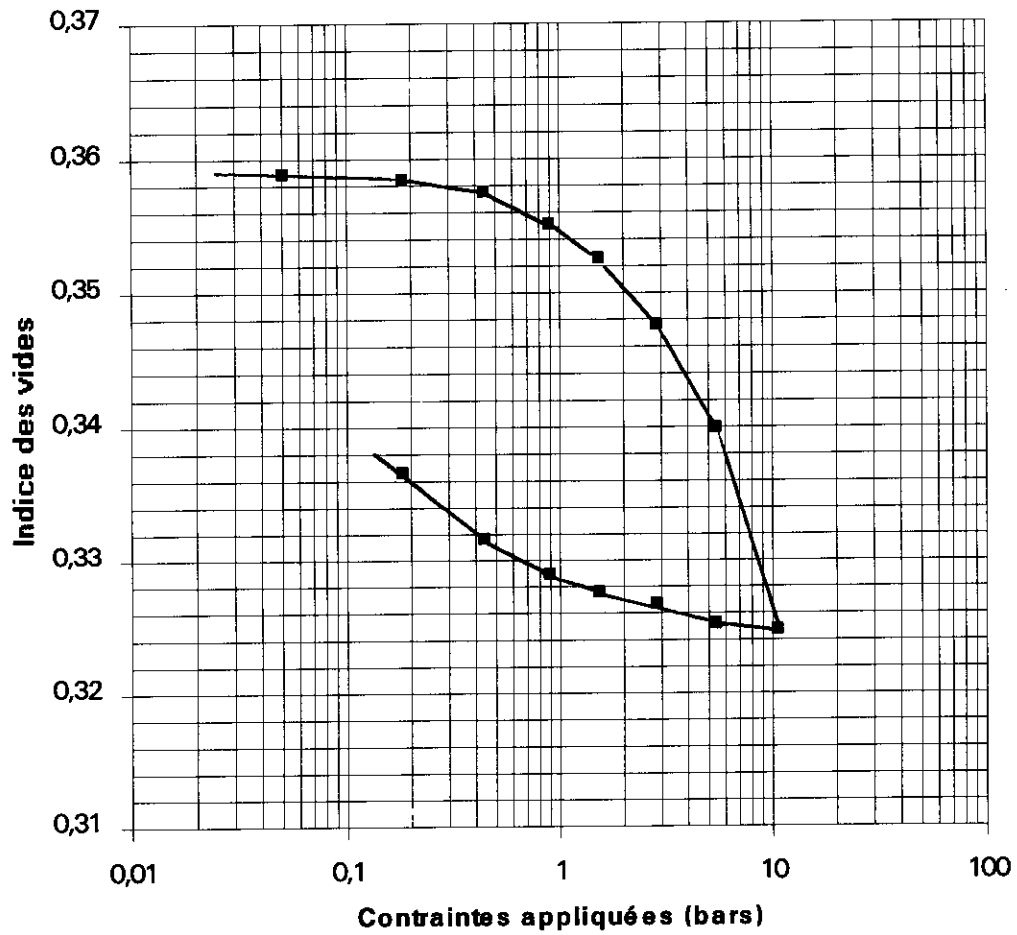
La courbe de compressibilité permet également de déterminer la pression de consolidation égale à la pression sous laquelle commence le tassement. La pression de consolidation est obtenue comme indiqué en annexe A.

Pour l'OPN, cette valeur est de $\sigma_c = 1,2$ bar

ii) Essai proctor modifié: Etat de compactage $W = 8.3 \%$; $\gamma_d = 1.97$

La courbe de compressibilité, (figure suivante) montre la particularité que le matériau tend fortement à reprendre son état initial. La courbe de décompression tend à recouper la courbe de compression.

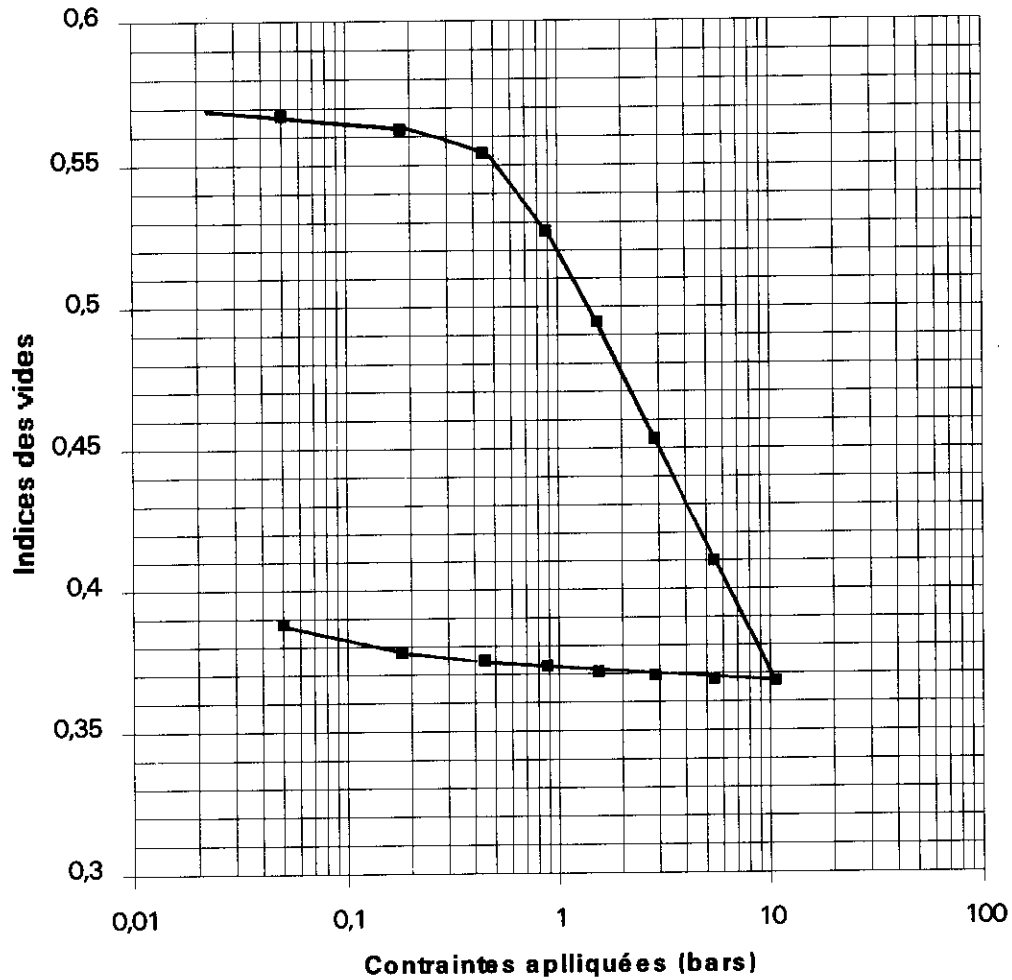
Figure 4: Courbe de compressibilité (PM 8,3 %)



On a : Indice de compression : $C_c = 0,0518$
Indice de décompression $C'_c = 0,0016$
Pression de consolidation $\sigma_c = 2,2$ bars

iii) Essai proctor modifié: Etat de compactage $W = 6,3 \%$; $\gamma_d = 1,82$

Figure 5 : Courbe de compressibilité (PM 6,3%)



