

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT GENIE CIVIL

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE
POUR L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR D'ETAT
EN GENIE CIVIL

THEME



**ETUDE DU COMPORTEMENT D'UN TUF
DANS LES ASSISES DE CHAUSSEES
A L'APPAREIL TRIAXIAL**

Proposé par :
Mme MORSLI

Dirigé par :
Mr S.BELKACEMI

Mme MORSLI

Etudié par :

Mr TEHARI Boualem

et

Mr TOULEB Mohamed

Promotion Juin 1998

DEDICACE



Je dédie ce modeste travail à :

La mémoire de ma grand mère

Ma mère et mon père pour tous les sacrifices qu'il ont consentis pour moi depuis ma naissance jusqu'à aujourd'hui

A mes très chères sœurs :

HADJIRA

LINDA

NAFILA

HANANE

A tous mes amis, particulièrement ; ILIMI Abdelkader, ZRAIBI Nacereddine, BOUKHAROUBA Ouahab, SELEM Mourad et le groupe de 5^{ème} année GC .

Mohamed



DÉDICACE

Je dédie ce modeste travail à mes très chers parents pour leur aide, patience et sacrifices.

A mes frères et sœurs

A Toute ma famille, petits et grands

et à tous mes amis

Boualem

REMERCIEMENTS

Nos vifs remerciements sont adressés à :



- Mme MORSLI et Mr S. BELKACEMI pour l'aide scientifique qui nous ont apportée tout au long de cette étude.
- Mr BEDRISSI chef de laboratoire central et Mr BOUSBAA, ingénieur à la SONATRO.
- Mr F. MEZACHE chef de département , Mr KICHOU chef de laboratoire, Mme DEBBICHE ingénieur, Mr B.OUALI et Mme K.OUHDADOU du labo de chimie au laboratoire central des travaux publics LCTP.LTPC .
- Mr D. BOUCHAMA chef de département de recherche, Mr MEHEDDINE chef de laboratoire de géotechnique, Mr CHERMOUTI ingénieur pour ces conseils judicieux, Mr BEKAKRA ingénieur, à l'organisme du contrôle technique des travaux publics CTPP.
- Mr DOUIBI directeur technique du LNHC , Mr RACHID responsable du laboratoire pour leur aide matérielle.
- Mr M. SAAD ingénieur au CETIM.
- Mr RABET géologue au CGS.
- Mr L. KHIAT Chef comptable au LCTP.

Sans oublier tous les techniciens qui nous ont aider à réaliser nos essais dont leurs noms sont :

Mrs SALIM, MOHAMED, ABDENOUR (SONATRO)

Mrs HAMMACHE, MOHAMED (LCTP)

Mr D. BENSILEM et TAREK (CTTP)

Ainsi, à tous ceux qui de près ou de loin nous ont aidé à terminer ce modeste travail.

خلاصة

إن دراسة سلوك مواد التفت المستخدمة لإنشاء طبقات الطريق تعتبر ذات أهمية استراتيجية من الناحية الاقتصادية لكون الجزائر تملك مساحات هامة من هذه المواد.

ومن أجل الاستغلال الأمثل لهذه المواد، قمنا بدراسة تجريبية تتمثل في تجارب ثلاثي المحاور تمكنا من خلالها من استخراج علاقات رياضية تنزج هذا السلوك.

RESUME

L'étude du comportement des tufs en assises de chaussées s'avère très intéressante en raison de l'intérêt technico - économique que leur utilisation présente pour le pays.

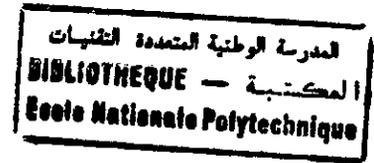
Pour que l'emploi des tufs puisse se généraliser et s'optimiser, les essais triaxiaux à chargement statique mis au point pour l'étude des graves non traitées ont permis préalablement de mettre en évidence des relations mathématiques illustrant le comportement de ces tufs.

LISTE DES TABLEAUX



- Tableau (1) : Valeurs du bleu de méthylène pour les sables
- Tableau (2) : Résultats de l'analyse chimique sommaire
- Tableau (3) : Récapitulation des résultats de l'identification
- Tableau (4) : Résultats de l'essai CBR
- Tableau (5) : Tableau de STROUILLOU - ALLOUL
- Tableau (6) : Déviateur de rupture en fonction de la teneur en eau
- Tableau (7) : Paramètres C et Φ
- Tableau (8) : Variation de la déformation à la rupture en fonction de la teneur en eau
- Tableau (9) : Variation du module sécant en fonction de la teneur en eau
- Tableau (10) : Tableau de comparaison
- Tableau (11) : Tableau du déviateur de rupture et du module tangent pour différentes teneurs en eau
- Tableau (12) : Equations du lissage pour différentes pressions de confinement
- Tableau (13) : Equations corrigées

LISTE DES FIGURES



- Figure (1) : Schéma d'un encroûtement mur
- Figure (2) : Répartition des encroûtements calcaires en Algérie
- Figure (3) : Répartition des encroûtements calcaires dans le monde
- Figure (4) : Géologie de la région Algéroise
- Figure (5) : Carte pluviométrique de l'Algérie
- Figure (6) : Courbe granulométrique
- Figure (7) : Courbe Proctor Modifié
- Figure (8) : Influence de la teneur en eau sur l'indice CBR
- Figure (9) : Fuseau de référence
- Figure (10) : Utilisation des tufs en corps de chaussée
- Figure (11) : Schéma de la cellule triaxiale
- Figure (12) : Variation du déviateur de rupture en fonction de la teneur en eau
- Figure (13) : Variation du module sécant en fonction de la teneur en eau
- Figure (14) : Courbes déviateurs / déformations axiales pour un essai de compression triaxiale à lignes de drainage ouvertes effectuée sur des échantillons partiellement saturés ($w=8\%$)
- Figure (15) : Courbes déviateurs / déformations axiales pour un essai de compression triaxiale à lignes de drainage ouvertes effectuée sur des échantillons partiellement saturés ($w=10\%$)
- Figure (16) : Courbes déviateurs / déformations axiales pour un essai de compression triaxiale à lignes de drainage ouvertes effectuée sur des échantillons partiellement saturés ($w=12\%$)
- Figure (17) : Courbes déviateurs / déformations axiales pour un essai de compression triaxiale à lignes de drainage ouvertes effectuée sur des échantillons partiellement saturés ($w=14\%$)

Figure (18) : Application du modèle hyperbolique à 2 paramètres (teneur en eau (w) = 8%)

Figure (19) : Application du modèle hyperbolique à 2 paramètres (teneur en eau (w) = 10%)

Figure (20) : Application du modèle hyperbolique à 2 paramètres (teneur en eau (w) = 12%)

Figure (21) : Application du modèle hyperbolique à 2 paramètres (teneur en eau (w) = 14%)

Figure (22) : Application de la méthode des moindres carrés (lissage) aux courbes déviateurs/déformations axiales à la teneur en eau ($w=12%$) .

Figure (23) : Application du modèle hyperbolique à 2 paramètres corrigé pour la courbe correspondante à ($w= 8%$)

Figure (24) : Application du modèle hyperbolique à 2 paramètres corrigé pour la courbe correspondante à ($w= 10%$)

Figure (25) : Application du modèle hyperbolique à 2 paramètres corrigé pour la courbe correspondante à ($w= 12%$)

Figure (26) : Application du modèle hyperbolique à 2 paramètres corrigé pour la courbe correspondante à ($w= 14%$)

LISTE DES SYMBOLES

- σ : contrainte de compression
- σ_1 : contrainte principale maximale
- σ_3 : contrainte principale minimale
- q : déviateur des contraintes
- τ : contrainte tangentielle
- ε : déformation axiale
- E_l : module d'élasticité longitudinale
- E_s : module sécant
- I_{CBR} : indice portant californien
- R_C : résistance à la compression simple
- ω_{OPTIM} : teneur en eau de l'optimum Proctor modifié
- γ_{Doptm} : densité sèche de l'optimum Proctor modifié

SOMMAIRE

CHAPITRE I : INTRODUCTION

CHAPITRE II : LES ENCROUTEMENTS CALCAIRES

- 1/ Historique
- 2/ Définition des encroûtement calcaires
- 3/ Age des encroûtements calcaires
- 4/ Stade d'évolution des encroûtements calcaires
- 5/ Classification des encroûtements calcaires
- 6/ Répartition dans le monde et en Algérie des encroûtements calcaires
- 7/ Grand ensembles géologiques de secteurs étudiés (La région Algéroise)
- 8/ Aperçu climatologique

CHAPITRE III : LES ESSAIS D'IDENTIFICATION

- 1/ Introduction
- 2/ Analyse granulométrique
- 3/ Equivalent de sable
- 4/ Essai au bleu de méthylène
- 5/ Essai Proctor modifié
- 6/ Essai CBR
- 7/ Essai de résistance a la compression simple
- 8/ L'analyse chimique
- 9/ Résultats de l'identification
- 10/ Interprétation des résultats de l'identification
- 11/ Utilisation des tufs dans les chaussées

CHAPITRE IV : ESSAIS TRIAXIAUX

- 1/ Présentation de l'essai triaxial
- 2/ Appareillage
- 3/ Principe de l'essai triaxial
- 4/ Paramètres de résistance c et ϕ
- 5/ L'essai consolidé drainé CD
- 6/ L'essai consolidé non drainé CU
- 7/ L'essai non consolidé non drainé UU
- 8/ Les critères de rupture
- 9/ Etude expérimentale

- 9.1.1/ Plan expérimental
- 9.1.2/ Comportement des tufs à l'essai triaxial à chargement statique
- 9.1.3/ Modalités d'exécution de l'essai
 - 10/ Résultats et interprétations
 - 10.1/ Influence de la teneur en eau sur le déviateur
 - 10.2/ Les paramètres C et ϕ
 - 10.3/ Variation du module sécant en fonction de la teneur en eau
 - 10.4/ Variation de la déformation à la rupture en fonction de la teneur en eau.
 - 10.5/ Comparaison avec d'autres tufs
 - 10.6/ Courbes déviateurs / déformations axiales
 - 10.7/ Précautions à prendre

CHAPITRE V : LOI DE COMPORTEMENT

- 1/ Aperçu sur quelques comportement usuels
- 2/ Approche du comportement du tuf par le modèle hyperbolique à 02 paramètres

CHAPITRE VI : CONCLUSION

المركز الوطني المتعدد التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

CHAPITRE I

INTRODUCTION

INTRODUCTION :

La construction de routes en matériaux non traités est vraisemblablement une des techniques routières les plus anciennes . actuellement, loin d'être obsolète, cette technique de chaussée souple reste privilégiée même pour des niveaux de trafic relativement élevés.

Il n'est pas possible de fixer un seuil au delà duquel il serait nécessaire de traiter les matériaux soit au bitume soit aux liants hydrauliques ; par exemple la grave connue sous le nom de « minéral béton » est utilisée sur les autoroutes allemandes et lorsque les graves « classiques » font défaut il n'est pas rare de trouver des matériaux traités au ciment sur des routes à faible trafic.

Donc, les choix résulteront toujours de considération technico - économiques et le champ d'application des graves non traitées reste très vaste.

A coté des graves satisfaisant à des critères géotechniques précis il existe toute une gamme de matériaux dits locaux dont les caractéristiques s'éloignent des critères habituels et qui sont néanmoins utilisés avec succès pour la construction des chaussées.

Les tufs et encroûtements calcaires se classent dans cette catégorie, et à ce jour l'expérience acquise par les ingénieurs routiers permet d'en tirer un très bon parti.

Cependant, l'enjeu économique lié à l'emploi des tufs dans les chaussées est tel que, tout progrès pouvant contribuer à en optimiser l'utilisation présente un intérêt certain.

Cette contribution aux recherches concernant les tufs calcaires et surtout orientée sur l'étude du comportement des chaussées constituées de ces matériaux.

L'étude des matériaux de chaussées non traités a gardé un caractère empirique consistant à codifier sur la base d'essais d'identification (origine des matériaux, granulométrie, propreté ...), les matériaux dont le comportement était jugé satisfaisant sur le chantier.

Cette façon de faire ne permet ni d'améliorer les connaissances sur le comportement des matériaux, ni d'aborder l'étude rationnelle de dimensionnement des chaussées souples, ni d'ouvrir l'éventail des matériaux utilisables.

C'est dans cet ordre d'idées que nous avons entrepris cette étude sur les tufs, et ce mémoire s'inscrit donc, dans le cadre de la recherche sur ces matériaux et sera orienté sur l'étude du comportement des tufs sous chargement statique (à l'appareil triaxial), et la détermination des caractéristiques mécanique du matériau .

Les essais ont été effectués sur un échantillon prélevé de la région d'Alger (Cité Malki -Ben Aknoun) aux laboratoires suivants :

- Laboratoire central de la **SONATRO**.
- Laboratoire central des travaux publics **LCTP**.
- Laboratoire de l'organisme du contrôle technique des travaux publics **CTTP**.

Ce travail comporte quatre parties principales :

- Un rappel bibliographique sur les encroûtements calcaires
- Caractérisation du matériau grâce aux essais d'identifications
- Essai triaxial
- Loi de comportement (application du modèle hyperbolique à deux paramètres)

CHAPITRE II

LES ENCROUTEMENTS CALCAIRES

II/ LES ENCROUTEMENTS CALCAIRES

II-1/ HISTORIQUE

Les études menées par les pédologues, géologues et géotéchniciens relatives aux encroûtements calcaires remontent à plus d'un siècle. Ils ont essayé de les définir, les classer et expliquer leur genèse.

En 1848 RENOU décrit « la croûte » pour la première fois par ces termes : « c'est un enduit de surface qui recouvre tous les terrains indistinctement, surtout les terrains d'eau douce et les poudingues et qui suit toutes les ondulations de surface, il n'a rien de géologique et le mécanisme me paraît difficile jusqu'à présent à bien expliquer ».

Le géologue LUDOVIC (1852) la décrit comme «un grand linceul blanc » en Algérie.

C'est en Oranie que s'est développée l'utilisation des encroûtements calcaires dans le cadre des travaux routiers. les chaussées traditionnelles de l'Oranie comprenaient une couche de fondation de tuf d'une vingtaine de centimètres surmontée par de blocs à gros éléments.

En 1956, lors de la reconstruction de la RN6 au sud de Saida, les règles pour le choix et l'utilisation des encroûtements calcaires en couche de base furent établies par H.CAPEILLE, et seront développées par la suite par A.PONTON en collaboration avec le L.C.P.C DIVISION Algérie lors de la reconstruction de la RN1 entre Médéa et Laghouat.

II-2/ DEFINITION DES ENCROUTEMENTS CALCAIRES

Selon la spécialité des auteurs (pédologue, géologue ou géotéchnicien) des définitions plus ou moins précises ont été données aux encroûtements calcaires, faisant référence à la genèse de cette formation ou aux caractéristiques du matériau.

Pour notre part, nous retiendrons celle donnée par A.J GOUDIE qui définit l'encroûtement calcaire comme suit :

« La croûte calcaire est un matériau terrestre qui n'est pas composé essentiellement de carbonates de calcium. Les croûtes existent à l'état poudreux, nodulaire ou très induré, elles sont dues à l'accumulation et la cimentation de quantités plus ou moins grandes de matériaux calcaires altérés dans une zone d'infiltration.

II-3/ AGE DES ENCROÛTEMENTS CALCAIRES

D'après A.RUELLAN (1970) les croûtes les plus jeunes ont 15 à 20 milles ans d'âge, alors que les encroûtements murs existent depuis plusieurs milliers d'années. Il s'agit, des formations d'âge quaternaire.

II-4/ STADE D'EVOLUTION DES ENCROÛTEMENTS CALCAIRES

Dans un premier temps les calcaires se présentent de manière discontinue sous forme de nodules ou d'amas friables. Au fur et à mesure que la teneur en carbonates s'élève la concentration est continue, c'est l'encroûtement.

D'après RUELLAN, lorsque la teneur en carbonates dépasse 60% des phénomènes pédologiques transforment progressivement les différents horizons de sols.

L'évolution finale donnera naissance à un encroûtement mur présentant les horizons suivants.

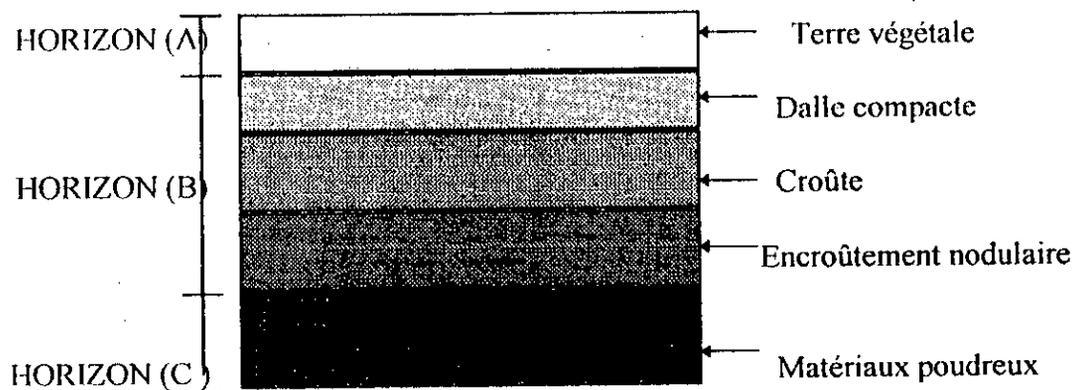


Fig. (1) Schéma d'un encroûtement mur

HORIZON A

C'est la couche de terre végétale dont l'épaisseur peut atteindre quelques décimètres voire inexistante en cas d'érosion.

HORIZON B

C'est l'horizon d'accumulation, ou l'horizon de l'encroûtement proprement dit. Son épaisseur varie de quelques décimètres jusqu'à plusieurs mètres. Il comprend souvent :

- Une dalle compacte ayant une épaisseur moyenne d'environ 20 (cm).
- Une croûte pouvant atteindre une épaisseur de 2 (m).
- Une zone nodulaire .

HORIZON C

Cet horizon est représenté par le matériau d'origine dans lequel on rencontre quelques nodules. L'enrichissement en calcaire est faible.

II-5/ CLASSIFICATION DES ENCROUTEMENTS CALCAIRES

La classification de RUELLAN(1970) établie pour les encroûtements du Maghreb, semble avoir un caractère relativement universel, puisque elle est très voisine de celle de NETTERBERG établie à partir des études faites en Afrique du sud, en Australie et au Texas (USA).

RUELLAN(1970) propose trois grandes catégories:

1) Distributions diffusées

La teneur en carbonates est très faible (<40%), le calcaire n'est pratiquement pas visible à l'œil nu.

2) Concentrations discontinues

La teneur en carbonates devient plus élevée (entre 40% et 60%). Les concentrations de calcaire se présentent sous la forme de nodules durs de un à quelques centimètres cubes, ou sous forme d'amas friables tend vers le blanc.

3) Concentrations continues

La teneur en carbonates s'élève jusqu'à plus de 60% la concentration devient continue. Il s'agit des encroûtements calcaires proprement dits.

II-6/ REPARTITION DES ENCROUTEMENTS CALCAIRES EN ALGERIE ET DANS LE MONDE

Les encroûtements calcaires se trouvent essentiellement dans les régions semi-arides à arides et dont les reliefs sont relativement plats.

la figure (2) représente la répartition des encroûtements calcaires en Algérie.

Les encroûtements calcaires recouvrent presque 50% de la superficie du nord du pays.

La figure (3) montre la répartition des encroûtements calcaires à travers le monde.

II-7/ GRANDS ENSEMBLES GEOLOGIQUES DE SECTEURS ETUDIÉS (La région Algéroise)

II-7-1/ Généralités

La région d'Alger peut-être subdivisée en de grands ensembles identifiés par des caractéristiques morphologiques et géologiques spécifique .Fig. (4)

II-7-2/ Le massif de la BOUZAREAH ou massif d'Alger

Selon une direction Est Ouest, il s'étend sur une longueur de 20 Km et sa largeur maximale est de 6 Km.

II-7-3/ Le Sahel d'Alger

Il englobe tout les petits reliefs qui s'étend entre le massif de la Bouzareah (au nord) et les rives gauche de l'Oued El-Harrach (au sud et au sud-est) et droite de l'Oued Mazafran (au sud-ouest).

Il y est trois parties principales :

- Le Sahel d'Alger essentiellement marneux d'âge plaisancien .
- Le plateau molassique d'Alger
Sur lequel sont construit les quartiers d'El-Biar, Ben Aknoun, Hydra, El Mouradia, Birmandreis, et de la place de premier Mai . Ce plateau est limité par de grandes falaises comme celles de Hamma et de Télémy (qui résulte d'une érosion naturelle) et celles de Hydra et de Birmandreis (conséquentes à l'ouverture d'axes routiers ou qui sont d'ancien front de taille de carrière de tuf) .
- Le piémont sud de Sahel, former de dépôt argilo-caillouteux du comblement de la Mitidja.

II-7-4/ La plaine littorale orientale

Elle se développe entre la mer (au nord-est), la corniche molassique du Hamma et du mémorial du martyr (au sud-ouest), la place du premier mai (au nord-ouest) et la rive gauche de l'oued El-Harrach (au sud-est).

II-7-5/ Le cordon littoral dunaire

- Entre la rive droite de l'oued El-Harrach et Bordj El Kiffan .
- A l'ouest de Ain-Benian jusqu'à Zeralda ou il forme des piémonts de Sahel marneux.

II-7-6/ La plaine de la Mitidja

Dans la zone septentrionale de la plaine de la Mitidja s'entendaient de grands marécages (jusqu'au début du XX siècle).

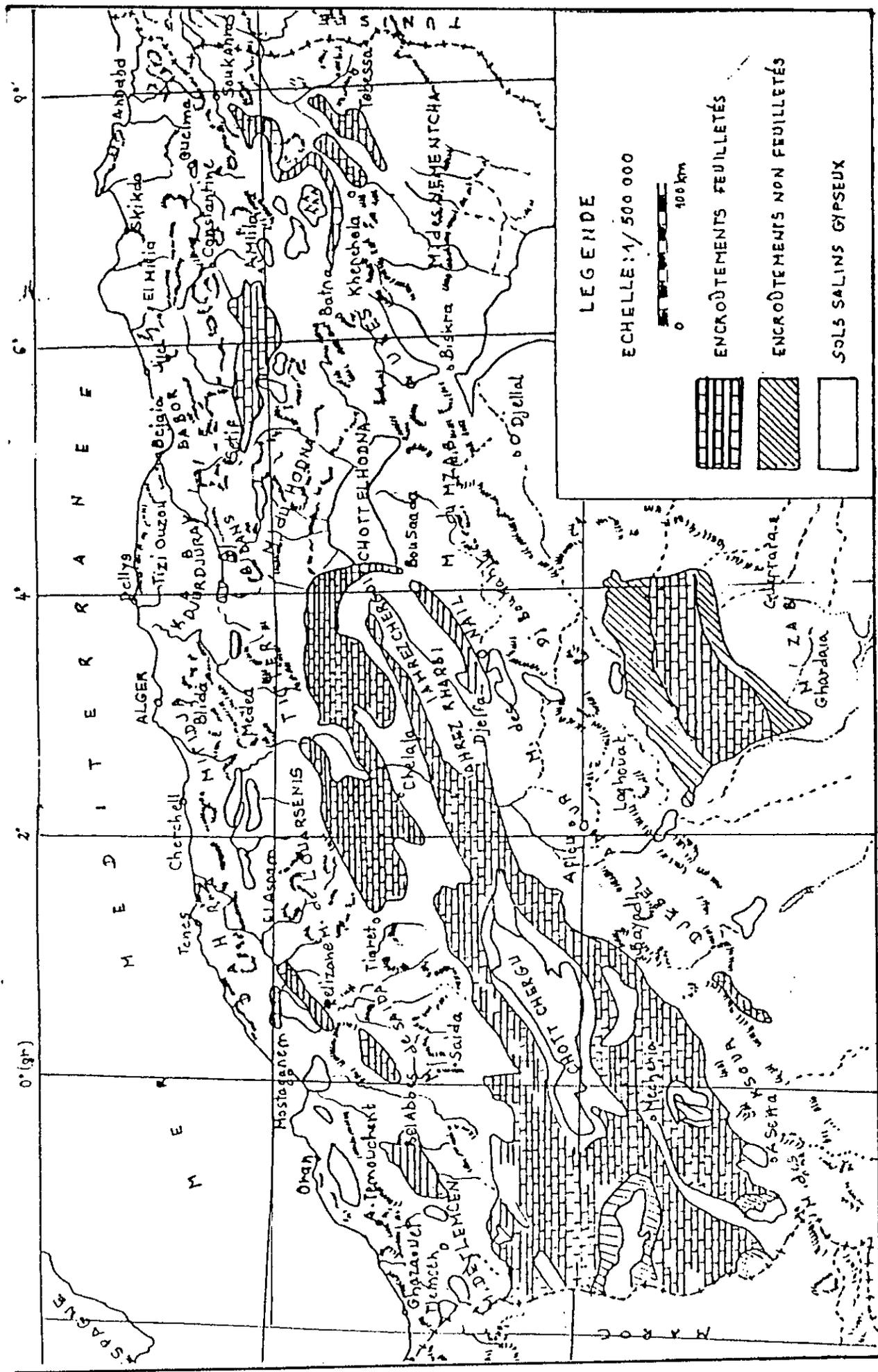
II-8/ APERCU CLIMATOLOGIQUE

La carte pluviométrique de l'Algérie du nord : Dubief (1963) Voir fig.(5) montre une pluviométrie étalée entre les zones côtières arrosées (hauteur de pluies annuelle supérieures à 600 mm) et les zones sahariennes arides (la hauteur de pluie est inférieure à 100mm).

La subdivision en zones climatiques est liée à l'existence d'encroûtements calcaires et gypseux. Nous distinguerons les différentes zones suivantes :

- Zone I : Méditerranéenne humide $H > 600\text{mm}$
- Zone II : Méditerranéenne sub-humide $350\text{ mm} < H < 600\text{mm}$
- Zone III : Semi-aride ou steppique $100\text{ mm} < H < 350\text{ mm}$
- Zone IV : Aride ou désertique $H < 100\text{ mm}$