On a : Indice de compression $C_c = 0,143$

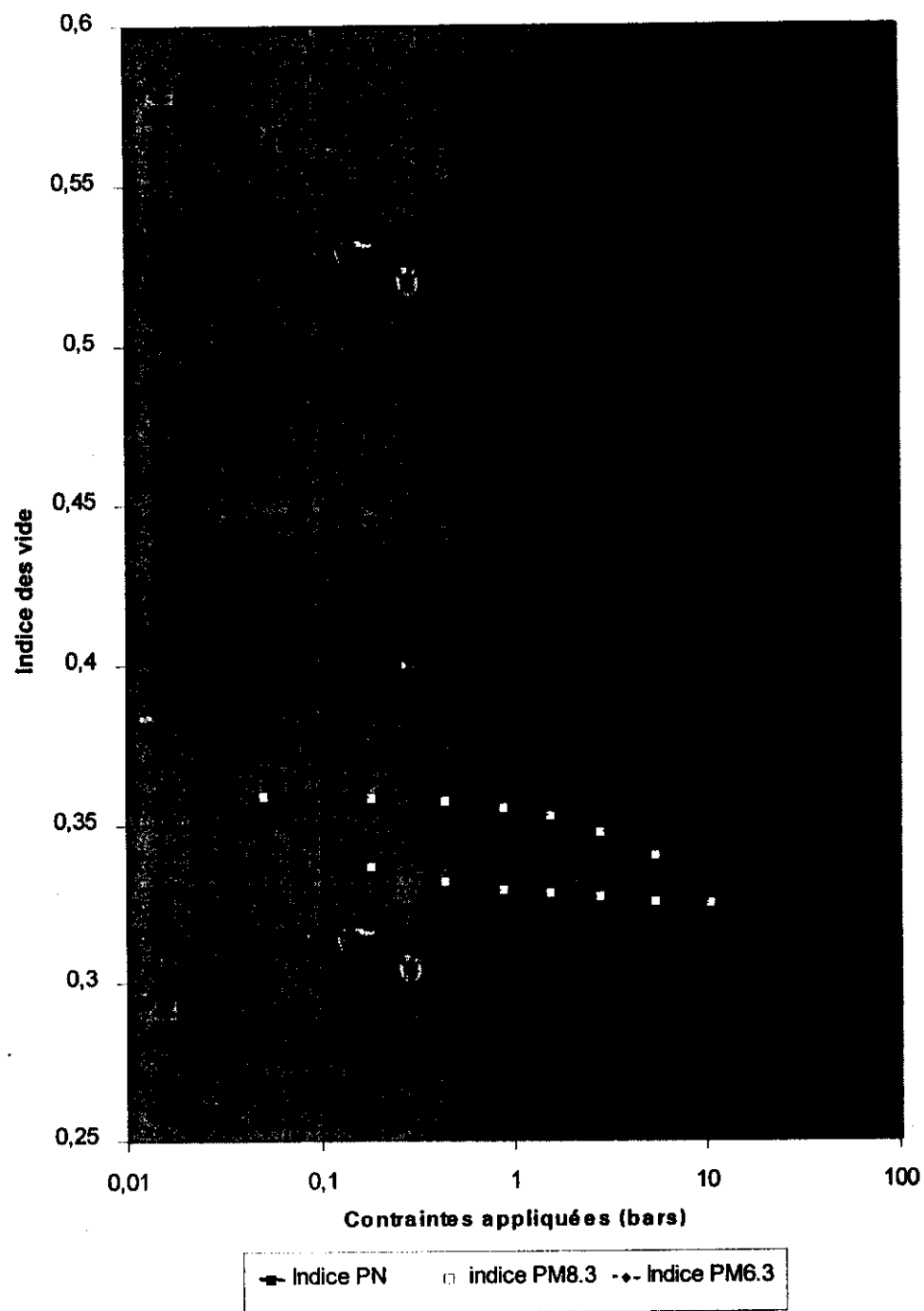
Indice de décompression $C'_c = 0,0054$

Pression de consolidation $\sigma_c = 0,55$ bar

Tableau 2 : Récapitulatif des résultats:

	σ_c (bars)	C_c	C'_c
PN 13.2 %	1.2	0.0968	0.0031
PM 8.3 %	2.2	0.0518	0.0016
PM 6.3 %	0.55	0.143	0.0054

Figure 9: Courbes de compressibilité



En compactant sous les états PN 13.2 % et PM 8.3 %, on obtient un sol peu compressible. Toutefois, compacté à l'énergie modifiée à 8,3 %, le matériau est moins compressible que compacté à l'OPN. A l'énergie modifiée sous 6.3 %, on obtient un sol moyennement compressible. Pour une même densité de compactage, avec des teneurs en eau différentes (PN 13.2 % et PM 6.3 %) le sol le plus compressible est celui compacté à la plus faible teneur en eau (PM 6.3 %)

La pression de consolidation est plus faible pour le matériau compacté à la plus faible teneur en eau. Pour le PM 8.3 % ces caractéristiques sont très bonnes: on a une faible compressibilité avec une forte pression de consolidation.

L'examen du tableau et de la figure nous permet de dire qu'il existe un état intermédiaire entre le PM 8 % et le PM 6% tel que l'indice de compression et la pression de consolidation soient voisins du proctor normal. Cet état pourra être déterminé en faisant d'autres essais.

Il reste bien entendu que ce ne sont que des constats issus d'essais qui n'ont pas été répétés et qui sont donc à confirmer par d'autres essais.

b) Consolidation

Sous l'action des charges appliquées, il se développe dans les sols des contraintes qui entraînent des variations de volume des sols. Ce phénomène de tassement n'est pas instantané et peut durer des heures, parfois même des années en fonction de la compressibilité de la couche et de sa perméabilité.

La théorie de la consolidation proposée par Terzaghi et Fröhlich permet de calculer le temps $T(U)$ que mettra une couche compressible d'épaisseur h à se tasser sous une certaine charge jusqu'à un certain pourcentage U de consolidation donné par la relation:

$$T(U) = \frac{T_v(U)}{C_v} \times \frac{h^2}{4}$$

$T_v(U)$ est un facteur temps tabulé en fonction de U

C_v : coefficient de consolidation caractéristique du sol. Il permet d'évaluer le temps nécessaire à l'apparition d'un état d'équilibre dans le sol sous une charge donnée.

C'est la détermination de C_v (qui permettra de trouver $T(U)$) qui fait l'objet de ce chapitre. La construction de la courbe $\Delta h - \text{Log } t$ (ou $e - \text{Log } t$) permet d'estimer t pour $U = 50 \%$ par la méthode de Casagrande .
 C_v peut alors être calculé.

i) Proctor normal

La charge sous laquelle le coefficient de consolidation est calculé est de 5.44 bars représentant la charge qui règne en dessous d'une couche de 20 m d'épaisseur.

Tableau 3: Tassements en fonction du temps sous 5.44 bars
Etat de compactage: PN W = 13,2 %; $\gamma_d = 1,84$

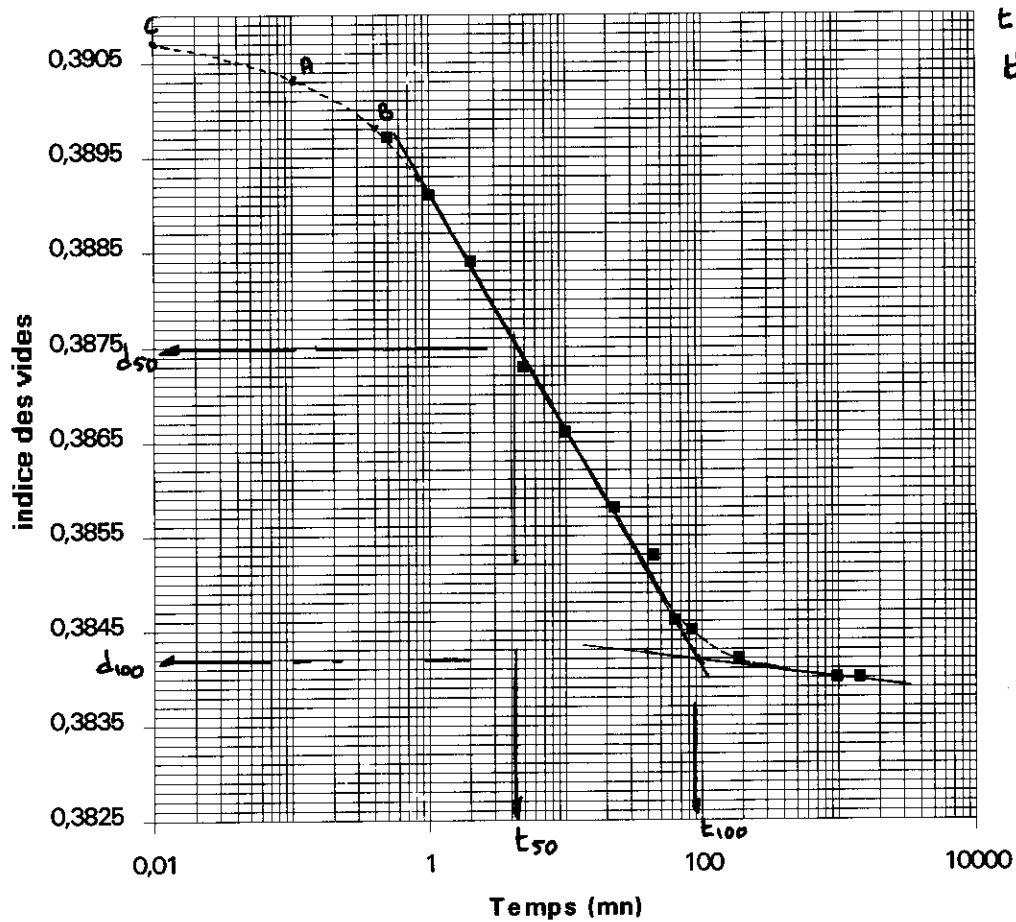
Temps (mn)	Tassements (mm)	Tassements relatifs (%)	indice vides e
0.5	0.940	3.92	0.3897
1	0.951	3.96	0.3891
2	0.962	4.01	0.3884
5	0.981	4.09	0.3873
10	0.993	4.14	0.3866
23	1.006	4.19	0.3858
45	1.013	4.22	0.3853
64	1.026	4.28	0.3846
83	1.027	4.28	0.3845
186	1.032	4.30	0.3842
990	1.036	4.32	0.3840
1453	1.036	4.32	0.3840

La courbe de consolidation, figure ci après permet de déterminer:

$$T_{50} = 4.5 \text{ mn}$$

$$k_p C_v = 9.67 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$$

Figure 7: Courbe de consolidation (OPN) sous 5,44 bars



ii) Proctor modifié 8.3 %

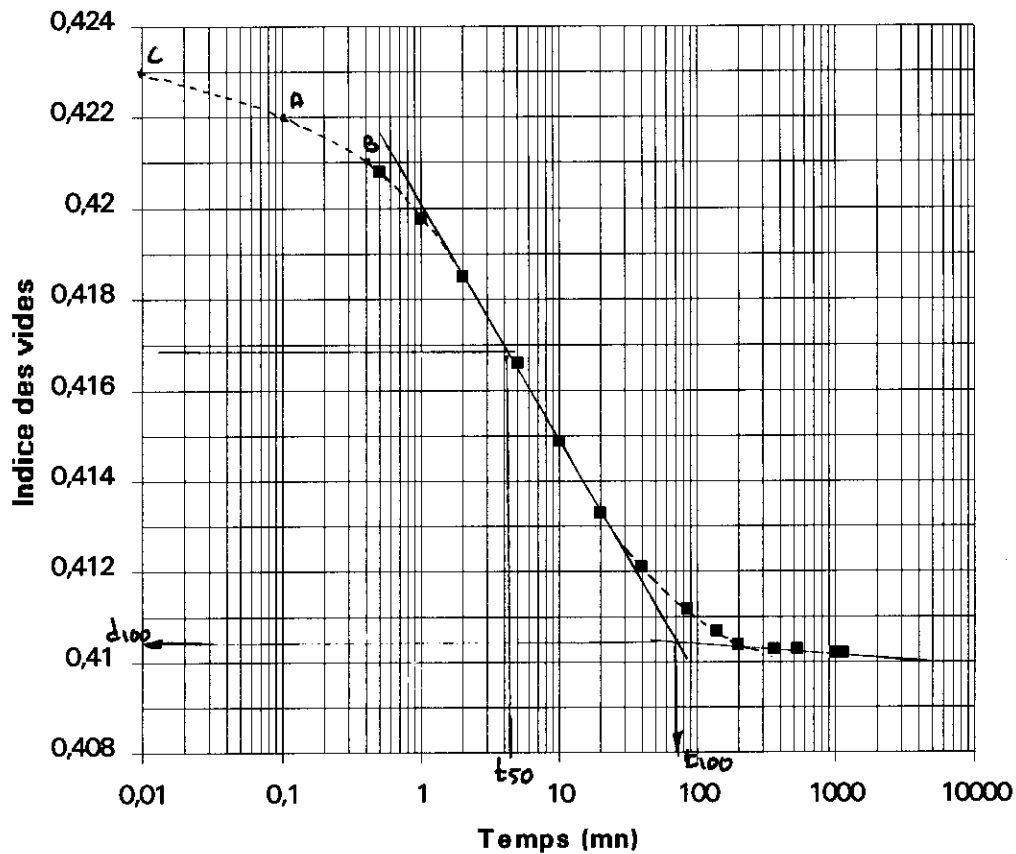
La compressibilité dans cet état est très faible si bien que sous une charge donnée, la faible variation au comparateur est source d'erreur d'appréciation. De fait, les points ne suivent pas une allure régulière. Il serait donc très hasardeux de chercher le coefficient de consolidation sous cet état.

iii) Proctor modifié 6.3 %

Tableau 4: Tassements en fonction du temps sous 5.44 bars
Etat de compactage: $W = 6,3 \%$; $\gamma_d = 1,82$

Temps (mn)	Tassements		indice vides e
	(mm)	(%)	
0.5	2.2450	9,35	0.4208
1	2.2600	9,42	0.4198
2	2.2800	9,50	0.4185
5	2.3085	9,62	0.4166
10	2.3355	9,73	0.4149
20	2.359	9,83	0.4133
40	2.3775	9,91	0.4121
85	2.3915	9,96	0.4112
140	2.3990	10,00	0.4107
200	2.4020	10,01	0.4104
360	2.4040	10,02	0.4103
525	2.4040	10,02	0.4103
980	2.4065	10,03	0.4102
1125	2.4065	10,03	0.4102

Figure 9: Courbe de consolidation (PM 6,3 %) sous 5,44 bars



$T_v = 4,5 \text{ mn}$
 $C_v = 8,58 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$

Récapitulatif

	T_{50} (mn)	C_v ($10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$)
PN 13,2 %	4,5	9,67
PM 6,3 %	4,5	8,58

Pour une même densité de compactage mais avec des teneurs en eau différentes, (PN et PM 6,3 %) le temps de consolidation moyen sous 5,44 bars est le même (4,5 mn). Les coefficients de consolidation restent voisins aux erreurs d'estimation près.

c) Perméabilité

Un indice de qualité d'un remblai est sa perméabilité. Si les débits de fuite sont importants, les risques de destruction de l'ouvrage sont importants. Voilà pourquoi il est très important de connaître le comportement du sol sur le plan de la perméabilité. Cette perméabilité est jugée par le coefficient de perméabilité K. Ce coefficient est fonction de l'indice des vides. Il est donc calculé pour divers états de chargements. L'essai de perméabilité est effectué après chacune des consolidations. La méthode utilisée ici est celle du perméamètre à charge variable.

La perméabilité est donnée par la formule classique du perméamètre à charge variable:

$$K = 2.3 \frac{s}{S} \times \frac{H}{t} \times \text{Log} \frac{H_0}{H_1}$$

s = section du tube capillaire vertical du perméamètre = 0,04594 cm²

S : section de l'éprouvette = 38.4845 cm²

H : hauteur de l'échantillon en cm

t : durée de l'essai

H₀ : charge en début d'essai prise ici toujours égale à 60 cm

H₁ charge à la fin de l'essai.

La perméabilité est également une fonction de la température. On la donne donc toujours en précisant la température (K_t). Elle est généralement donnée pour 20°C. On passe de K_t à K₂₀ par la relation:

$$K_{20} = K_t \times \frac{\eta_t}{\eta_{20}} \text{ avec } \eta_t: \text{viscosité dynamique de l'eau à la température T}$$

$$\eta_{20} = 0.0101$$

Au stade de notre étude, nous n'en tiendrons pas compte.

Pour chaque état de consolidation, plusieurs essais ont été effectués et la perméabilité retenue est la moyenne des essais. On peut alors tracer la courbe représentative de la perméabilité en fonction de l'indice des vides. Elle est tracée sur papier semi logarithmique.

i) Proctor normal

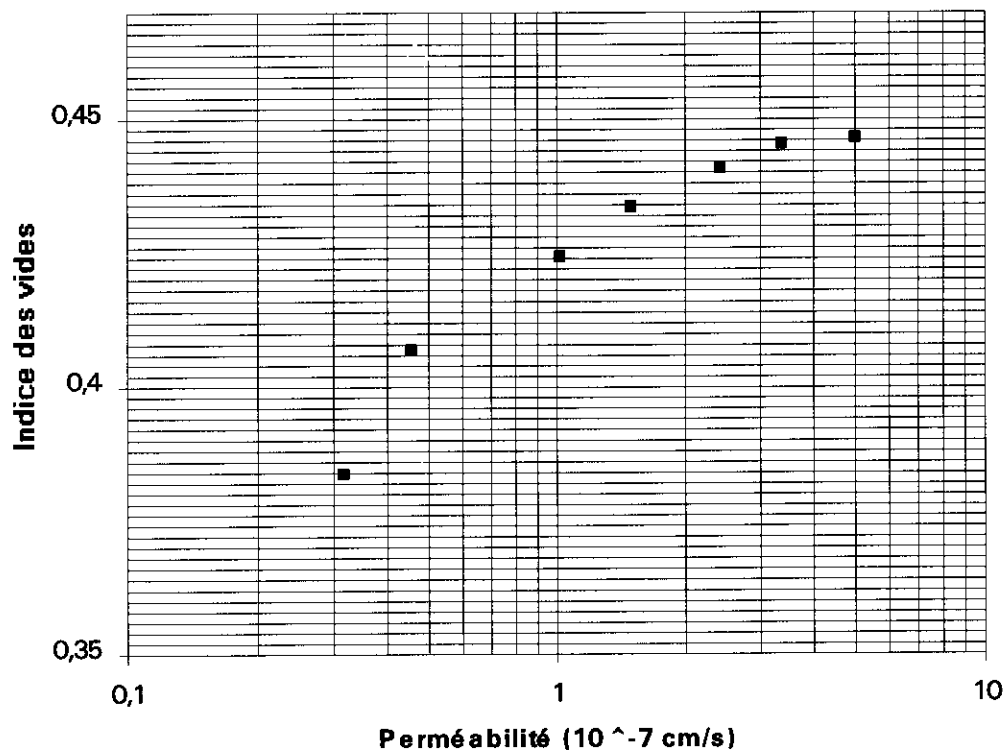
Les résultats obtenus sont les suivants

Tableau 6: Perméabilité en fonction de l'indice des vides (OPN)

Contraintes appliquées (bars)	Indice des vides e	Perméabilité K (10^{-7} cm /s)
0	0.4464	4.9914
0.18	0.4452	3.3440
0.44	0.4409	2.4086
0.89	0.4336	1.4940
1.54	0.4245	1.0170
2.84	0.4071	0.4538
5.44	0.3840	0.3170
10.64	0.3537	0.2531

L'allure de la courbe représentative est donnée figure 9.

Figure 9: Courbe de perméabilité (OPN)



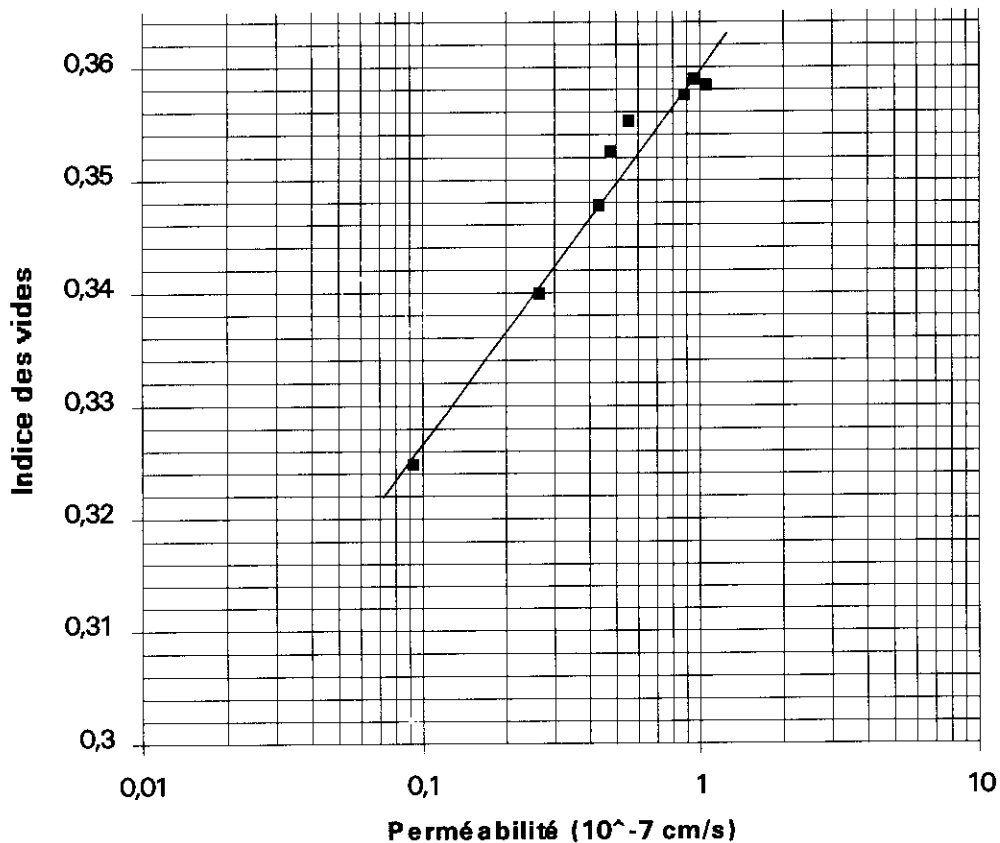
ii) Proctor modifié Etat de compactage $W = 8,3 \%$; $\gamma_d = 1,97$