Fig (2) : Répartition des encroûtements calcaires en Algérie



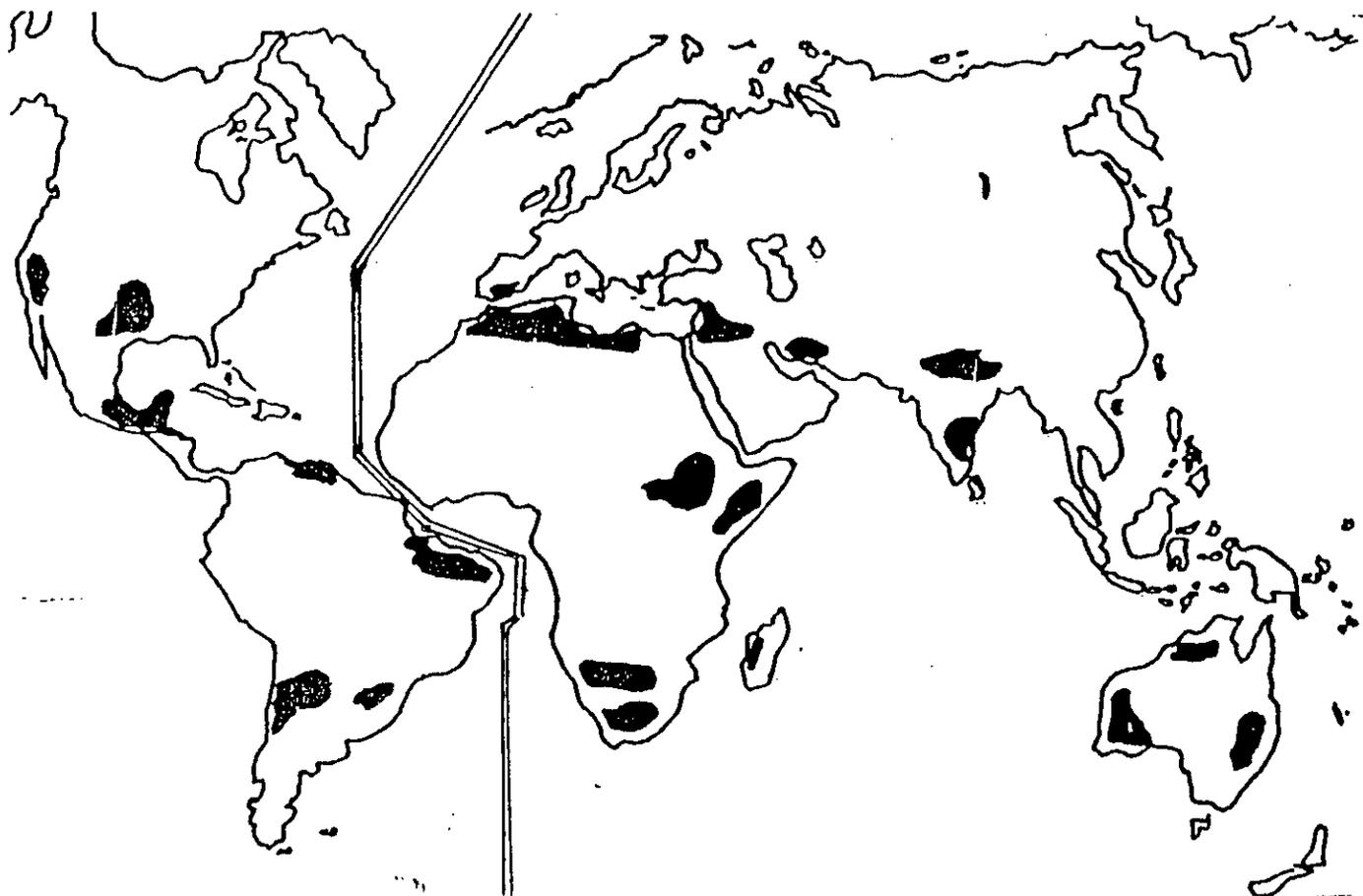


Fig. (3) : Répartition des encroûtements calcaires dans le monde

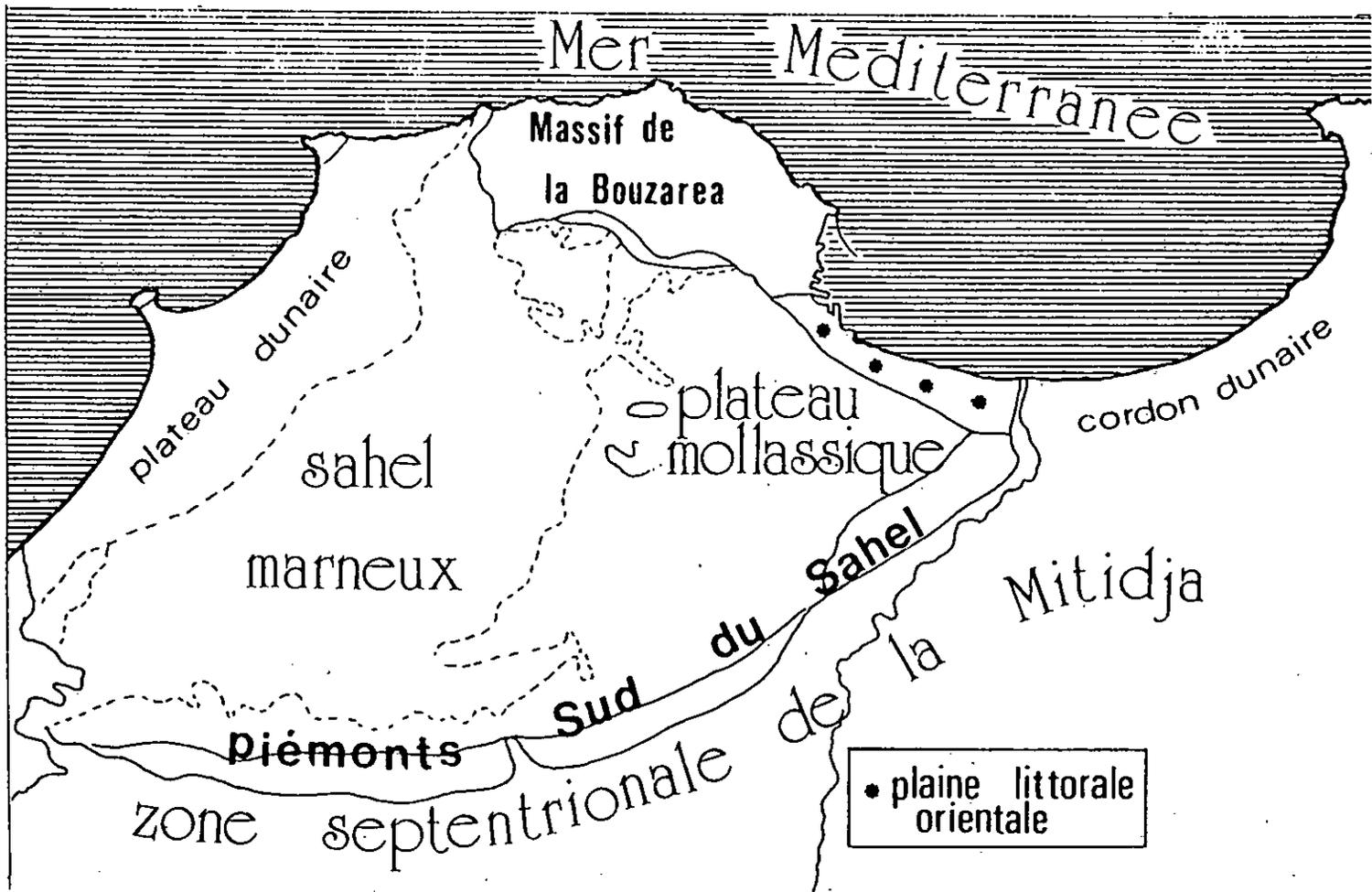
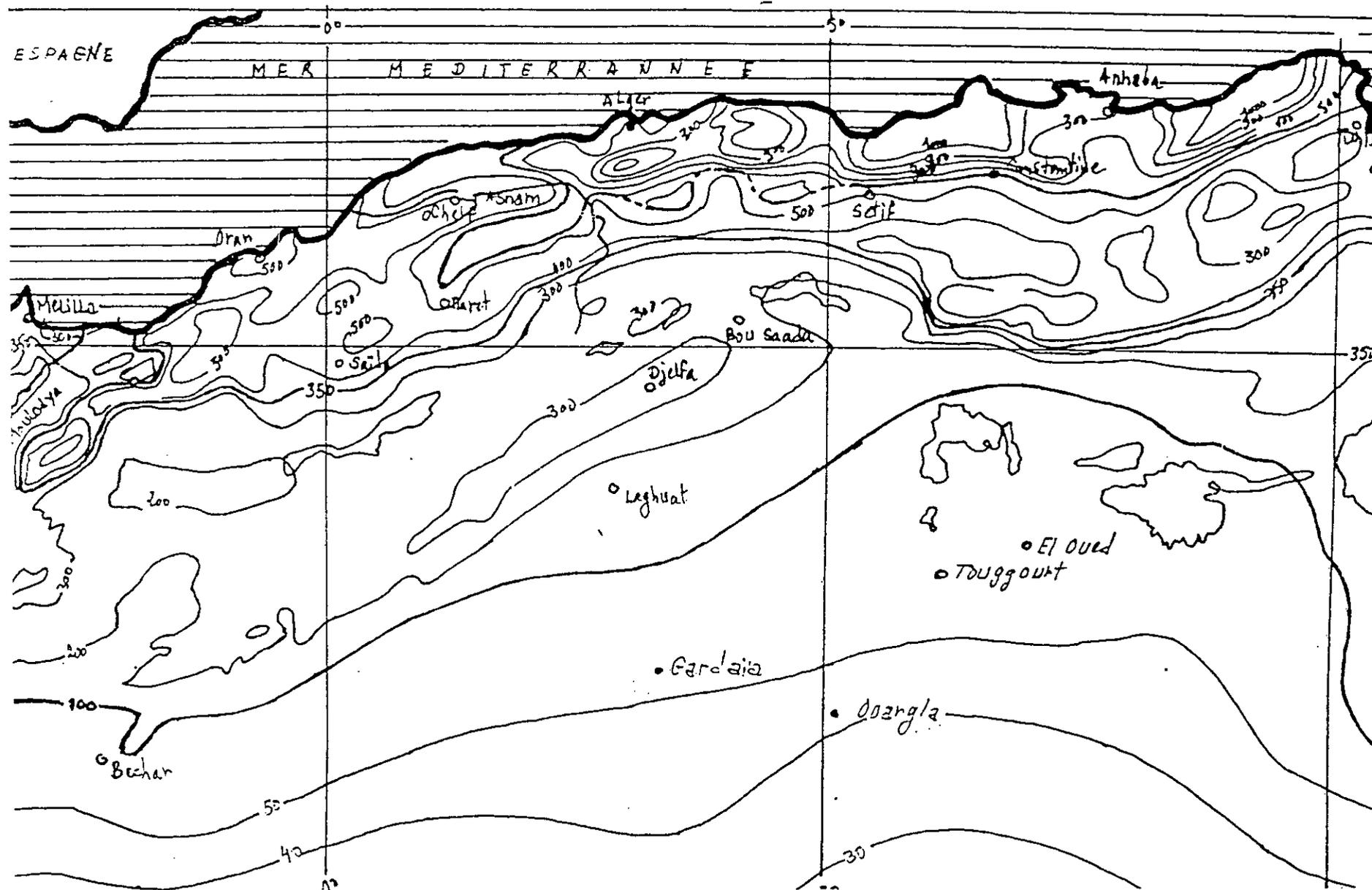


Fig. (4) : Géologie de la région d'Alger

Fig (5) : Carte pluviométrique de l'Algérie du nord

ECHELLE : 0 10 20 Km



CHAPITRE III

ESSAIS D'IDENTIFICATION

III/ LES ESSAIS D'IDENTIFICATION

III-1/ INTRODUCTION

Nous avons présenté dans le chapitre précédent une étude géologique basée essentiellement sur la description morphologique des différents types d'encroûtements. Mais pour qu'on puisse mieux cerner leurs caractéristiques physiques et mieux les définir, une identification géotechnique s'avère nécessaire et ça à travers les essais de laboratoire.

Nous avons soumis notre échantillon aux essais suivants.

III-2/ L'ANALYSE GRANULOMETRIQUE

La granulométrie est caractérisée par la distribution dimensionnelle des éléments. Elle est déterminée par l'essai granulométrique dans lequel on mesure les refus à travers une série de tamis à maillage carré.

Les résultats sont présentés sous forme d'une courbe dite « Courbe granulométrique » en portant en abscisse les dimensions des grains en échelle logarithmique et en ordonnée le pourcentage en poids des passants à une maille donnée.

III-3/ L'EQUIVALENT DE SABLE

C'est un essai qui permet la détermination du degré de pollution d'un sable.

Cet essai n'a que peu de signification lorsqu'il est réalisé sur la totalité de la fraction 0/50mm du matériau, la teneur en élément <0.08mm de cette fraction peut en effet atteindre 80% ce qui renseigne peu considérablement la valeur de l'équivalent de sable.

Pour cette raison nous avons effectué l'essai sur un échantillon dont on a ramené la teneur en fine à 10%.

On désigne par ES (équivalent de sable) qui nous permet de vérifier la présence ou non d'éléments nocifs (tel que les argiles et les limons) pour qu'on puisse estimer la propreté du matériau.

III-4/ ESSAI AU BLEU DE METHYLENE

L'essai au bleu a pour but de déterminer l'activité globale de la fraction argileuse. Il est réalisé sur la fraction 0/2mm.

Cet essai, a été peu appliqué aux matériaux d'encroûtement, serait peut-être le mieux adapté pour évaluer l'activité des fines et déterminer la présence d'argile plastique

Tableau (1) : Valeurs du bleu de méthylène pour les sables

VB < 0.2	Matériau propre
0.2 < VB < 0.5	Matériau légèrement pollué
0.5 < VB < 1	Matériau pollué
VB > 1	Matériau très pollué

III-5/ ESSAI PROCTOR MODIFIE

Le compactage est l'ensemble des opérations mécaniques qui conduisent à accroître la densité en place d'un sol.

Cet essai a pour but de déterminer pour un compactage d'intensité donnée, la teneur en eau à laquelle doit être compacté un sol pour obtenir la densité sèche maximale.

L'essai consiste à compacté dans un moule, suivant un mode opératoire bien défini une série d'échantillons identiques représentatifs du sol et préalablement imbibés à des teneurs en eau croissantes.

L'essai fournit une série de couples de valeurs (γ_d, ω) que l'on porte sur un graphique.

La courbe obtenue est appelée diagramme Proctor.

Le maximum de cette courbe correspond à une teneur en eau qui permet d'obtenir un serrage optimal de squelette solide, c'est ce qu'on appelle « OPTIMUM PROCTOR MODIFIE ».

III-6/ ESSAI CBR (INDICE PORTANT CALIFORNIEN)

L'essai CBR permet de définir pour les sols à vocation routière un indice purement empirique dit « indice portant » qui permet de dimensionner le corps de chaussée en fonction des sollicitations supportées par cette dernière.

L'essai consiste à poinçonner par un piston deux séries d'échantillons préalablement compactés. La première série est soumise à l'imbibition pendant 4 jours, la deuxième série est poinçonnée immédiatement après compactage.

L'indice portant (CBR) est un nombre sans unité exprimant un pourcentage, c'est le rapport de la pression obtenue sur l'échantillon à la pression obtenue sur un terrain de référence.

Le poinçonnement étant identique dans les deux cas.

$$I_{\text{CBR}} = \frac{P(2,5\text{mm}) \cdot 100}{70}$$

$$I_{\text{CBR}} = \frac{P(5\text{mm}) \cdot 100}{105}$$

Où les valeurs 70 kg/cm² et 105 kg/cm² sont les pressions de référence pour des enfoncements correspondant à 2.5mm et 5mm.

L'indice CBR (I_{CBR}) est la plus grande valeur des deux rapports.

III-7/ RESISTANCE A LA COMPRESSION SIMPLE

L'essai de compression simple consiste à fabriquer des éprouvettes de petites ou moyennes tailles ($\phi = 50 \text{ mm}$, $H=100 \text{ mm}$).

L'éprouvette est placée verticalement entre les deux plateaux d'une presse hydraulique, elle sera ensuite soumise à une force croissante par montée du plateau inférieur jusqu'à la rupture des éprouvettes.

Les éprouvettes sont confectionnées à partir des passant du tamis 5mm avec les caractéristiques de l'optimum Proctor modifier (OPM), puis elles sont séchées à l'étuve jusqu'à l'obtention d'une teneur en eau voisine de zéro.

La résistance à la compression simple est obtenue à partir de la formule suivante :

$$R_c = \frac{F}{S}$$

avec :

F : la force exercée en Newton.

S : la surface de la section de l'éprouvette (cm²)

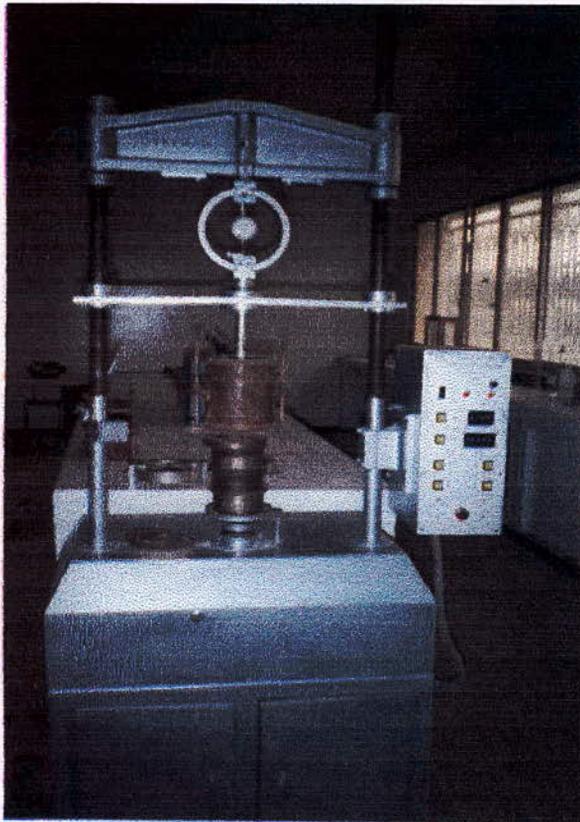


Photo 1

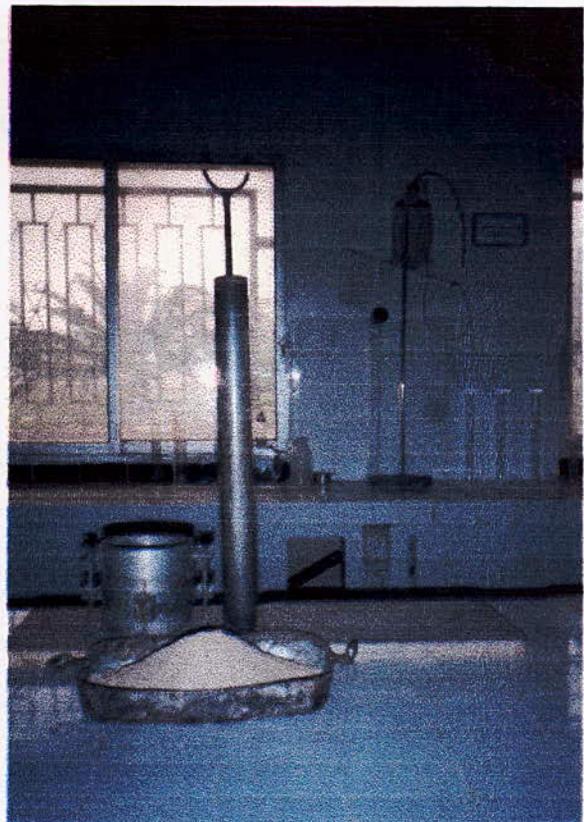


Photo 2

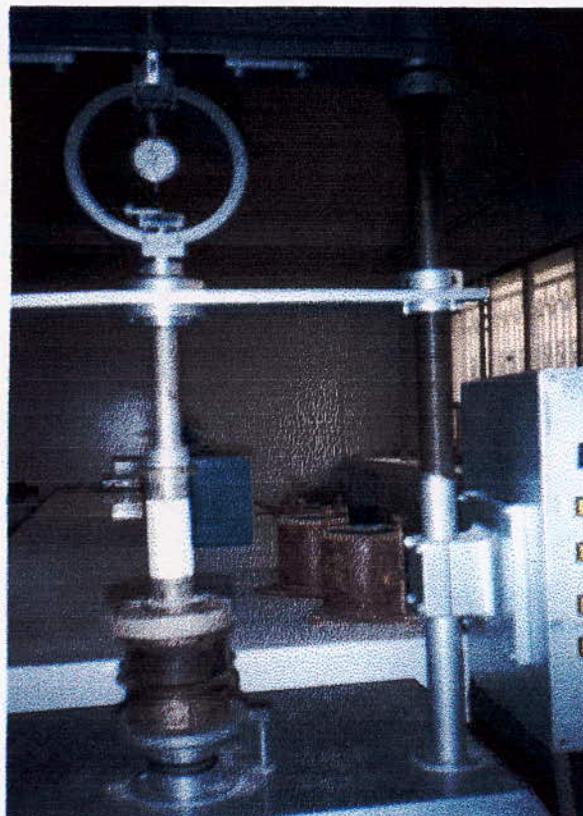


Photo 3

- Photo 1 : Essai CBR (poinçonnement)
- Photo 2 : Essai Proctor
- Photo 3 : Essai de compression simple

III-9/ RESULTATS DE L'IDENTIFICATION

Le tableau suivant résume les résultats de l'identification réalisée sur notre tuf :

Tableau (3) : RECAPITULATION DES RESULTAS D'IDENTIFICATION

TYPE D'ESSAI	RESULTATS OBTENUS
GRANULOMETRIE	% < 2mm = 70.66% % < 80 μ m = 20.9% .
EQUIVALENT DE SABLE	ES = 71.48
VALEUR DU BLEU DE METHYLENE	VB = 0.15
PROCTOR MODIFIE	$\omega_{OPM} = 12\%$ $\gamma_d = 1.88 \text{ t/m}^3$
CBR IMBIBE	55 c/c $I_{CBR} = 71.50$ 25 c/c $I_{CBR} = 56.20$ 10 c/c $I_{CBR} = 17.50$
CBR IMMEDIAT	55 c/c $I_{CBR} = 100$ 25 c/c $I_{CBR} = 65.70$ 10 c/c $I_{CBR} = 31.50$
RESISTANCE A LA COMPRESSION	22 bars pour $\omega = 100\%$ OPM 16 bars pour $\omega = 97.5\%$ OPM 13 bars pour $\omega = 95\%$ OPM
ANALYSE CHIMIQUE SOMMAIRE	Taux de $\text{CaCO}_3 = 87.17\%$ Taux de silice = 1.22 % Taux de silicates = 9.78 %

III-10/ INTERPRETATION DES RESULTATS D'IDENTIFICATION

• L'ANALYSE GRANULOMETRIQUE

L'allure de la courbe (fig. 6), montre l'existence des éléments de différents diamètres, le pourcentage des éléments < 0.08 mm est de 21%, et les inférieurs à 2 mm est de 70.66%. Après avoir comparé ces résultats au tableau de la classification des sols grenus nous avons trouver que notre matériau est un sable tuffeux. (Annexe)

• EQUIVALENT DE SABLE

Cet essai a donné un pourcentage de 71% ce qui signifie que notre matériau est propre qui ne contient pas des éléments nocifs tel que les argiles.

Pour confirmer ou infirmer le résultat obtenu par cet essai nous avons effectué l'essai au bleu de méthylène qui a donné une valeur de 0.15% ce qui justifie que ce tuf est très propre.

• PROCTOR MODIFIE

Dans cet essai nous avons obtenu une densité sèche de 1.88 t/m^3 et une teneur en eau de 12% qui est assez bon pour ce type de matériau, nous constatons :

- * De la forme de la courbe Proctor qui est relativement plate (fig.7), ce matériau nécessitant peut d'énergie pour atteindre les densités exigées.
- * L'eau n'a pas une grande influence sur l'évolution du compactage.

- **CBR :**

Les indices CBR obtenus sont :

Tableau (4) : Résultats de l'essai CBR

I _{CBR}	55 C/C	25 C/C	10 C/C
Imbibé	71.5	56.2	17.5
immédiat	100	65.7	31.5

On peut constater que même après imbibition l'indice CBR reste toujours élevé, ce qui explique que l'eau a une certaine influence sur ce matériau mais demeure toujours très portant.

Voir fig.(8)

- **L'ANALYSE CHIMIQUE**

L'analyse chimique révèle un taux de CaCO₃ égale a 87.17%, cette teneur démontre que notre tuf est dominant par les carbonates de calcium qui est un bon indice de résistance mécanique et l'insensibilité à l'eau.

Le taux de silice et silicate est de l'ordre de 11% ce qui justifie la propreté de ce tuf.

III-11/ UTILISATION DES TUFs DANS LES CHAUSSEES

Les tufs calcaires présentent des caractéristiques géotechniques après compactage et séchage étonnantes. En effet les tufs compactés présentent après séchage des résistances à la compression souvent supérieures à 30 bars et des I_{CBR} (California Bearing Ratio) imbibé supérieur à 50.

Les matériaux à retenir dans la chaussée doivent obéir à des spécifications :

- Fuseau de référence (voir Fig. 9)
- Tableau (5) :Tableau STRUILLOU - ALLOUL

En conclusion, les tufs sont des matériaux plus aux moins friables, à fines carbonatées, choisis selon des règles précises et mis en œuvre par compactage à l'eau, dans des assises de chaussées des zones climatiques subhumides à arides.

III-11-1/ APPLICATION SUR LE TUF ETUDIE

Nous avons soumis notre matériau aux spécifications ci-dessus, la figure (10) montre que la courbe granulométrique de notre tuf n'est pas figurante dans le fuseau de spécification (Famille II).

Pour solutionner ce problème on propose :

- Soit une rectification de la courbe granulométrique entre les diamètres 0.7mm et 8mm ce qui est en pratique très coûteux.
- Soit Stabiliser ce matériau par un ajout de liant hydraulique pour augmenter la résistance à la compression simple et pouvoir l'utiliser en couche de base , ou alors, l'utiliser à son état naturel sans stabilisation en couche de fondation, car même si la courbe granulométrique ne s'inscrit pas entièrement dans le fuseau de référence de la famille II, ce matériau possède une bonne cohésion caractérisée par de bons résultats à la compression simple ainsi qu'un indice portant élevé et ce même après imbibition.

COURBE GRANULOMETRIQUE DU TUF ETUDIE

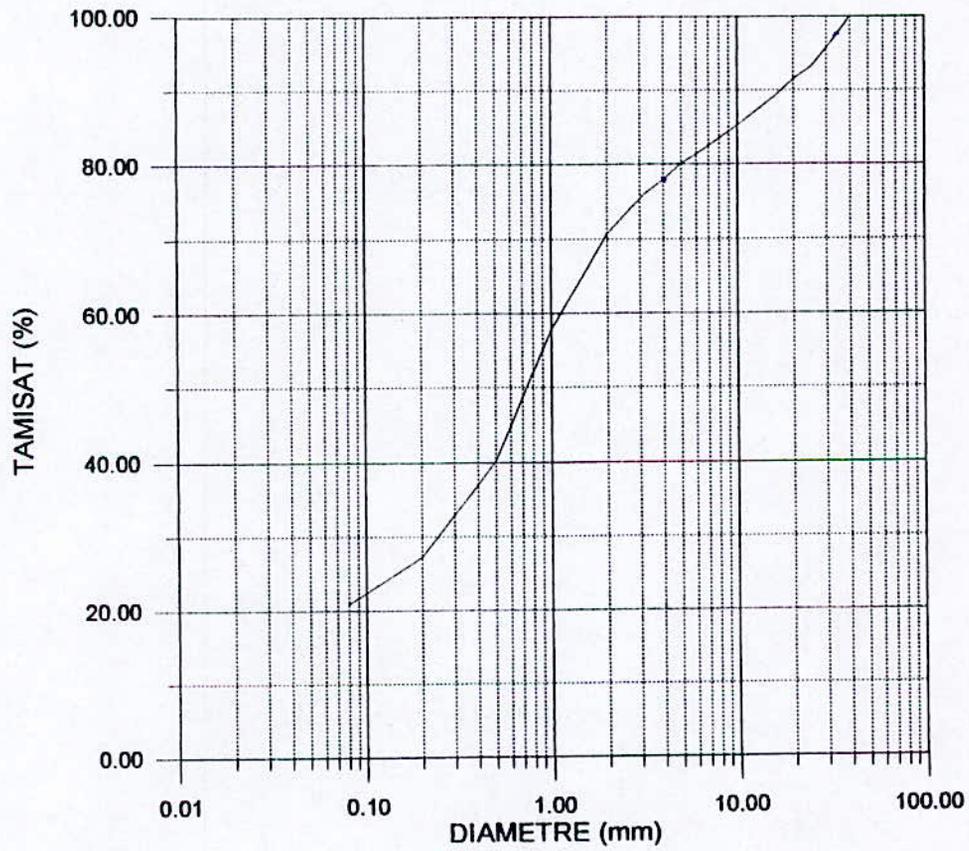


Fig. (6) : Courbe granulométrique

$$OPM \begin{cases} \omega = 12\% \\ \gamma_d = 1.88 \text{ t/m}^3 \end{cases}$$

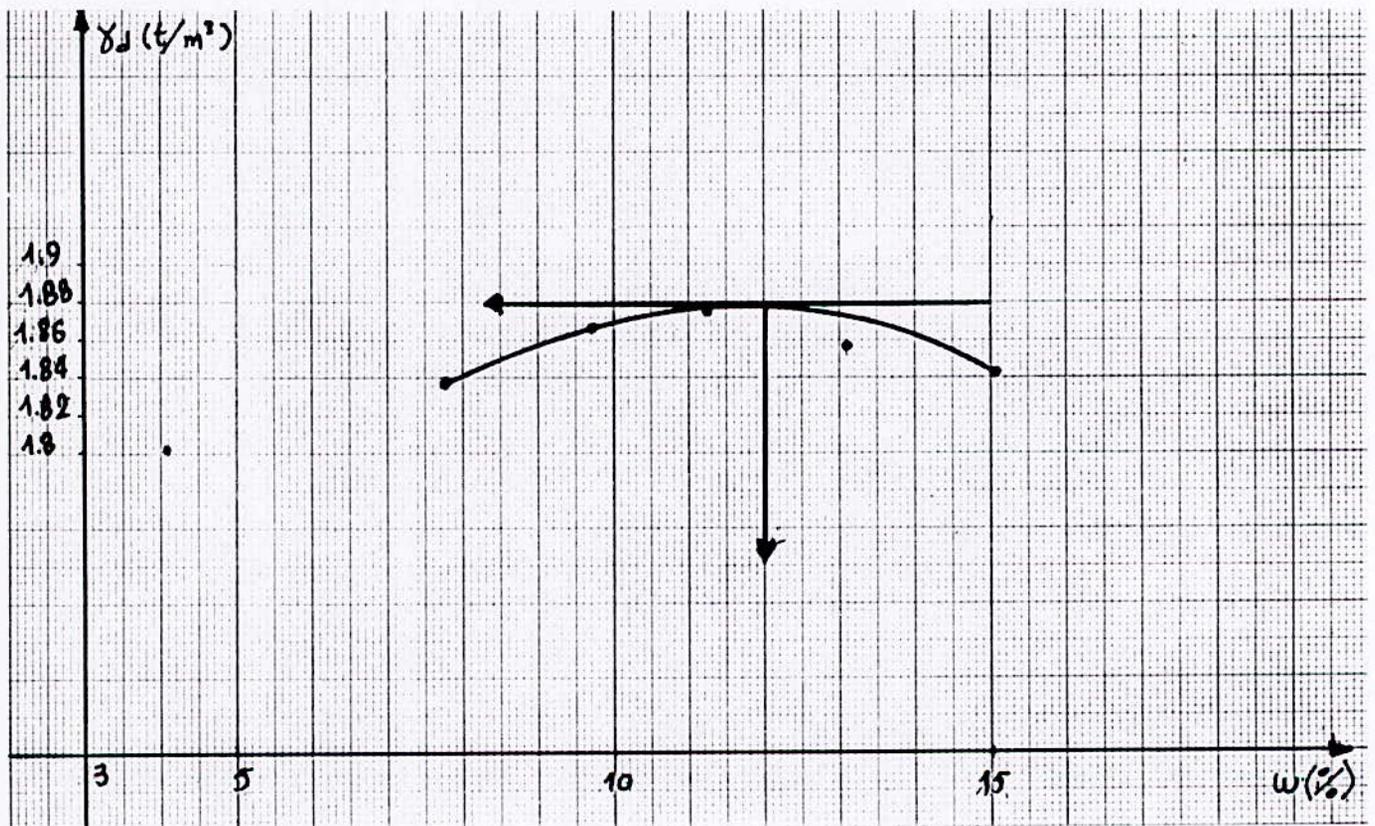


Fig. (7) : Courbe Proctor Modifié

INFLUENCE DE LA TENEUR EN EAU SUR L'INDICE CBR

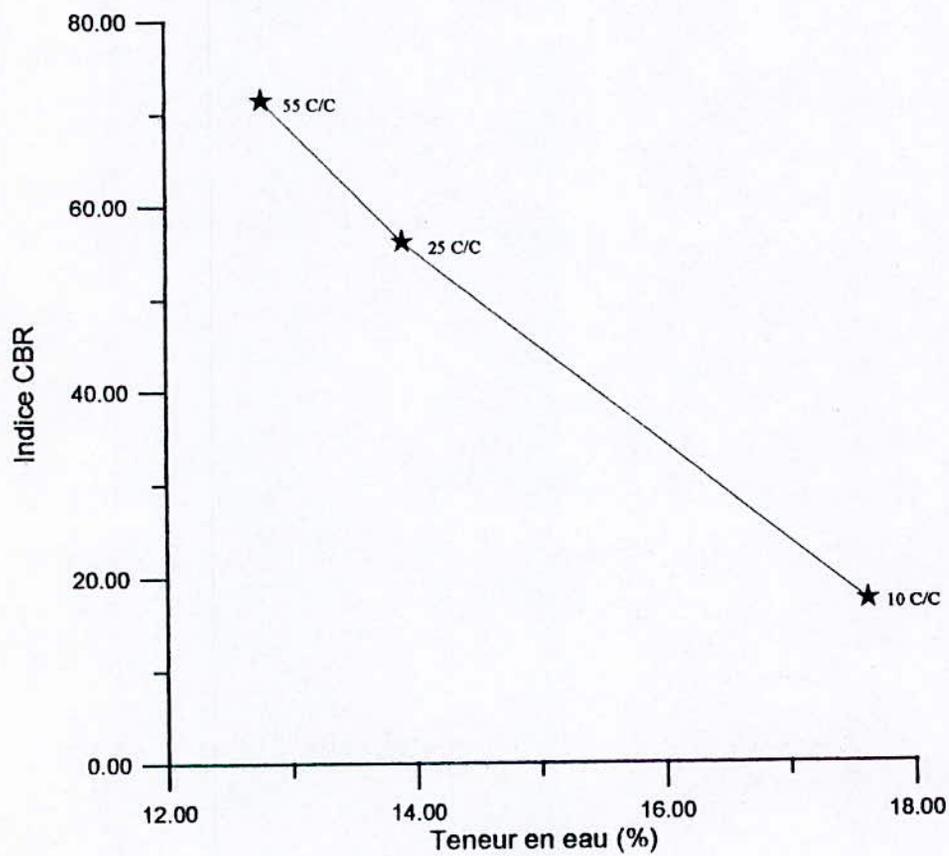
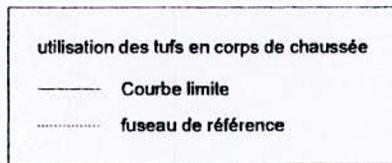