Tableau 6: Perméabilité en fonction de l'indice des vides (PM 8,3 %)

Contraintes appliquées (bars)	Indice des vides e	Perméabilité K (10^{-7} cm/s)
0.05	0.3589	0.9746
0.18	0.3584	1.0695
0.44	0.3575	0.8245
0.89	0.3552	0.6266
1.54	0.3526	0.5042
2.84	0.3477	0.4688
5.44	0.3399	0.3057
10.64	0.3248	0.1208

La courbe représentative a l'allure d'une droite.

Figure 10 : Courbe de perméabilité (PM 8,3 %)

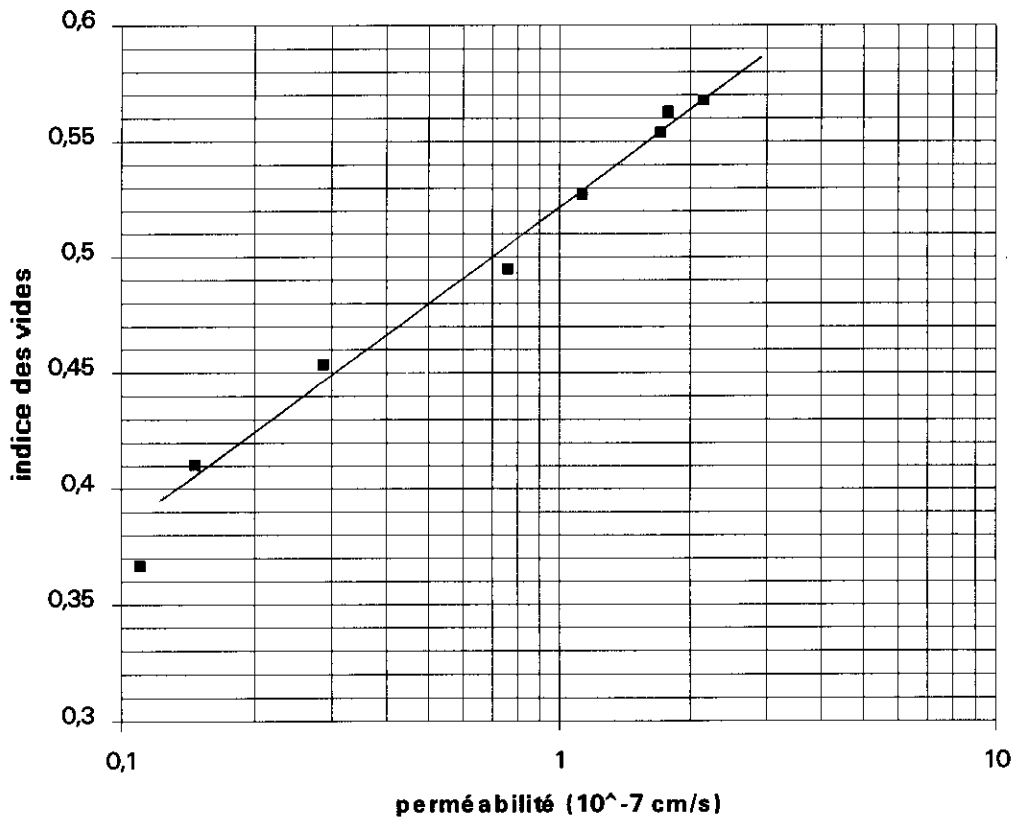


iii) Proctor modifié Etat de compactage $W = 6,3 \%$; $\gamma_d = 1,82$

Tableau 7: Perméabilité en fonction de l'indice des vides (PM 6,3 %)

Contraintes appliquées (bars)	Indice des vides e	perméabilité K (10^{-7} cm/s)
0	0.5674	2.1550
0.18	0.5629	1.7860
0.44	0.5542	1.7090
0.89	0.5269	1.1290
1.54	0.4947	0.7620
2.84	0.4533	0.2876
5.44	0.4102	0.1469
10.64	0.3669	0.1100

Figure 11 : Courbe de perméabilité (PM 6,3 %)



Cette courbe a également l'allure d'une droite.

En examinant ces résultats qui restent à confirmer par d'autres essais, on constate que le compactage à faible teneur en eau réduit considérablement la perméabilité. Pour le proctor modifié à 6 %, elle est de moitié celle de l'OPN.

Cela pourrait s'expliquer par la granulométrie qui est plus fine pour le proctor modifié.(voir courbe granulométrique après compactage). Pour la même énergie, la perméabilité est plus faible pour l'échantillon compacté à la densité la plus forte (teneur en eau plus forte)

II - RESISTANCE AU CISAILLEMENT

Les sols, comme beaucoup de milieux se rompent lorsque la contrainte qu'il supporte dépasse une certaine valeur, fonction de la contrainte normale (la charge).

Sur les remblais des digues de barrages, cette contrainte de cisaillement est représentée par la poussée de l'eau et le poids des terres elles-mêmes. S'il n'y a pas de rupture, c'est que le sol développe une résistance à ces forces: c'est la résistance au cisaillement. Cette résistance est surtout due aux frottements qui se manifestent aux points de contact entre grains (frottements inter-granulaires), et aux forces d'attraction entre particules(cohésion). Ces forces d'attraction résultent de la structure des particules et de leur faible dimension.

L'état de compactage d'un sol jouera donc un rôle important dans la résistance au cisaillement. L'objet de notre étude ici est d'étudier l'influence de l'état de compactage (W ; γ_d) du sol sur la résistance au cisaillement.

L'essai de résistance au cisaillement peut se faire au triaxial ou à la boîte de cisaillement de Casagrande qui impose un plan de rupture donné horizontal, normal à la charge. C'est ce dernier appareil disponible qui sera utilisé ici.

L'essai effectué est l'essai consolidé drainé qui correspond au comportement du sol à long terme. Dans cet essai, le sol est d'abord consolidé sous une contrainte axiale donnée (simulation de la couche de remblai). Le cisaillement est fait à une vitesse suffisamment lente (2 mm /h) avec orifices de drainage ouverts de telle sorte qu'à tout instant la pression interstitielle soit nulle ($u = 0$).

Pour des raisons de temps c'est ce seul essai de résistance qui est fait avec seulement quelques états de compactage.

1- Protocole d'essai

a) Préparation des éprouvettes

La préparation des éprouvettes est identique à celle pour l'essai oedométrique. La différence réside dans les dimensions des éprouvettes dont le diamètre est de 60 mm (28,27 cm²), avec une hauteur supérieure à la hauteur de la trousse (25 mm) ceci pour des raisons pratiques.

b) Essai

Les éprouvettes sont placées dans la boîte de cisaillement où elles sont mises à saturation à travers les orifices ouverts à cet effet. Le temps de saturation est de 24 heures pour les échantillons compactés à plus de 6 %. Cet état est observé grâce à un comparateur fixé sur la boîte de cisaillement. Pour les échantillons compactés à 6 %, l'échantillon est saturé avant découpage. Ces échantillons ne sont donc laissés à saturation dans la boîte que le temps d'une heure.

La consolidation est faite sous les charges données (27,5 kg; 47,5 kg; ou 67,5 kg) sur 24 heures et le cisaillement est fait après consolidation sous chacune de ces charges. Le cisaillement est effectué à une vitesse théorique de 2 mm / h. Cette vitesse n'a pu être vérifiée faute de possibilité d'adaptation de comparateur sur l'appareil pour mesurer les déformations linéaires. Néanmoins, à toute fin utile, la contrainte de cisaillement est relevée tout au long de l'essai en fonction du temps.

L'essai est arrêté quand la contrainte de cisaillement a atteint son maximum (lecture au comparateur). La résistance au cisaillement est cette valeur maximale obtenue, qui correspond à la rupture. Les valeurs lues au comparateur sont converties en force T à l'aide de la courbe d'étalonnage de l'anneau dynamométrique.

A la force de cisaillement T, correspond une pression $\tau = T/S$.

Aux charges verticales σ_n (27,5; 47,5 et 67,5 kg), correspondent respectivement des pressions de $\sigma_n/S = 0,9728; 1,6802; \text{ et } 2,3877$ bars.

Remarque: Les courbes ($\tau - \Delta l$) ne peuvent être données d'une part à cause de la méconnaissance de la vitesse réelle de cisaillement, et d'autre part à cause de l'anneau dynamométrique qui ne permet pas la mesure de forces en dessous d'une certaine valeur.

A la rupture, les contraintes tangentielles obtenues sont les suivantes.