Fig.(8) : Influence de la teneur en eau sur l'indice CBR

UTILISATION DES TUF₃ EN CORPS DE CHAUSSEE



Famille I : Tufs à squelette
 Famille II: Tufs friables
 Famille III: Tufs pulvérulents

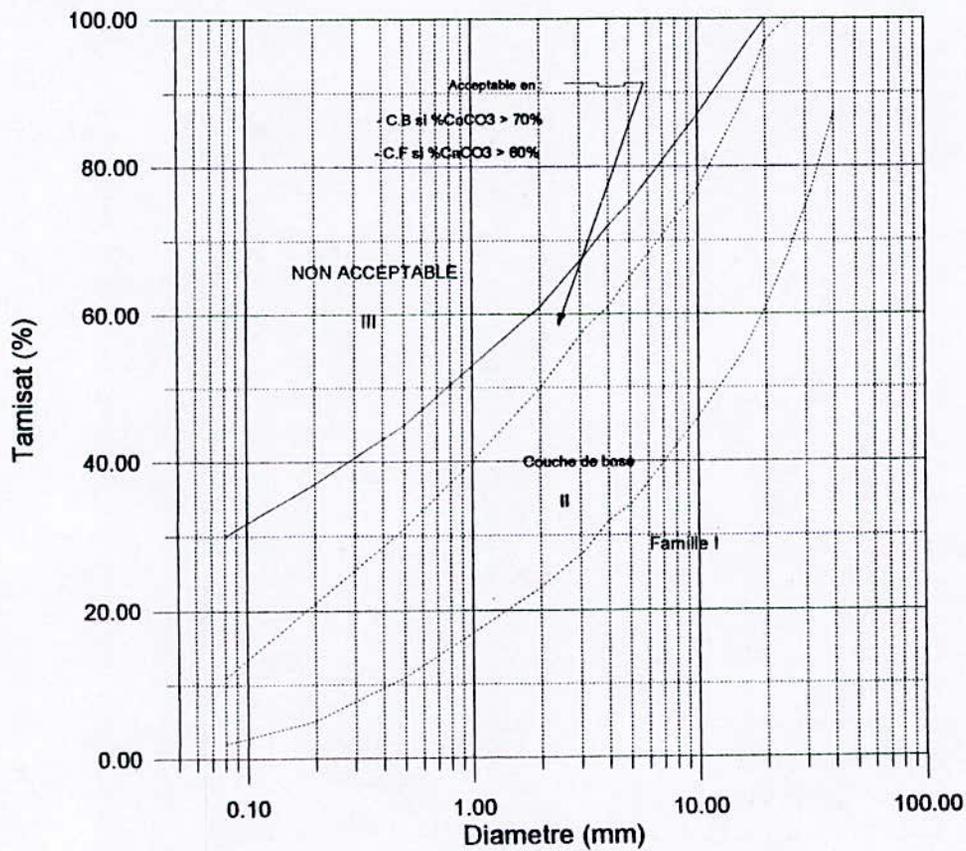
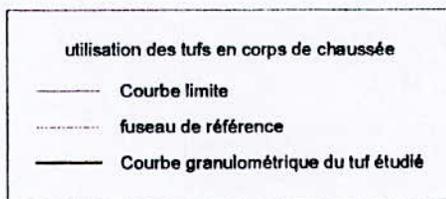


Fig.(9) : Fuseau de référence

UTILISATION DES TUF₃ EN CORPS DE CHAUSSEE



Famille I : Tufs à squelette
 Famille II: Tufs friables
 Famille III: Tufs pulvérulents

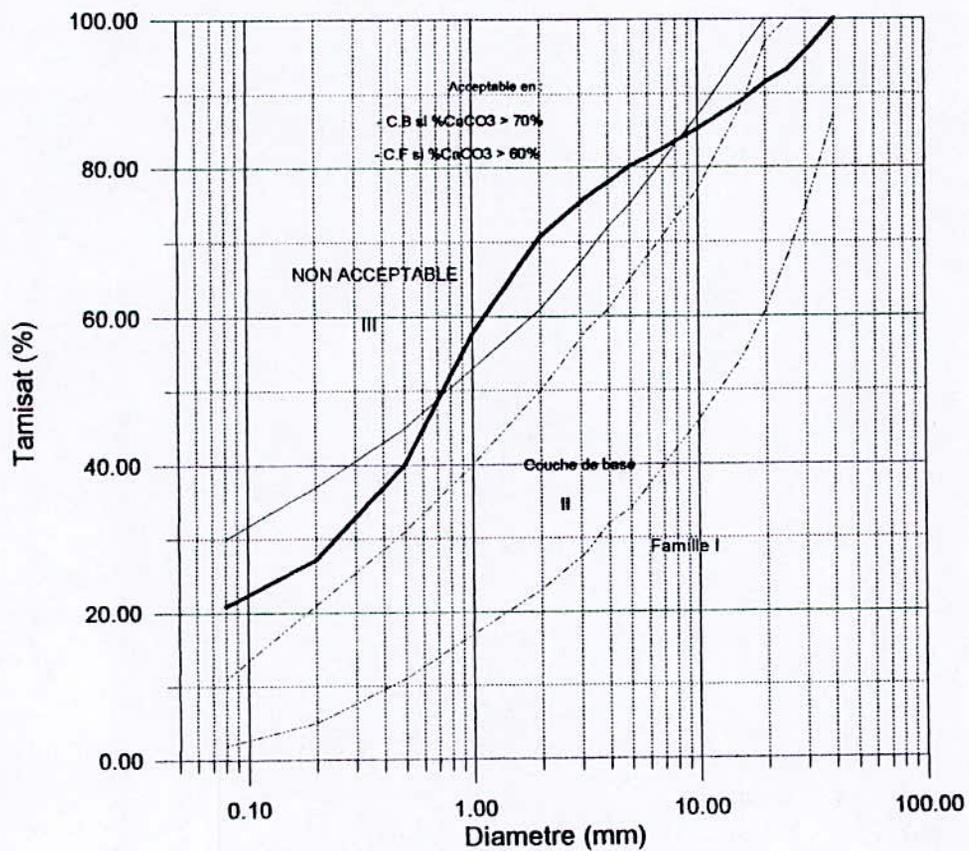


Fig. (10)

Propositions de spécifications pour l'ALGERIE
par STRUILLLOU et ALLOUL

			Poids lourds/jour				
			< 130	130 300	300 600	600 1200	> 1200
Zone II sub- humide H = 350 à 600 mm de pluie par an avec bon drainage exigé	% < 80 μ max.	BF	30	30	30	30	30
	% > 4 mm min.	BF	30	30	30	30	30
	% > 12,5 mm min.	BF	10	10	10	10	10
	L.A. max. sur > 12,5 mm sec	B	100	55	35	\otimes	\otimes
		F	100	100	100	100	100
	IP max. sur < 0,4 mm	BF	10	10	10	10	10
	CBR _e à 4j d'immersion min.	BF	40	70	80	90	100
	% CaCO ₃ min. sur < 1 mm	B	70	70	70	\otimes	\otimes
F		60	60	60	60	60	
% CaSO ₄ max. sur < 1 mm	BF	tr	tr	tr	tr	tr	
Zone III semi- aride H = 100 à 350 mm de pluie par an sans exigence de bon drainage	% < 80 μ max.	BF	30	30	30	30	30
	% > 4 mm min.	BF	30	30	30	30	30
	% > 12,5 mm min.	BF	10	10	10	10	10
	L.A. max. sur > 12,5 mm sec	B	100	100	55	35	\otimes
		F	100	100	100	100	35
	IP max. sur < 0,4 mm	BF	13	13	13	13	13
	CBR _e à 4j d'immersion min.	BF	40	70	80	90	100
	% CaCO ₃ min. sur < 1 mm	B	70	70	70	70	\otimes
F		60	60	60	60	60	
% CaSO ₄ max. sur < 1 mm	BF	5	5	5	5	5	
Zone IV aride H < 100 mm de pluie par an sans exigence de bon drainage	Rc(MPa) min. sur < 5 mm ; ($\gamma_d=0,95 \cdot \gamma_{dOPM}$; 48h à 55°C)	B	2,5	3,0	3,5	\otimes	\otimes
		F	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5
	IPmax sur < 0,4 mm	BF	16	16	16	16	16
	CBR _e à 4j d'immersion min.	BF	30	60	70	80	90
	% (CaCO ₃ +CaSO ₄) min. sur < 1 mm	B	70	70	70	\otimes	\otimes
		F	60	60	60	60	60
% NaCl max. sur < 1 mm	BF	3	3	3	3	3	

Légende : Caractéristiques à viser, si possible, en Algérie pour le choix des tufs d'encroûtements, suivant la zone climatique et le trafic prévu.
 \otimes tufs d'encroûtements déconseillés ; B : pour couche de base ; F : pour couche de fondation ; tr : traces ; Rc (en MPa) : compression simple sur cylindres (5 x 10 cm) séchés 48h à 55°C ; IP : Indice de Plasticité ; granulométrie sous eau après 48h dans l'eau ; compactage CBR à 55 coups/couche à W OPM puis 4j d'immersion ; L.A. (%) : Los Angeles sur granulométrie A.

CHAPITRE IV

ESSAIS TRIAXIAUX

IV/ ESSAI TRIAXIAUX

IV-1/ PRESENTATION DE L'ESSAI TRIAXIAL

Il existe des appareils de compression triaxiale de toutes dimensions.

Certains peuvent atteindre de très grandes hauteurs pour étudier le comportement des graves de grandes dimensions.

IV-2/ APPAREILLAGE

Un appareil triaxial est constitué de deux parties distinctes :

- **La cellule triaxiale**
- **La presse triaxiale**

a) La cellule triaxiale

Une cellule triaxiale classique comportant les éléments suivants :

- La base de la cellule ; elle porte en son centre l'embase inférieure sur laquelle repose l'éprouvette par l'intermédiaire d'une pierre poreuse.
- La partie supérieure de la cellule, comprenant le couvercle, le cylindre en Plexiglas et la couronne.
- Le piston, amovible ou non, permettant l'application du déviateur.
- Les membranes étanches destinées à la protection des éprouvettes.
- Le papier filtre interposé entre l'éprouvette et les pierres poreuses afin d'éviter le colmatage de celle-ci, l'éprouvette étant munie d'un drain latérale.

Voir Fig. (11)

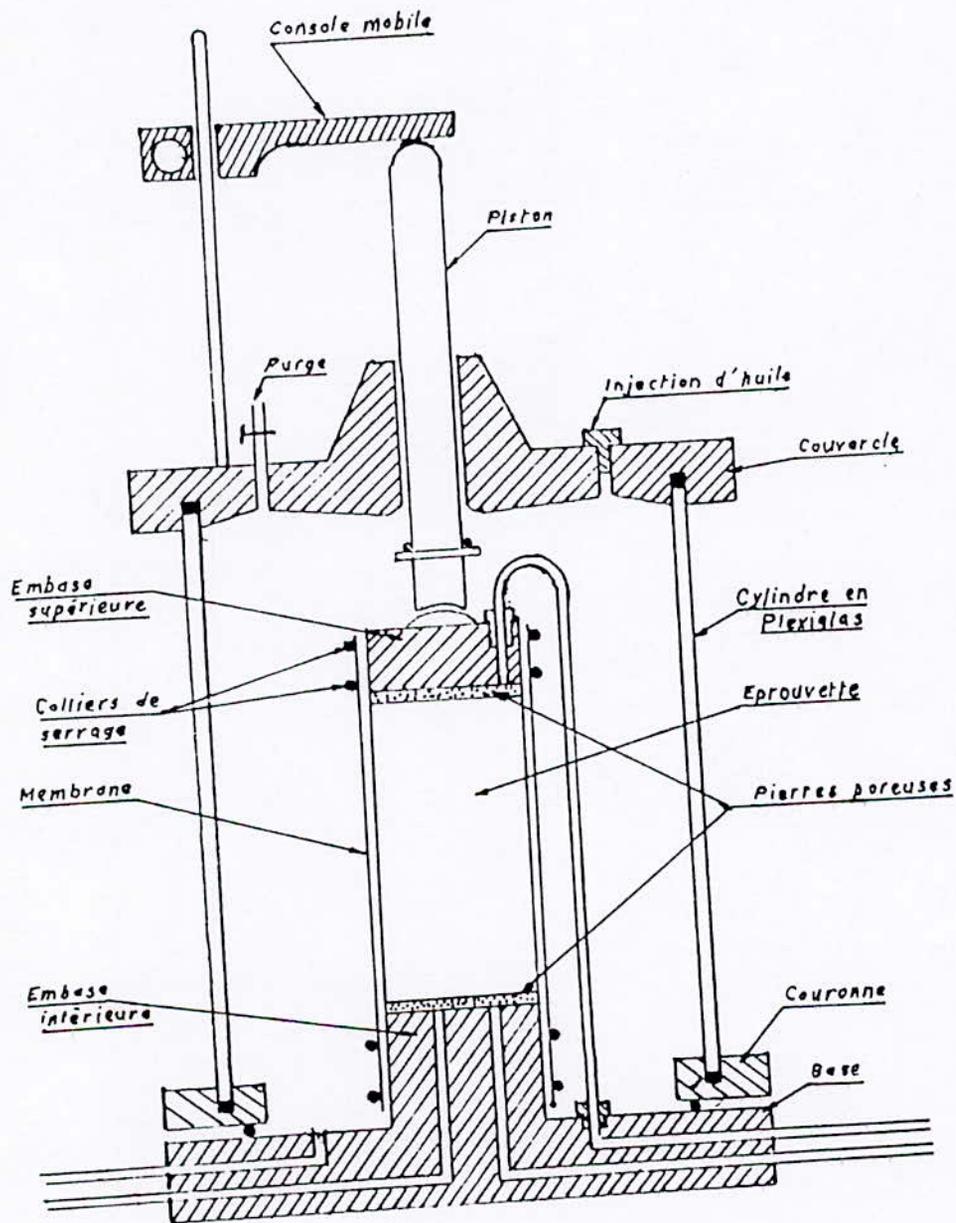


Fig. (11) : Schéma de la cellule triaxiale

b) Presse triaxiale

Les presses utilisées sont des presses mécaniques respectivement de 5 et 10 tonnes permettant d'obtenir une gamme de vitesse très étendues de quelques millimètres à quelques microns par minute.