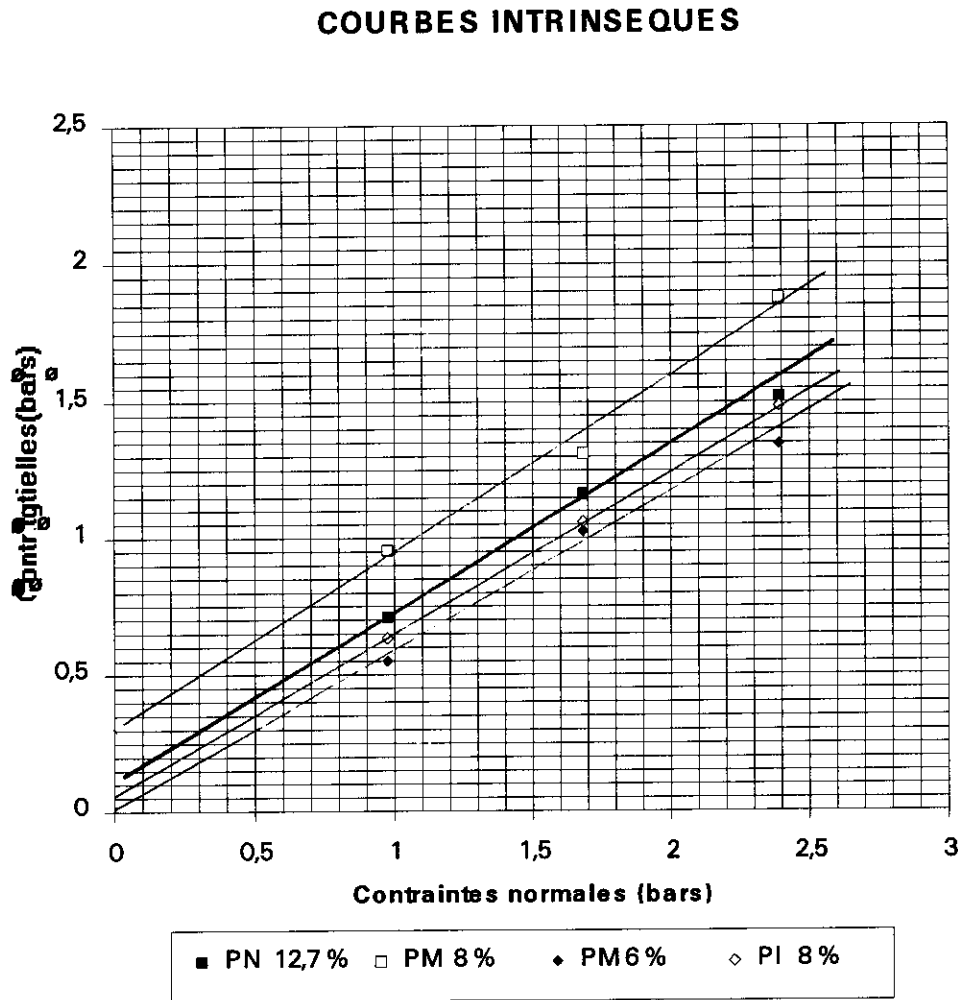
Tableau 8: Résistance au cisaillement pour différents états de compactage en fonction de la charge

Etat de compactage			Contraintes normales σ_n (bars)			Cohésion C (bars)	Angle frott. ϕ
Energie	W (%)	γ_d (g/cm ³)	0.9728	1.6802	2.3877		
Normale	12.7	1.83	0.7075	1.1673	1.5210	0.12	31.2
Intermédiaire	8.	1.85	0.6367	1.0612	1.4857	0.06	31.0
Intermédiaire	6.3	1.76	0.5041	0.9839	1.4592		
Modifiée	8.3	1.96	0.9551	1.3088	1.8748	0.30	32.3
Modifiée		1.83	0.5483	1.0258	1.3442	0.01	30.3

La représentation de la contrainte de cisaillement (pour chaque état de compactage) en fonction de la contrainte normale permet de tracer la droite intrinsèque et de déterminer ainsi la cohésion C et l'angle de frottement interne ϕ .

- la cohésion C est l'ordonnée à l'origine de la droite intrinsèque
- l'angle de frottement interne est l'angle que fait la droite intrinsèque avec l'axe des contraintes normales.

Figure 12 : Courbes intrinsèques



Aux erreurs de mesure près, tous les angles de frottement interne pour les divers états de compactage sont sensiblement identiques: moyenne 31°. Seul s'écarte de cette tendance, l'état de compactage à l'énergie intermédiaire à 6 % où l'angle de frottement interne est plus élevé. Cela pourrait s'expliquer par le fait qu'à cette teneur en eau, la friabilité de l'échantillon est telle que la préparation de l'éprouvette était très difficile même après saturation.

On doit noter que la différence entre ces courbes intrinsèques n'est pas très nette. D'autres essais s'imposent donc nécessairement.

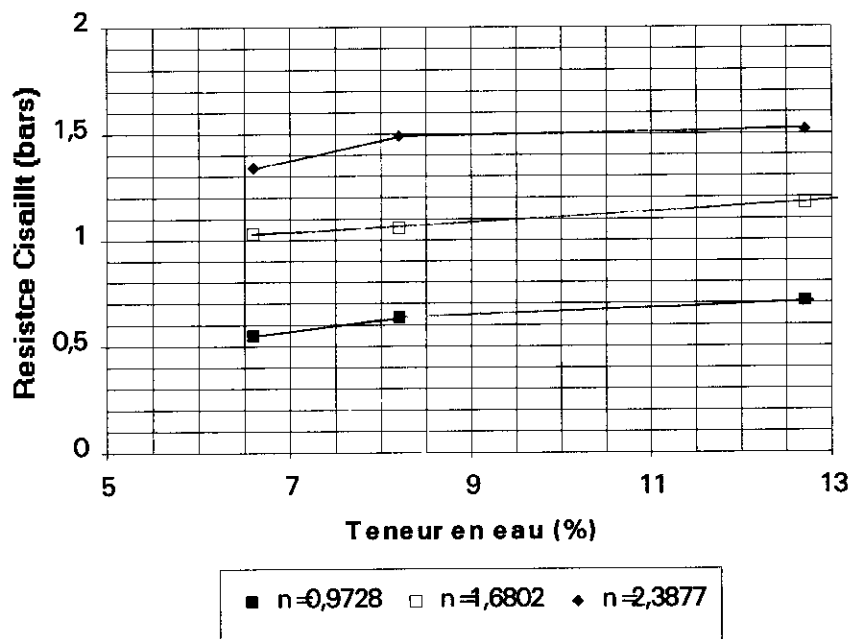
Influence de la teneur en eau de compactage (pour une même densité)
 La densité est celle de l'OPN : $\gamma_d = 1,84$

* sur la résistance au cisaillement

Tableau 9: Influence de la teneur en eau sur la résistance au cisaillement

Contrainte σ_n (bars)	PN 12.7 %	PI 8.2 %	PM 6.3 %
0.9728 (27.5kg)	1.5210	1.4857	1.3442
1.6802 (47.5kg)	1.1673	1.0612	1.0258
2.3877 (67.5kg)	0.7075	0.6367	0.5483

Figure 13 : Influence de la teneur en eau sur la résistance au cisaillement



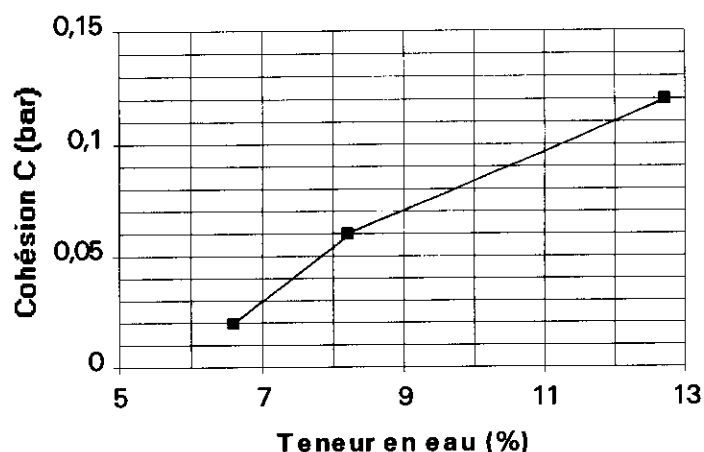
La teneur en eau de compactage influe mais pas très fortement sur la résistance au cisaillement. Plus la teneur en eau croît, plus la résistance au cisaillement augmente: quand cette teneur en eau passe du simple (PM 6,3%) au double (PN 12,7%), la résistance au cisaillement n'augmente que de 10 % environ.

* sur la cohésion

Tableau : Cohésion en fonction de la teneur en eau

	PN 12.7 %	PI 8.3 %	PM 6.3 %
Cohésion C (bars)	0.12	0.06	0.02

Figure 14: Influence de la teneur en eau sur la cohésion



L'angle de frottement interne restant sensiblement le même et la résistance au cisaillement augmentant avec la teneur en eau, il va de soit que la cohésion augmente avec la teneur en eau de compactage

Influence de la densité de l'échantillon sur la résistance au cisaillement

Pour une même teneur en eau de compactage mais avec des densités différentes, l'échantillon compacté à la plus grande énergie résiste mieux au cisaillement.

En résumé:

- la résistance au cisaillement croît avec l'énergie de compactage, c'est-à-dire à une même teneur en eau, plus l'énergie de compactage est élevée, meilleure est la résistance au cisaillement.

- pour une même densité de compactage, la résistance au cisaillement diminue avec la teneur en eau, mais pas de manière significative.

L'examen de la figure montre que l'on pourrait avoir une résistance au cisaillement analogue ou supérieure à celle de l'OPN en faisant un compactage à une teneur en eau plus faible que celle de l'OPN mais à une densité plus élevée. Cet optimum reste à trouver.