La cellule triaxiale est placée sur le plateau de presse. Un anneau dynamométrique interposé entre le piston de la cellule et la traverse du portique de la presse permet de mesurer la force de compression axiale appliquée à l'éprouvette.

La précision avec laquelle on obtient la force de compression axiale dépend évidemment de la précision de l'anneau.

IV-3/ PRINCIPE DE L'ESSAI TRIAXIAL

On réalise l'essai triaxial sur des éprouvettes cylindriques d'éclatement voisin de 2 prélevées dans un échantillon du sol à étudier.

Chaque éprouvette est placée dans une cellule où elle est soumise à un champ de contraintes uniforme. Ce champ a pour composantes :

- Une pression hydrostatique σ_3 appliquée par l'intermédiaire d'un fluide (généralement de l'eau), remplissant la cellule.
- Une contrainte axiale ou déviateur ($\sigma_1 - \sigma_3$) appliquée par l'intermédiaire d'un piston. La contrainte axiale totale appliquée à l'éprouvette est dans ces conditions $\sigma_1 = \sigma_3 + (\sigma_1 - \sigma_3)$.

Des pierres poreuses placées aux extrémités de l'éprouvette peuvent être mise en communication avec l'extérieur de la cellule, afin d'assurer le drainage du matériau en court d'essai. Elles peuvent être reliées à un appareil permettant de mesurer la pression dans l'espace interstitiel.

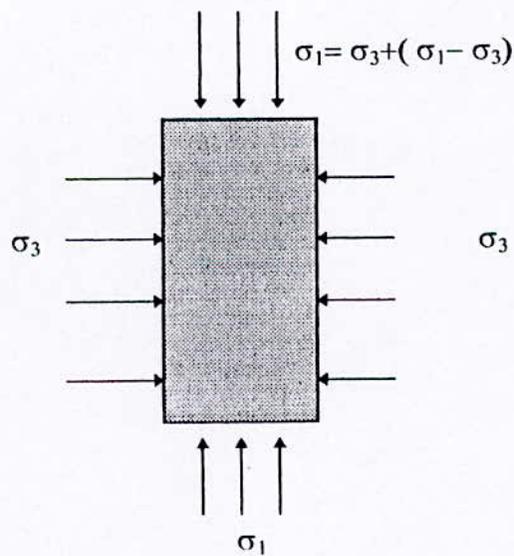
L'essai classique consiste à faire croître le déviateur jusqu'à rupture de l'éprouvette .

La pression hydrostatique étant maintenue constante, l'application du déviateur se fait à vitesse de déformation constante. On relève au cours de l'essai, la courbe-déviateur-déformation et on en déduit, la contrainte σ_1 s'exerçant sur l'éprouvette au moment de la rupture.

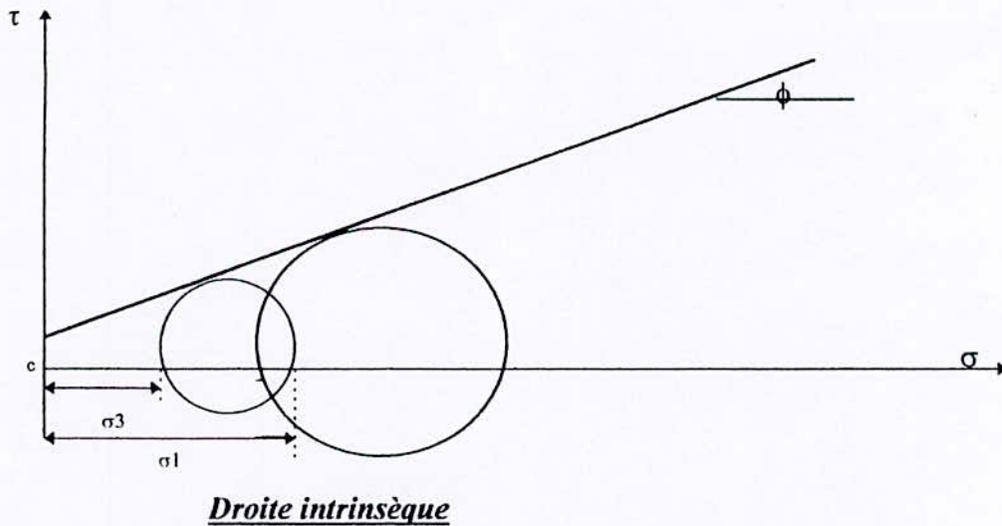
On détermine par des essais sur plusieurs éprouvettes identiques, les contraintes a la rupture pour différentes valeurs de σ_3 et on trace les cercles de rupture correspondants sur un diagramme où les contraintes normales σ sont portées en abscisses et les contraintes tangentielles τ en ordonnées.

L'expérience montre que ces différents cercles ont une enveloppe que l'on peut considérer, en première approximation, comme une droite.

Cette droite est appelé « enveloppe de rupture » ou « droite intrinsèque » est caractérisée par les paramètres C et ϕ .



Contraintes appliquées au cours d'un essai triaxial



IV-4/ PARAMETRES DE RESISTANCES C ET ϕ

Lorsqu'on met l'éprouvette en charge, elle a tendance à subir une certaine variation de volume.

Si le sol est saturé et si le drainage ne peut se produire (circuit de drainage fermé ou vitesse d'application des charges élevée par rapport à la perméabilité du sol), l'eau interstitielle, pratiquement incompressible par rapport à l'ossature des grains, s'oppose à cette variation de volume et se met en pression.

Une fraction des contraintes normale totale σ_1 et σ_3 appliquées à l'éprouvette est alors équilibrée par l'action de l'eau interstitielle U .

Les contraintes appliquées à l'ossature des grains ou contraintes effectives ont alors pour expression :

$$\sigma_1' = \sigma_1 - U$$

$$\sigma_3' = \sigma_3 - U$$

Si par contre, les conditions de drainage sont telles que l'eau interstitielle ne s'oppose pas aux variations de volume de l'ossature des grains (circuit de drainage ouvert et vitesse d'application des charges est suffisamment faible), aucune pression interstitielle ne prend naissance dans l'éprouvette et on a alors :

$$\sigma_1' = \sigma_1$$

$$\sigma_3' = \sigma_3$$

La résistance au cisaillement d'un sol dépend pour une grande part, des contraintes effectives qui lui sont appliquées à l'instant de la rupture. En effet, pour un sol saturé, les paramètres C et ϕ varient dans de larges limites suivant les conditions de drainage et la vitesse de cisaillement.

IV-5/ L'ESSAI CONSOLIDÉ, DRAINE CD

L'éprouvette est consolidée sous la pression hydrostatique σ_3 et cisailée à drainage ouvert sous cette même pression la vitesse de déformation de l'éprouvette au cours du cisaillement est suffisamment faible pour que la pression interstitielle soit nulle à chaque instant. La résistance au cisaillement a alors pour expression :

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

c', ϕ' étant les paramètres de cisaillement drainé se rapportant aux contraintes effectives dans le cas particulier des sols pulvérulents (sables, graves), la droite intrinsèque passe par l'origine et l'on a $\tau = \sigma' \cdot \operatorname{tg} \phi'$.

Dans ce dernier cas, ϕ' dépend alors principalement de la compacité du sol, de la forme et de l'état de surface des grains solides.

IV-6/ ESSAI CONSOLIDÉ NON DRAINE CU

L'éprouvette est consolidée sous la pression hydrostatique σ_3 et cisailée à drainage fermé sous cette même pression.

L'enveloppe des cercles des contraintes à la rupture peut être caractérisée par les deux paramètres c_{cu} et ϕ_{cu} se rapportant aux contraintes totales. En pratique l'essai consolidé non drainé revêt deux aspects :

- Etude la variation de la résistance au cisaillement non drainé du sol en fonction de la pression de consolidation.
- Etude des caractéristiques c' et ϕ' des sols saturés sans avoir recours à l'essai CD, toujours très long lorsque le sol est peu perméable. La méthode consiste à effectuer un essai CU et à mesurer la pression interstitielle au cours du cisaillement. On calcule les contraintes effectives à la rupture au moyen des relations :

$$\sigma_1' = \sigma_1 - U$$

$$\sigma_3' = \sigma_3 - U$$

IV-7/ ESSAI NON CONSOLIDÉ NON DRAINE UU

L'application de la pression hydrostatique σ_3 et le cisaillement sont effectués à drainage fermé. La résistance au cisaillement a alors pour expression :

$$\tau = c_u + \sigma \cdot \lg \phi_u$$

c_u et ϕ_u étant les paramètres de cisaillement non consolidé non drainé se rapportant aux contraintes totales.

Etant un essai rapide, l'essai non consolidé, non drainé s'effectue avec une vitesse de mise en charge grande par rapport à la perméabilité du matériau dans le but d'éviter toute consolidation locale.

IV-8/ LES CRITERES DE RUPTURE

Plusieurs critères de plasticité ont été initialement développés pour les métaux et puis ont été utilisés pour les sols notamment en tant que critères de ruptures.

La fonction de charge est une fonction de l'état des contraintes. Il est commode et utile de la représenter comme une surface limitant un domaine convexe dans l'espace des contraintes.

Si le point représentant l'état des contraintes est situé à l'intérieur du domaine limité par la surface, $f(\sigma) < 0$, les déformations sont élastiques et lorsque le point atteint la surface, les déformations plastiques apparaissent.

a) CRITERE DE COULOMB

Coulomb a proposé en 1773, le premier critère de plasticité en mécanique des sols et ce critère est encore maintenant très utilisé. Il se compose de deux droites dans le plan de Mohr (σ, τ) . L'équation de ces droites :

$$f(\sigma) = \sigma_1 - \sigma_3 - (\sigma_1 + \sigma_3) \cdot \sin \phi - 2 \cdot c \cdot \cos \phi$$

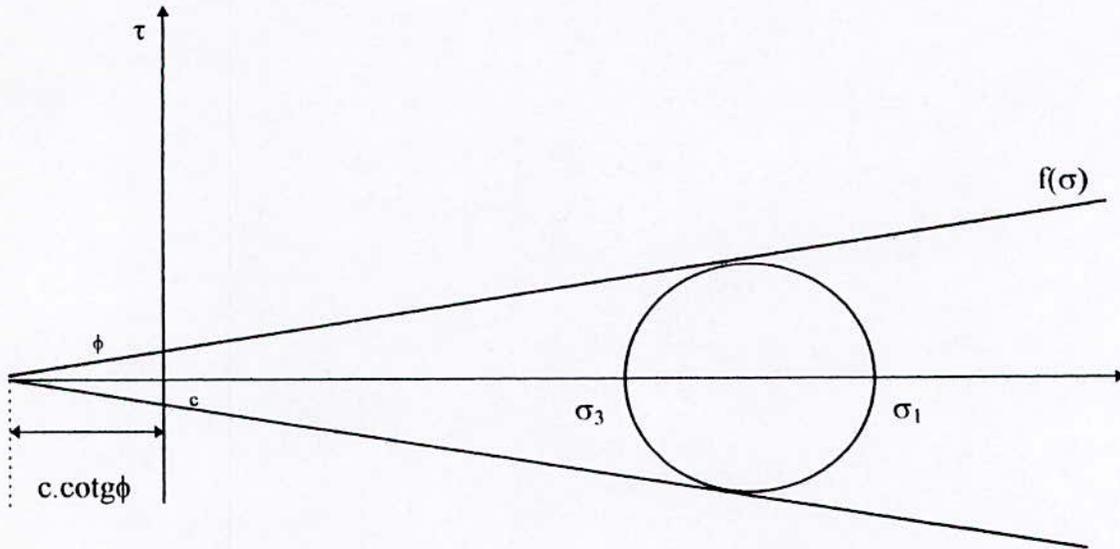
Dans le cas particulier de la mécanique des sols, on utilise plus simplement la relation :

$$\tau = \pm(a + b \cdot \sigma)$$

Coulomb est le premier à avoir proposé la formule utilisée habituellement :

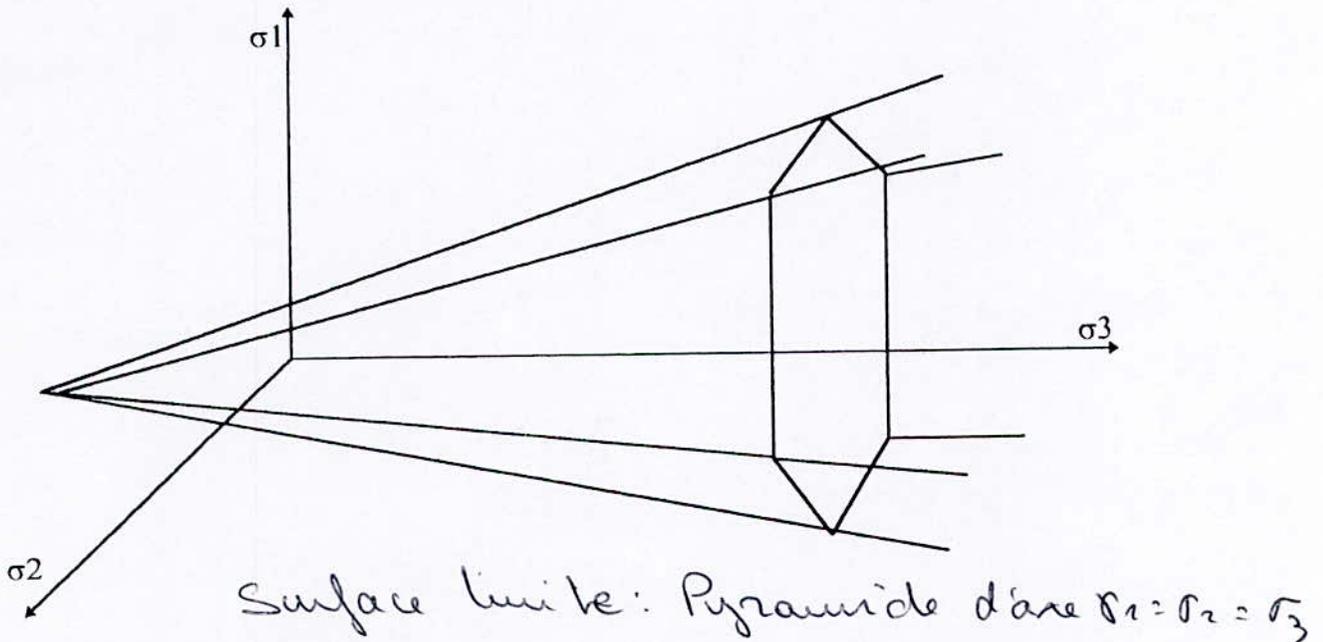
$$\tau = c + \sigma \cdot \lg \phi$$

σ_1, σ_3 sont les contraintes principales extrêmes.
 ϕ l'angle de frottement interne, et c la cohésion.



loi de Coulomb.

Dans l'espace des contraintes $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ la surface définie par la fonction de charge est une pyramide à base hexagonale et d'axe $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$.