ESSAI D'IMBIBITION - PORTANCE

La capacité portante d'un sol est la pression maximale que peut supporter le sol avant la rupture. Elle est évaluée à partir de l'indice portant californien CBR (Californian Bearing Ratio) qui exprime en % le rapport entre les pressions produisant dans le même temps, un enfoncement donné dans un matériau d'une part et un matériau type d'autre part.

L'essai est une mesure de la résistance à la pénétration du sol dans des conditions de densité et de teneur en eau données. Dans la nature, les conditions les plus défavorables sont les conditions où les matériaux sont saturés. C'est donc dans ces conditions que seront réalisés les essais: essai à imbibition complète.

Les échantillons sont préparés aux états de compactage donnés dans des moules CBR non fendus.

I - Imbibition - Mesure du gonflement

Le but de cette opération est de placer le sol dans les plus mauvaises conditions que l'on est susceptible de rencontrer dans la pratique.

Les échantillons compactés sont placés pour imbibition dans un bac avec une hauteur d'eau de 10 cm environ. L'imbibition se fait alors par remontée capillaire correspondant aux conditions naturelles d'imbibition (mise en eau d'un barrage). Cette saturation est faite sous une charge de 4.5 kg soit sous une pression de 0,025 bar.

Le suivi de l'imbibition est réalisé grâce à des comparateurs qui mesurent le gonflement linéaire de l'échantillon. La saturation est jugée complète lorsqu'on n'observe plus de variation notable aux comparateurs (variation de moins de 3/100 mm en 24 h).

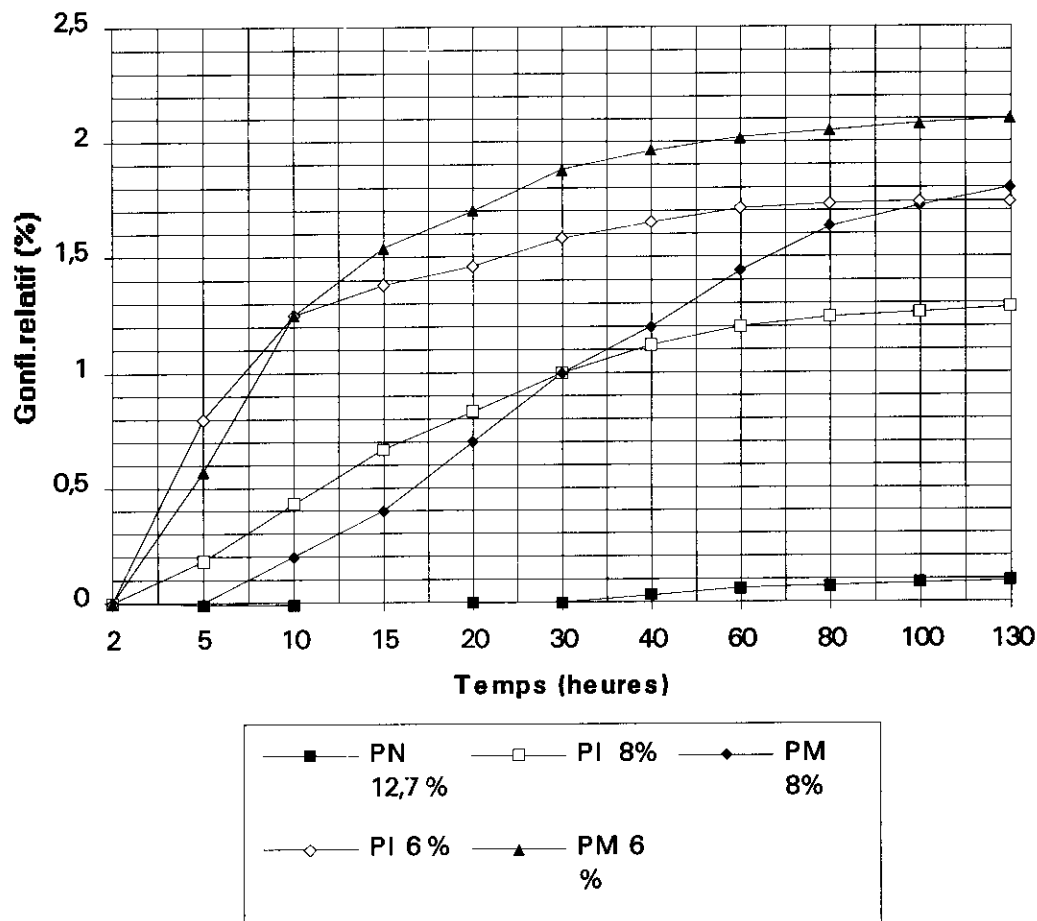
Remarque: Pour l'échantillon compacté à l'OPN, c'est cette situation que l'on observe depuis le début de la saturation. Pour cet état de compactage, la saturation n'a jamais été atteinte même après une semaine d'imbibition.

Pour un même état de compactage, plusieurs essais ont été faits et les résultats suivants (figure 15) sont une moyenne de ces essais. Les constats suivants peuvent être faits:

- pour tous les états de compactage, on constate un léger effondrement en début d'imbibition, de l'ordre de 1/100 mm (pour une éprouvette de 127 mm ,soit un affaissement relatif de 0,01%).

Cet effondrement n'a lieu que le temps d'une heure, temps à partir duquel commence le gonflement qui est très rapide et très important pour les proctor modifié et intermédiaire (éprouvettes compactées à faible teneur en eau.).