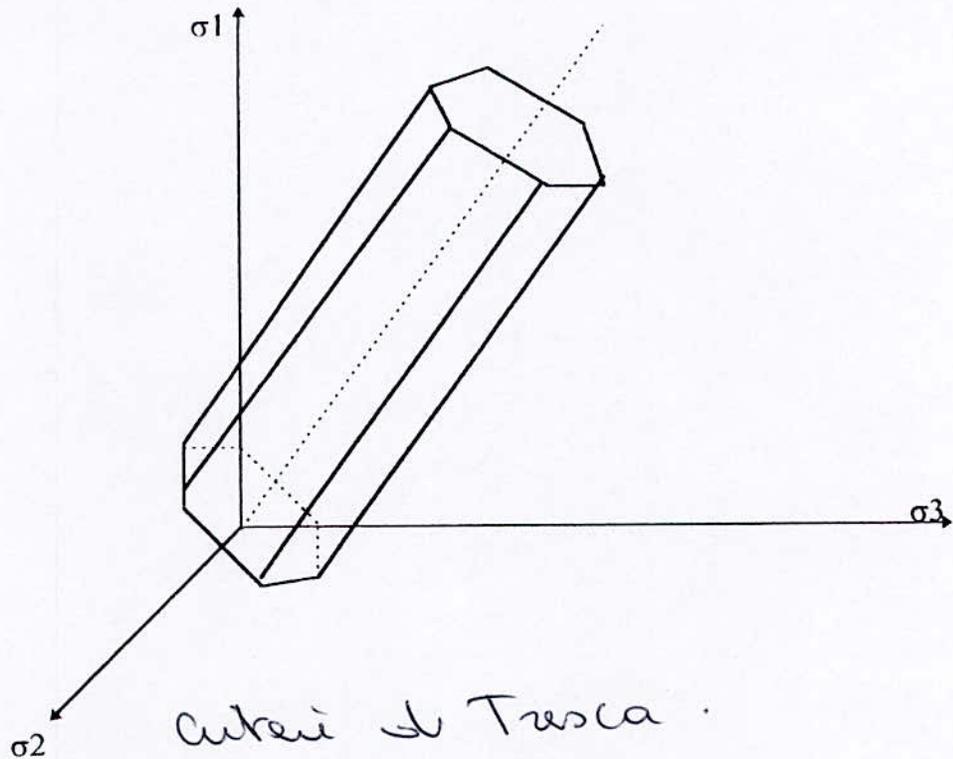


b) CRITERE DE TRESCA

Tresca (1864) après des essais sur du plomb a conclu que la plastification arrive quand la contrainte tangentielle maximale atteint une certaine limite. On peut donc écrire :

$$f(\sigma) = \sigma_1 - \sigma_3 - 2 \cdot k$$

$\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$ et k est une constante (cohésion du sol). On remarque que la contrainte principale intermédiaire ne joue aucun rôle comme dans le critère de Coulomb. Dans l'espace $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ la surface définie par la fonction de charge est un prisme.

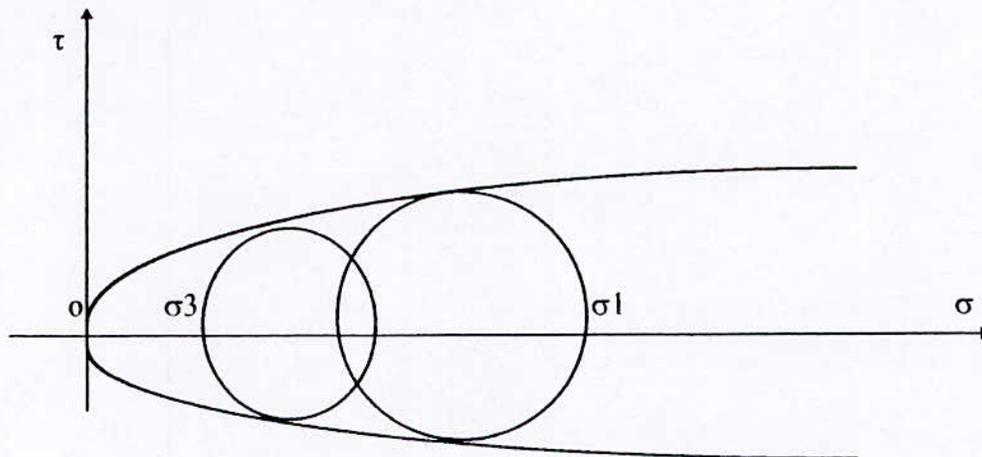


c) CRITERE DE MOHR

Mohr (1900) inspiré par les critères de Coulomb et de Tresca a proposé une généralisation sous la forme :

$$f(\sigma) = (\sigma_1 - \sigma_3) - g(\sigma_1 + \sigma_3) = 0$$

$\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$ et g est une fonction à déterminer expérimentalement. L'équation (1) décrit dans le plan (σ, τ) deux courbes dites courbes intrinsèques du matériau, symétriques par rapport à l'axe des contraintes normales et qui sont tangentes aux cercles de Mohr.



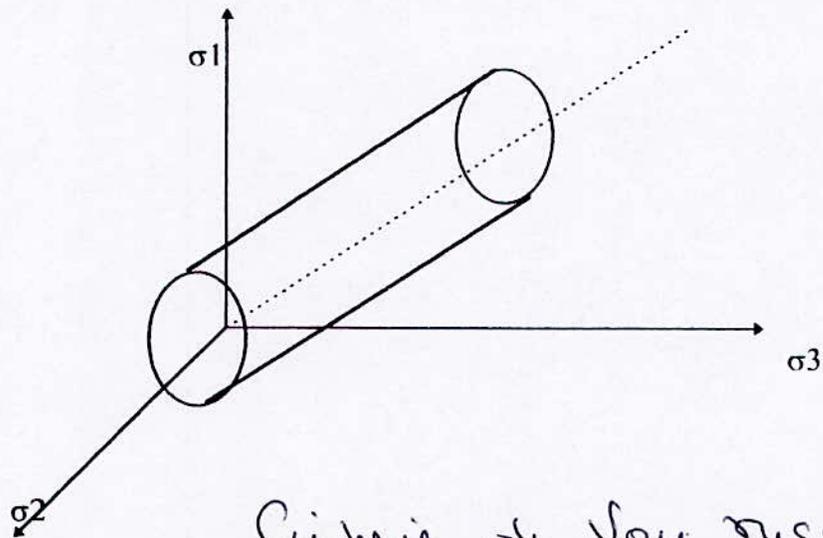
Courbe intrinsèque

d) CRITERE DE VON MISES

Il s'écrit :
$$((\sigma_1 - \sigma_2) + (\sigma_2 - \sigma_3) + (\sigma_3 - \sigma_1))^2 - 2 \cdot k = 0$$

Le critère ne dépend que de l'intensité des différents déviateurs. La pression sphérique ne joue aucun rôle, l'écoulement plastique s'effectue à volume constant.

Dans l'espace $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ la surface définie par la fonction de charge est un cylindre de révolution parallèle à l'axe $(1, 1, 1)$.



IV-9/ ETUDE EXPERIMENTALE

IV-9-1/ PLAN EXPERIMENTAL

Le but des travaux que nous avons mené au laboratoire, en se basant sur les essais triaxiaux a chargement statique, est l'étude de l'influence de la teneur en eau sur les caractéristiques mécaniques des tufs.

VI-9-2/ COMPORTEMENT DES TUFES A L'ESSAI TRIAXIAL A CHARGEMENT STATIQUE

Certes les tufs comme matériaux destinés à la construction routière font l'objet d'essais servant à déterminer leur densité maximale (Essai PROCTOR), et leur résistance au poinçonnement (Essai CBR).

Cependant on peut difficilement prévoir à partir de ces essais leur caractéristiques mécaniques au sens de loi de comportement.

Le triaxial est un appareil très utilisé pour aborder l'étude du comportement des matériaux, car il permet de simuler pratiquement plusieurs chemins de contraintes

Approche expérimentale

Détermination expérimentale des relations de comportement.

Approche théorique

Etude des diverses formes possible pour ces relations du point de vue théorique, c'est à dire indépendamment de la structure.

Pour nous c'est l'approche expérimentale que nous avons abordé. L'étude du comportement consiste à l'analyse d'une réponse due à un chargement dans des conditions bien définies ; teneur en eau, pression de confinement et vitesse de cisaillement .

Cette réponse nous donnera non seulement une idée sur les caractéristiques des tufs à la rupture, mais aussi le comportement au sens relation entre efforts et déformations.

Dans l'étude expérimentale que nous avons mené, les essais sont des essais de compression triaxiales à lignes de drainages ouvertes effectués sur des échantillons partiellement saturés cisailés sous une vitesse de 50 $\mu\text{m}/\text{min}$.

A travers ces essais nous pouvons apprécier le comportement de notre matériau à long terme .

IV-9-3/ MODALITE D'EXECUTION DE L'ESSAI

IV-9-3-1/ ECHANTILLONAGE

Le matériau ramené du site en tas, est étuvé à 105°C pendant 24 heures afin d'éliminer les teneurs en eau résiduelles. Après, on procède à l'opération de quartage pour l'obtention d'échantillon homogène.

L'échantillonnage des tufs joue un rôle important dans les essais triaxiaux car la non homogénéisation rend souvent difficile l'interprétation des résultats.

IV-9-3-2/ CONFECTION DES EPROUVETTES

Les éprouvettes seront reconstituées sur des échantillons remaniés prélevés du gisement de cité Malki - Ben aknoun (Alger).

L'objectif de la confection est de trouver une méthode permettant de réaliser des échantillons homogènes ayant un comportement aussi proche que possible du comportement du matériau en place (mise en œuvre).

Le choix d'une méthode de confection dépend d'une part des équipements disponibles, et d'autre part de l'objectif recherché ainsi que de la précision attendue des essais à effectués. En ce qui nous concerne nous choisirons la reconstitution d'éprouvettes par la méthode de compactage statique par presse.

Les éprouvettes ont été confectionnées avec des caractéristiques proches de celles de l'Optimum Proctor Modifié en utilisant un moule de forme cylindrique ayant pour dimensions une hauteur de 100 mm et un diamètre de 50 mm.
Pour cela on se base aux calculs suivants :

$$\gamma_d = \frac{P_s}{V}$$

tel que :

$$\gamma_d : \text{densité sèche} = 1.88 \text{ t/m}^3$$

$$V : \text{volume du moule} = 196.35 \text{ cm}^3$$

$$\Rightarrow P_s = 369.14 \text{ g} \quad (\text{poids sec de chaque éprouvette confectionnée})$$

P_w : quantité d'eau nécessaire pour avoir la teneur en eau voulue

$$P_w = \omega \cdot P_s$$

Une fois les deux quantités préparées, on humidifie le matériau de telle sorte que le produit eau + matériau soit homogène et on le met dans un sac imperméable pendant 2 heures.

Une fois l'homogénéité atteinte, on a procédé à la confection des éprouvettes par couches minces préalablement avec un précompactage léger, avec un compactage finale assuré par une presse de 30 tonnes ce qui nous a permis d'obtenir un élancement de 2 et la densité choisie.

Le démoulage a été effectué à l'aide d'un piston permettant de pousser l'éprouvette en dehors du moule de confection.

IV-9-3-3/ CONSERVATION

Après l'étape de confection des éprouvettes, intervient la conservation de celles-ci dans un film de silofanne imperméable pour permettre à l'échantillon de garder la teneur en eau choisie lors de la confection, d'autre part cette conservation permet de dissiper le surplus d'énergie localisé dans certaines zones de l'éprouvette.

La durée de la conservation augmente avec l'imperméabilité du matériau.

La conservation des tufs nécessite une période de 3 à 8 jours. (d'après une étude de recherche effectuée par M. H. Ben DHIA « 1983 »)

Le choix de la température est très important, puisque le cisaillement s'effectuera à la même température, généralement les éprouvettes sont conservées à température ambiante.

IV-9-3-4/MONTAGE DES EPROUVETTES :

- Saturation de toutes les conduites de la cellule et des pierres poreuses.
- Montage des éprouvettes muni d'un papier filtre latéral et enveloppée d'une membrane étanche.
- 02 pierres poreuses sont placées aux extrémités de l'échantillon.
- Remplissage de la cellule avec de l'eau désaérée.

IV-9-3-5/ MISE SOUS PRESSION DE CONFINEMENT

Après l'étape de conservation, les éprouvettes seront mises sous des pressions de confinement respectives de 1, 2, 3 bars pendant une durée de 3 jours, à ligne de drainage ouvertes, afin de simuler l'état du matériau en service (état réel).

IV-9-3-6/ CISAILLEMENT

Une fois le temps d'adaptation est atteint, on fait augmenter progressivement la force axiale F jusqu'à obtenir la rupture de l'éprouvette. Cela est réalisé par un enfoncement du piston à vitesse constante avec mesure sur un comparateur de la force axiale F . L'essai est donc effectué à vitesse de déformation axiale constante.

Nous noterons pour chaque $\frac{1}{4}$ de mm une lecture anneau qui nous permettra de déterminer la charge. Un autre comparateur fixé à l'éprouvette nous permettra de noter le déplacement de l'échantillon .

La vitesse utilisée dans tout nos essais est de $50 \mu\text{m}/\text{min}$.