Figure 15: Gonflements relatifs pour différents états de compactage

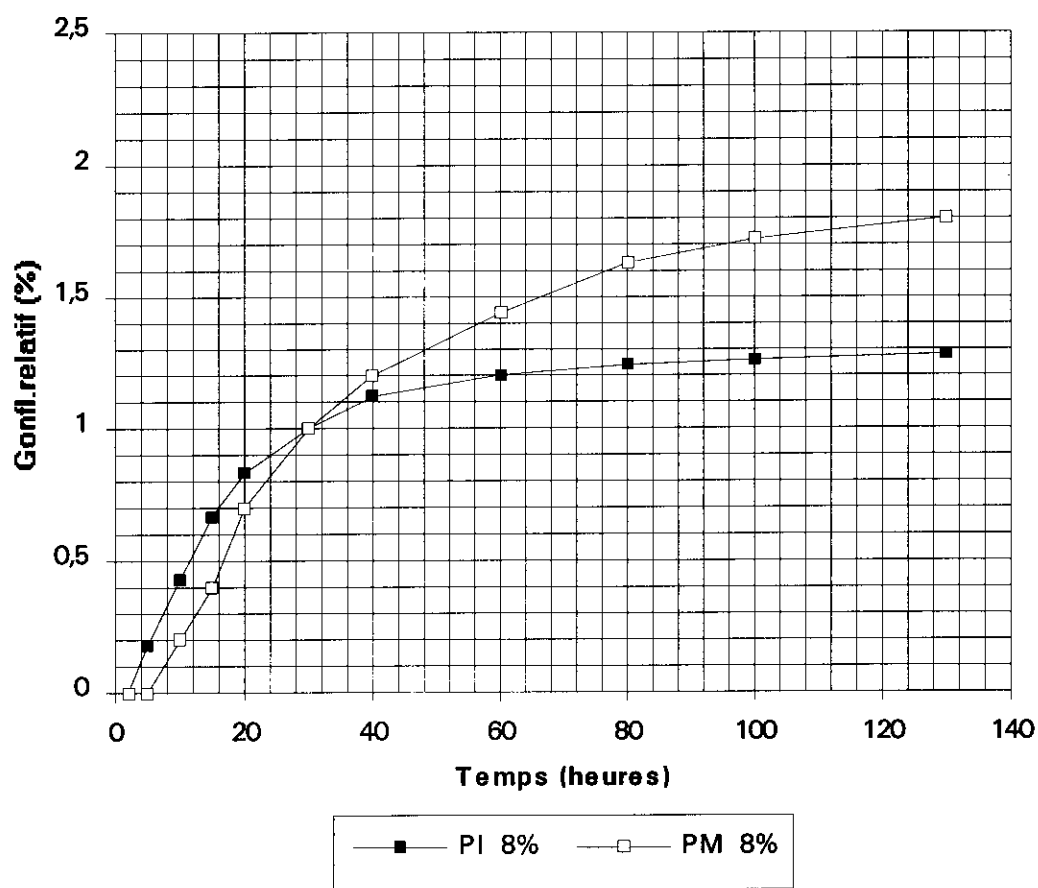


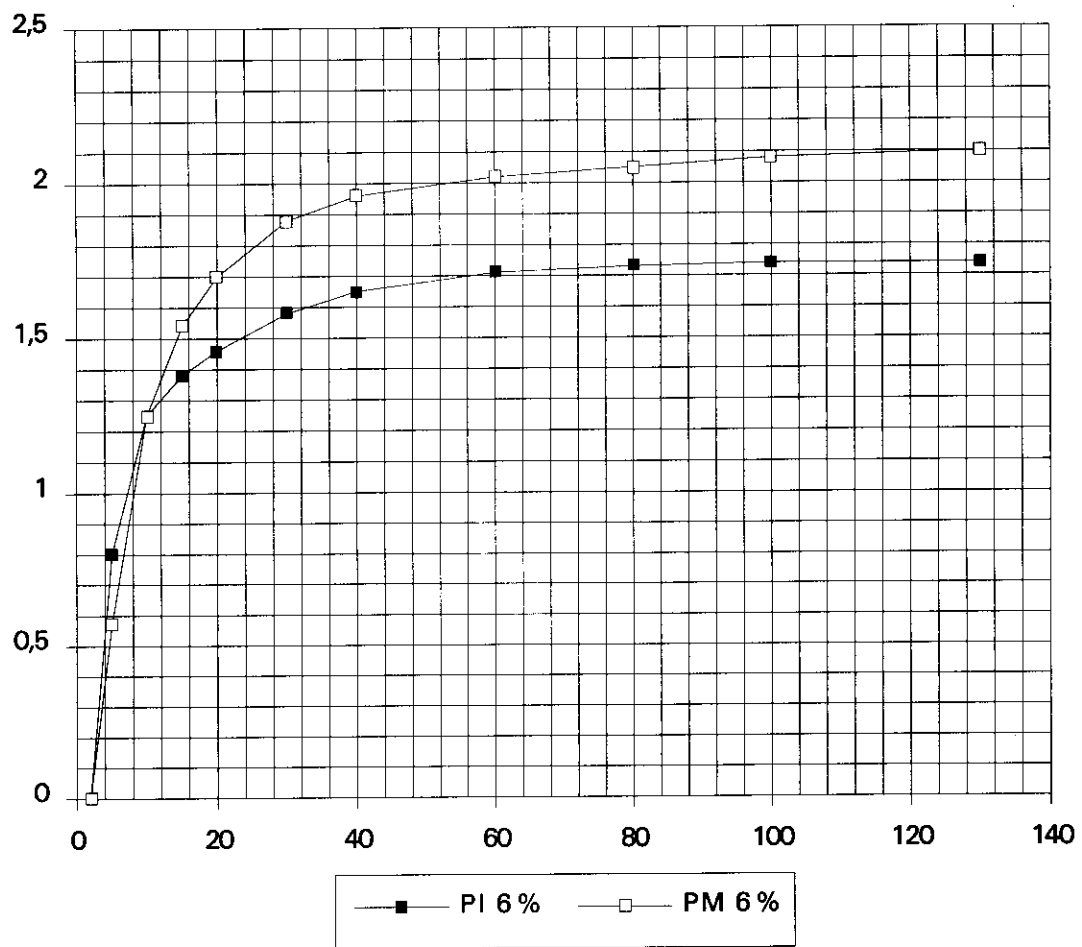
- Pour une même teneur en eau de compactage à des énergies différentes, donc à des densités sèches différentes, on a un gonflement plus rapide de l'échantillon compacté à une énergie faible (γ_d plus faible). Ceci est observé dans les premières heures de l'imbibition. Mais ce gonflement rapide se stabilise très rapidement: la saturation est atteinte rapidement. On peut en trouver l'explication suivante: à faible densité la porosité est très grande, n'offrant pas une grande résistance au passage de l'eau. La saturation est atteinte très rapidement.

Le plus remarquable est le gonflement relatif plus important de l'échantillon compacté à une densité plus élevée. En effet, au bout d'un temps plus ou

moins long, selon la teneur en eau de compactage (temps plus long pour une teneur en eau de compactage plus grande), la courbe de gonflement relatif en fonction du temps de l'échantillon le plus dense passe au dessus de celle de l'échantillon le moins dense. L'allure générale des courbes est la suivante (figure 16).

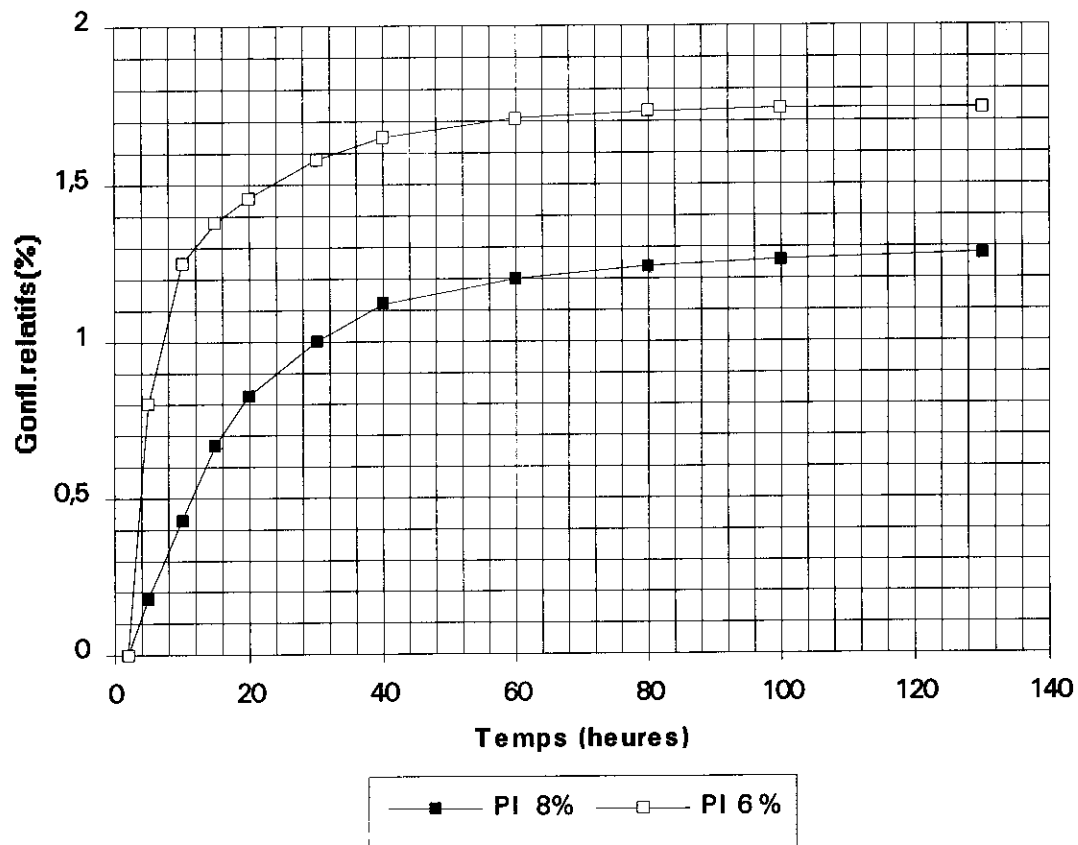
Figures 16: Gonflement relatif pour une même teneur en eau de compactage





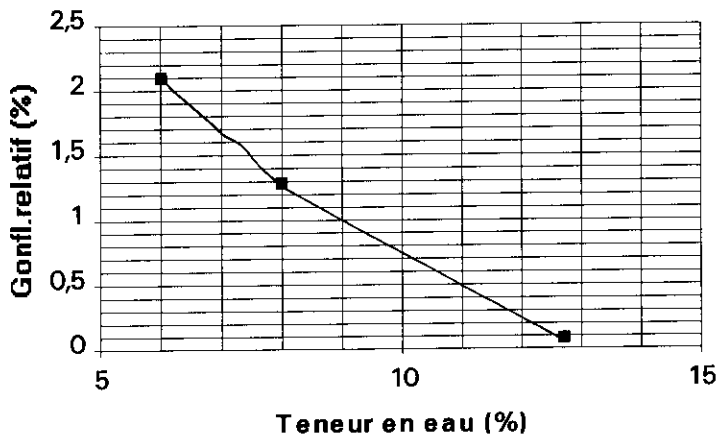
-Pour la même énergie de compactage, le gonflement relatif diminue quand la teneur en eau de compactage augmente.

Figure 18 : Gonflement relatif pour des densités différentes



- pour une même densité de compactage (en exemple celle de l'OPN: 1,84 g/dm³), avec des teneurs en eau différentes, le gonflement relatif est plus important pour l'échantillon compacté à la teneur en eau la plus faible. On trouvera figure ci-dessous l'évolution du gonflement relatif en fonction de la teneur en eau de compactage.

	PN 12,7 %	PI 8 %	PM 6 %
Gonflement relatif (%)	0,09	1,28	2,10



On retiendra qu'un compactage à faible teneur en eau entraîne lors d'une imbibition, un gonflement relatif des matériaux d'autant plus important que la teneur en eau de compactage est faible. D'une valeur de 0 % pour une teneur en eau de compactage de 12,7% (Wopn), le gonflement relatif passe à 2,10 % pour une teneur en eau de compactage de 6 % (Proctor intermédiaire $W=6$ %; $\gamma_d = 1.79$)

Le gonflement est donc l'un des problèmes majeurs du compactage à faible teneur en eau. Avant de recommander alors un tel type de compactage, il y a lieu de définir des limites de gonflement acceptables, non préjudiciables à la tenue de l'ouvrage. On pourra alors définir un optimum entre énergie de compactage, teneur en eau et gonflement relatif.

II - Indice portant californien (CBR)

Cet indice se détermine par essai de poinçonnement. Le poinçonnement est réalisé grâce à une presse munie d'un indicateur de cadence CBR. La pénétration est faite à vitesse constante de 1,27 mm/min. par un piston de 19,64 cm² de section, $\phi 50$ mm. La pression de pénétration est mesurée en fonction de la profondeur de pénétration (ou temps) par lecture au comparateur de l'anneau dynamométrique.

L'essai est réalisé sur les éprouvettes saturées soumises toujours à une pression axiale de 0,025 bar.

L'indice portant californien est donné par:

L'indice portant californien est donné par:

$$I = 100 \times \text{Sup} \left(\frac{P_{2,54 \text{ mm}}}{70.3}; \frac{P_{5,08 \text{ mm}}}{105.1} \right)$$

$P_{2,54 \text{ mm}}$ = pression de pénétration pour 2.54 mm

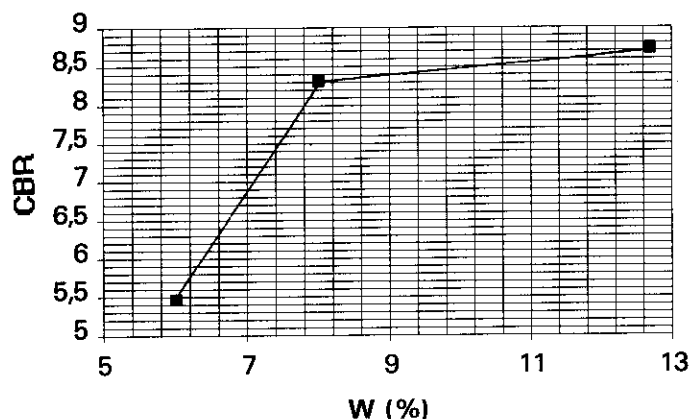
$P_{5,08 \text{ mm}}$ = pression de pénétration pour 5,08 mm

Les valeurs de 70,3 kgf/cm² et 105,1 kgf/cm² correspondent aux pressions de poinçonnement d'un matériau idéal.

Pour chaque état de compactage, les indices portants CBR sont récapitulés dans le tableau suivant. Ces indices sont une moyenne des essais effectués (voir annexe)

- Pour une même densité de compactage, celle de l'OPN, l'indice portant augmente avec la teneur en eau.

	PN 12,7 %	PI 8 %	PM 6 %
CBR (%)	8,74	8,31	5,47



- Pour une même teneur en eau de compactage, mais avec énergies différentes, la capacité portante augmente avec la compacité.

Indices CBR pour divers états de compactage

W (%)	PI	PM
8	8,31	11,94
6	2,89	5,47

Ces résultats montrent que l'on peut trouver une combinaison des paramètres γ_d et W (W étant la plus faible possible), telle que la capacité portante soit voisine ou supérieure à celle de l'OPN qui est de 8,74 %. Dans le cas présent, pour l'énergie intermédiaire la teneur en eau doit se situer légèrement au dessus de 8 % et pour le modifié une teneur en eau légèrement inférieure à 8 % pourrait être adoptée.

PERSPECTIVES - RECOMMANDATIONS

La caractérisation du matériau n' a pas inclu toutes les caractéristiques physiques du sol et seules quelques propriétés mécaniques des échantillons compactés ont été étudiés. Pour ces propriétés, le même type d'essai n' a pas été répété. Il serait donc plus prudent, avant de se prononcer, de poursuivre les recherches afin de confirmer les résultats obtenus.

Ces recherches doivent être poursuivies et approfondies sur divers types de matériaux, les plus usuellement utilisés dans la construction des routes et des remblais des digues. Ces études devront permettre:

- de trouver une explication au comportement mécanique des échantillons compactés et soumis à diverses sollicitations.

- de trouver des relations empiriques de la forme (W, e, C_m) ; C_m étant le paramètre mécanique.

- d'évaluer le bénéfice réalisé sur le coût d'un compactage classique par un tel mode de compactage.

Les études présentes ont permis de relever, un certain nombre de difficultés, un certain nombre de considérations qui devront être prises en compte lors d'éventuelles recherches.

- il s'agit notamment du mode de compactage au laboratoire: compactage dynamique ou statique? Le compactage dynamique a cette particularité de modifier notamment la granulométrie quand il est effectué à faible teneur en eau. La modification de cette granulométrie influe beaucoup sur le comportement mécanique du sol. Lors des enquêtes sur les engins de compactage, cet aspect a été soulevé à maintes reprises par les utilisateurs qui posent le problème des engins vibrants qui écrasent les grains du sol. Le compactage à sec avec ce genre d'engins accentuera encore plus ce phénomène. La tendance selon les utilisateurs est à l'abandon de ces engins dont l'intensité de vibration est utilisée sans normes par les conducteurs.

Il y a donc lieu pour se mettre dans les conditions de terrain (compactage non dynamique) d'effectuer les essais de compactage de manière statique ou semi statique.

- Pour les argiles (sols fins), la pente des courbes proctor est très raide si bien qu'une petite erreur dans la quantité d'eau de mouillage conduit à un grand écart de la densité obtenue à la densité recherchée. Un soin particulier devra donc être apporté à ce niveau, ce qui, dans la pratique est très difficilement réalisable. De grandes discontinuités pourraient être observées d'un point à l'autre du remblai. Ce problème

est de moindre importance pour les latérites et les sables où les courbes proctor sont plus aplaties.

-A faible teneur en eau, la préparation des éprouvettes pour les essais oedométriques et de cisaillement est très délicate car le matériau s'effrite à la moindre manipulation. On a palié à cet inconvénient en saturant le matériau avant découpage mais cela n'a-t-il pas d'influence sur les résultats obtenus? Cet aspect devra donc être pris en compte dans les manipulations.

Au vu des difficultés rencontrées lors des expériences et surtout pour les interprétations des résultats, le protocole de recherches suivant pourrait servir pour d'éventuelles recherches futures. Ce protocole prend surtout en compte les insuffisances de l'étude présente.

ETUDES AU LABORATOIRE

a) Etude complète précise des caractéristiques du sol

Les différents paramètres faisant l'objet de cette étude permettront :

- de classer les sols
- de les reconnaître,
- de prévoir leur comportement,

Ces études comporteront:

- détermination du poids spécifique des grains γ_s
- densité du sol sec γ_d
- indice des vides et porosité: e et n
- analyse granulométrique
- limites d'atterberg
- valeur de bleu
- activité du matériau
- analyse minéralogique
- teneur en matière organique
- teneur en CaCO_3

Tous ces paramètres ont une influence plus ou moins grande sur le comportement des matériaux et permettront donc d'aborder notre étude sous l'angle de la statistique.

b) Etude du comportement des échantillons compactés

Pour arriver à trouver des relations empiriques de la forme (W, e, C_m) , un bon nombre d'états de compactage devront être étudiés. Pour chaque état de compactage, chacun des essais de comportement doit être répété plusieurs fois afin d'aboutir à une moyenne. Ceci est d'autant plus nécessaire que les expériences sont sujettes à des écarts: les matériaux n'ont pas une homogénéité parfaite; les appareillages de mesure ne sont pas parfaits; enfin, des erreurs sont dues au manipulateur.

Les paramètres à mesurer sur les échantillons compactés sont:

- analyse granulométrique sous les divers états de compactage,
- études du poids spécifique des grains sous ces divers états: ceci permettra d'étudier l'influence de la teneur en eau de compactage sur le poids spécifique des grains.
- évolution de la densité sèche en fonction de la profondeur
- essai oedométrique
- résistance au cisaillement
- effet d'imbibition - portance. A ce niveau, il sera utile d'avoir des sondes qui permettront de mesurer l'avancement du front d'imbibition.

A partir de tous ces résultats, on essaiera alors de trouver l'optimum entre propriétés mécaniques, énergie de compactage et teneur en eau (la teneur en eau devant être la plus faible possible). Une définition des zones de variation non préjudiciable des propriétés mécaniques sera donc nécessaire afin de situer cette teneur en eau.

ESSAIS EN CHANTIER

Les résultats des essais en laboratoire avant toute conclusion doivent être vérifiés en grandeur naturelle, en chantier. Après avoir déterminé l'état de compactage en laboratoire, des planches d'essai devront être réalisées. Tous les paramètres mesurés en laboratoire seront repris sur le terrain. Les expériences porteront sur l'influence de l'épaisseur de la couche de compactage, le nombre de passes...

L'influence des engins de compactage étant prépondérante, divers types d'engins devront être utilisés afin de pouvoir recommander, pour chaque type de matériau, chaque état de compactage, le type d'engin à utiliser.

Une étude économique devra être faite à partir des énergies développées pour parvenir aux différents états de compactage. L'étude permettra de juger de l'opportunité d'un tel mode de compactage en évaluant le bénéfice réalisé sur le coût d'un compactage classique.

Les planches d'essai ne permettent que d'adapter les résultats du laboratoire au chantier et ne permettent donc pas de conclure sur un tel mode de compactage. Des ouvrages test s'avèrent donc nécessaires et un partenariat entre diverses structures :entreprises, état et organismes de recherches devra être développé pour mener à bien les recherches.

CONCLUSION

Le temps de 2 mois imparti au présent mémoire n' a permis d'étudier que quelques propriétés mécaniques des échantillons compactés. Pour chaque propriété, plusieurs essais n'ont pu être faits et les résultats obtenus doivent donc être confirmés par d'autres essais. Ces résultats, s'ils sont confirmés sont encourageants: ils montrent que pour le matériau présent, à teneur en eau inférieure à celle de l'optimum, on peut obtenir des états avec propriétés mécaniques voisines ou supérieures à celles de l'optimum.

Pour les teneurs en eau se situant entre 6 % (teneur en eau critique) et l'optimum, la densité est très sensible à la variation en teneur en eau. Un compactage dans cette zone est donc très délicat dans la pratique car on pourrait assister à une hétérogénéité d'un point à l'autre du remblai, ce qui peut entraîner des tassements différentiels importants, peut-être préjudiciables à la tenue des ouvrages.

Pour ma part, pour le cas du présent matériau, une exploration au voisinage de la teneur en eau critique, bien qu'elle nécessitera une énergie un peu plus grande, serait peut-être plus prudent.

BIBLIOGRAPHIE

Le compactage à faible teneur en eau

G. MOREL , M FROUMENTIN

Compactage à faible teneur en eau des sols et matériaux de terrassements et chaussées

G. MOREL - M. FROUMENTIN - A. QUIBEL

Compactage à sec des remblais et assises de chaussées.

Amadou CISSE (Thèse)

Comportement de l'argile compactée

Jean François SERRATRICE

Introduction de techniques innovantes dans la conception des petits barrages en Afrique

P. ROYET - JM. DURAND

Mécanique des sols (cours polycopié EIER)

JM. GRESILLON - F. MARTARECHE - D. DUBOIS

Eléments de mécanique des sols

François SCHLOSSER (LRPC)

Cours pratique de mécanique des sols (T1; T2)

J.COSTET - G. SANGLERAT

Cours de laboratoire (T1; T2)

R. LANCHON

Cours pratique de mécanique des sols T1

DESFORGES - R. LANCHON