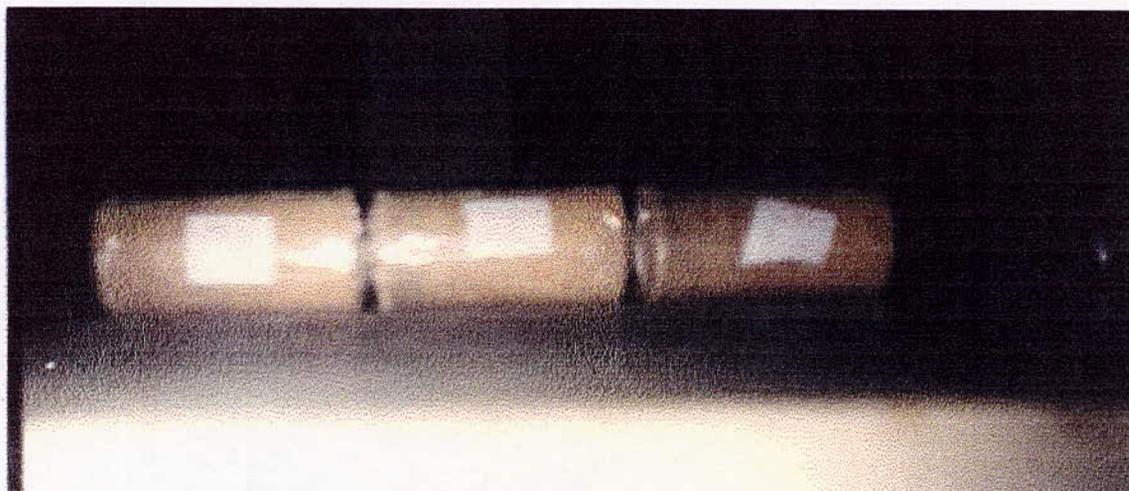


Photo 4 : Eprouvettes en phase de conservation

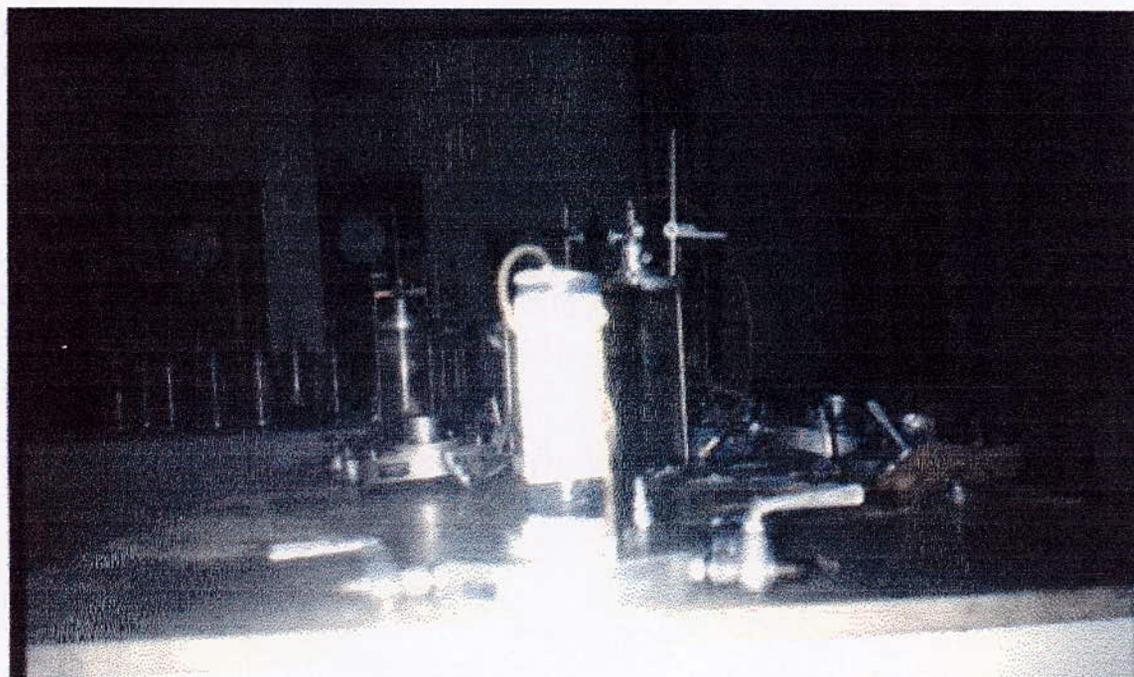


Photo 5 : Eprouvette après conservation

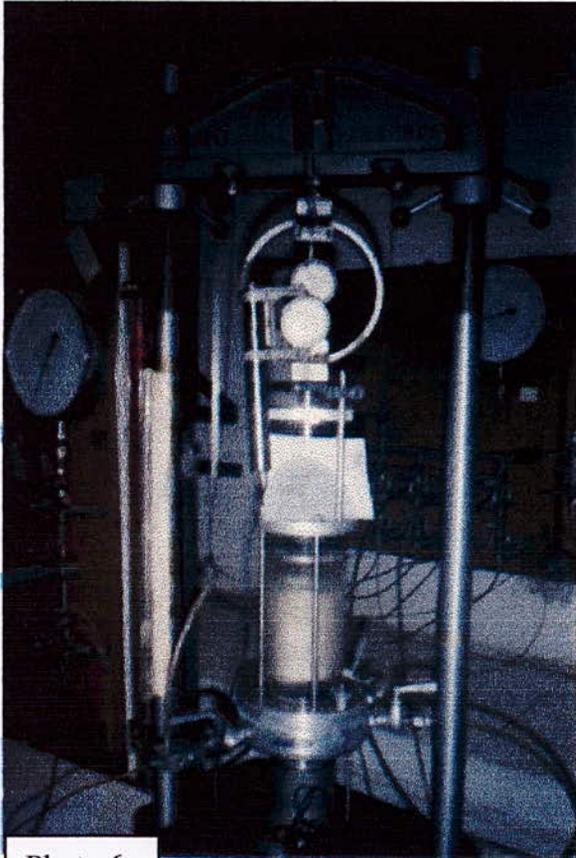


Photo 6

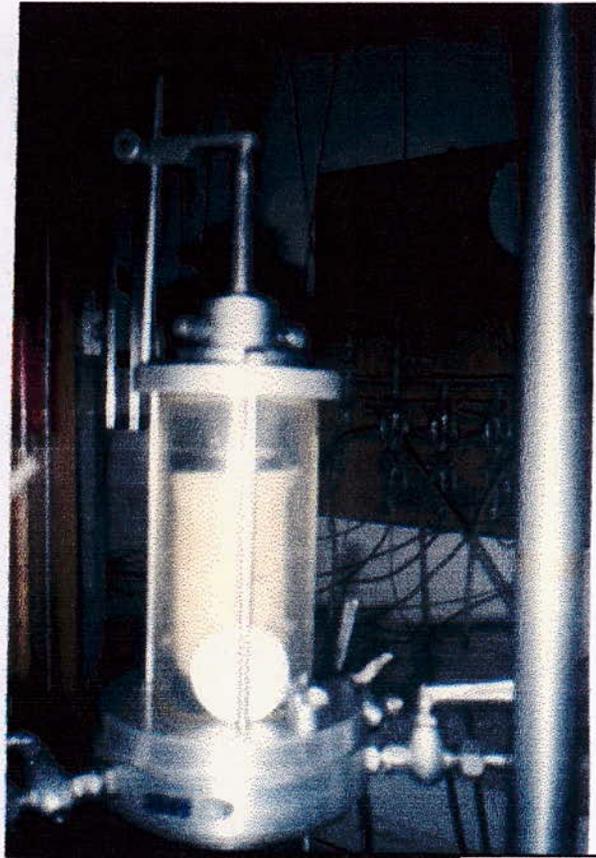


Photo 7

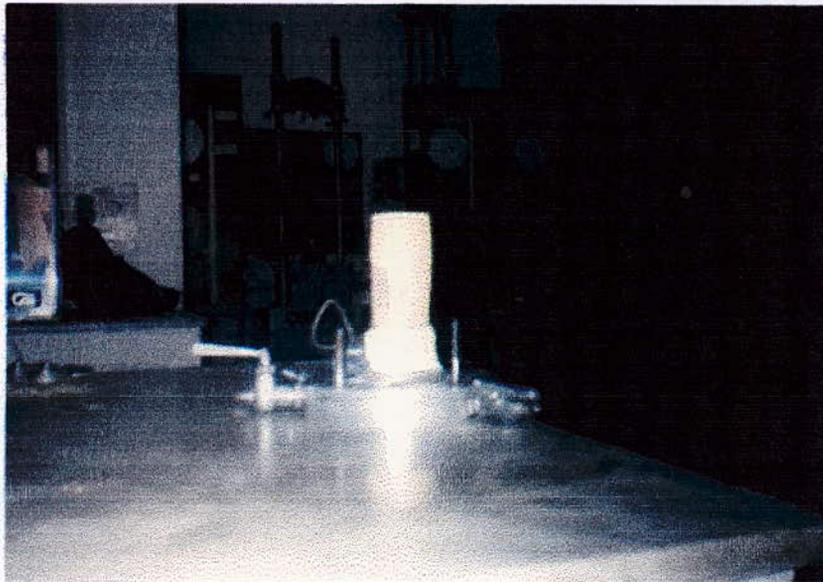


Photo 8

- Photo 6 : Echantillon en phase de cisaillement
- Photo 7 : Echantillon en phase de consolidation
- Photo 8 : Echantillon après cisaillement.

IV-9-3-7/ DETERMINATION DU DEVIATEUR DE RUPTURE

Au court du cisaillement il faudra corriger la section de l'éprouvette S_i .

$$S_c = \frac{S_i}{1 - \frac{\Delta h}{h}}$$

S_i : section initiale = 19.6 cm²

S_c : section corrigée

$q = f(\sigma)$	$\sigma_3 = 1 \text{ bar}$	$\sigma_3 = 2 \text{ bars}$	$\sigma_3 = 3 \text{ bars}$
10	9.3	13.41	13.6
12	5.4	9.78	13.75
14	4.8	8.7	11.63
14	4.70	8.63	10.66

Lors de la mise en contact du piston avec l'éprouvette une certaine force apparaît, c'est la force du piston :

$$F_p = \sigma_3 \cdot S_p \quad F_p: \text{ Force du piston}$$

S_p : Section du piston = 1.96 cm²

- Les lectures sur l'anneau dynamométrique nous donneront des force brutes ;

$$F_B = K_a \cdot L_a$$

L_a : Lecture d'anneau

K_a : Coefficient d'anneau = 0.63

- La force nette $F_N = F_B - F_p$

Comme la force du piston est très faible devant les force brutes indiquées par l'anneau, donc on supposera que $F_N = F_B$.

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{F_B}{S_c}$$

INFLUENCE DE LA TENEUR EN EAU SUR LE DEVIATEUR DE RUPTURE

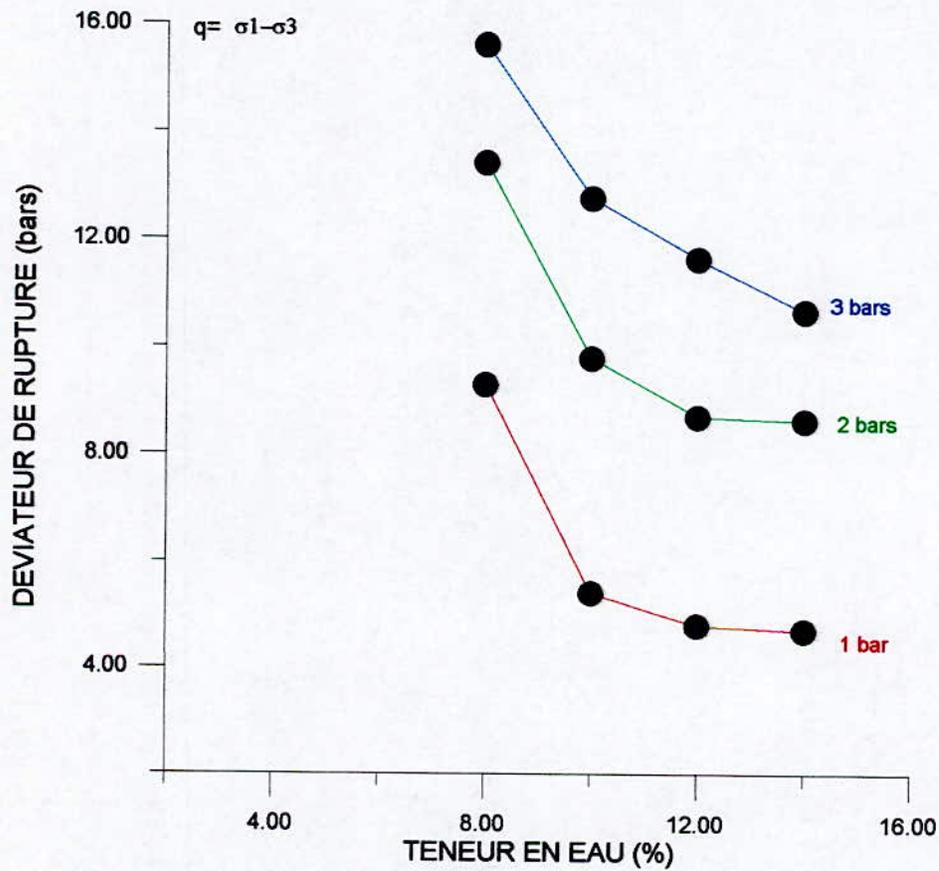


Fig. (12) : Variation du déviateur de rupture en fonction de la teneur en eau

IV-10-2/ LES PARAMETRES C ET Φ

Tableau (7) : Paramètre C et Φ en fonction de la teneur en eau

ω (%)	C (bars)	Φ (°)
8	1.6	38
10	1.2	36
12	1.0	35
14	1.3	29

La cohésion et l'angle de frottement interne diminuent pour des teneurs en eau croissantes sauf pour la cohésion correspondante à la teneur en eau de 14% qui ne suit pas la tendance et ceci s'explique probablement par le changement d'état de densité initiale d'un ou des échantillons.

En conclusion, la teneur en eau influe sur les paramètres mécaniques C et Φ (cohésion et angle de frottement interne).

IV-10-3/ VARIATION DE LA DEFORMATION A LA RUPTURE EN FONCTION DE LA TENEUR EN EAU

En réalité plus la teneur en eau augmente, plus la déformation à la rupture augmente pour une même pression de confinement.

Et plus la pression de confinement augmente plus la déformation à la rupture diminue pour une même teneur en eau.

Dans le tableau ci-dessus on ne voit pas cette tendance à cause du changement d'état de densité initiale lors de la phase d'extraction des éprouvettes du moule de confection et à cause des chutes du matériau des éprouvettes dans la phase de préparation de ces éprouvettes dans les cellules triaxiales.

Tableau (8) : Variation de la déformation à la rupture en fonction de la teneur en eau

$\varepsilon=\Delta h/h$ (%)	1 bar	2 bars	3 bars
8	1.5	2.5	2
10	2	1.5	2
12	3	2.25	2
14	1	2.75	2

IV-10-4/ VARIATION DU MODULE SECANT EN FONCTION DE LA TENEUR EN EAU

Le module sécant correspond à un segment de droite entre deux points M_0 et M_1

M_0 : l'origine

M_1 : correspond à 95% du déviateur de rupture

$E_s = 95\%$ (déviateur de rupture)/ (déformation qui lui correspond)

Le comportement a été étudié jusqu'à la valeur de $\varepsilon_{95\%}$ et ceci pour permettre ultérieurement de comparer nos résultats avec d'autres études menées sur d'autres matériaux.

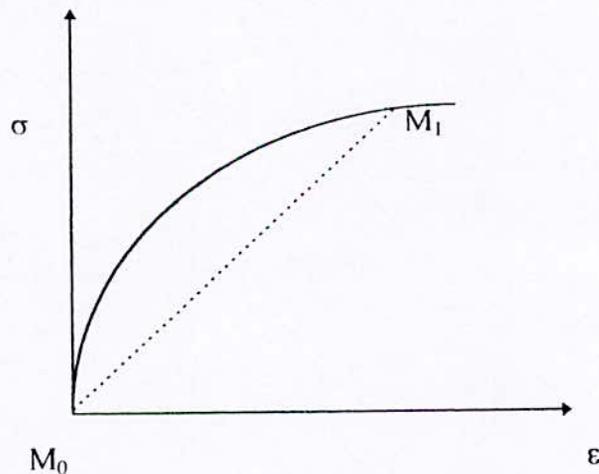


Tableau (9) : Variation du module sécant en fonction de la teneur en eau

E_s	1 bar	2 bars	3 bars
8	866.2	627.6	1015.1
10	557.5	930	894.3
12	366.5	542.5	818.24
14	162.7	359.7	779.2

Dans ce tableau on observe que le module sécant diminue pour des teneurs en eau croissantes sauf pour l'éprouvette de teneur en eau 8% et de pression de confinement de 2 bars qui a subit un changement d'état de densité à cause du processus du démoulage.

Pour les deux pressions de confinements de 1 bars et 2 bars les chutes du module sécant par rapport aux valeurs maximales sont :

$\sigma_3 = 1 \text{ bar}$: 35.6% pour des teneurs en eau allant de 8 à 10%
 57.7% pour des teneurs en eau allant de 8 à 12%
 81.0% pour des teneurs en eau allant de 8 à 14%

$\sigma_3 = 3 \text{ bars}$: 12.0 % pour des teneurs en eau allant de 8 à 10%
 19.0% pour des teneurs en eau allant de 8 à 12%
 23.0% pour des teneurs en eau allant de 8 à 14%

On peut conclure que plus la pression de confinement augmente, plus les chutes du module sécant diminuent. Voir fig.(13)

VARIATION DU MODULE SECANT
EN FONCTION DE LA TENEUR EN EAU

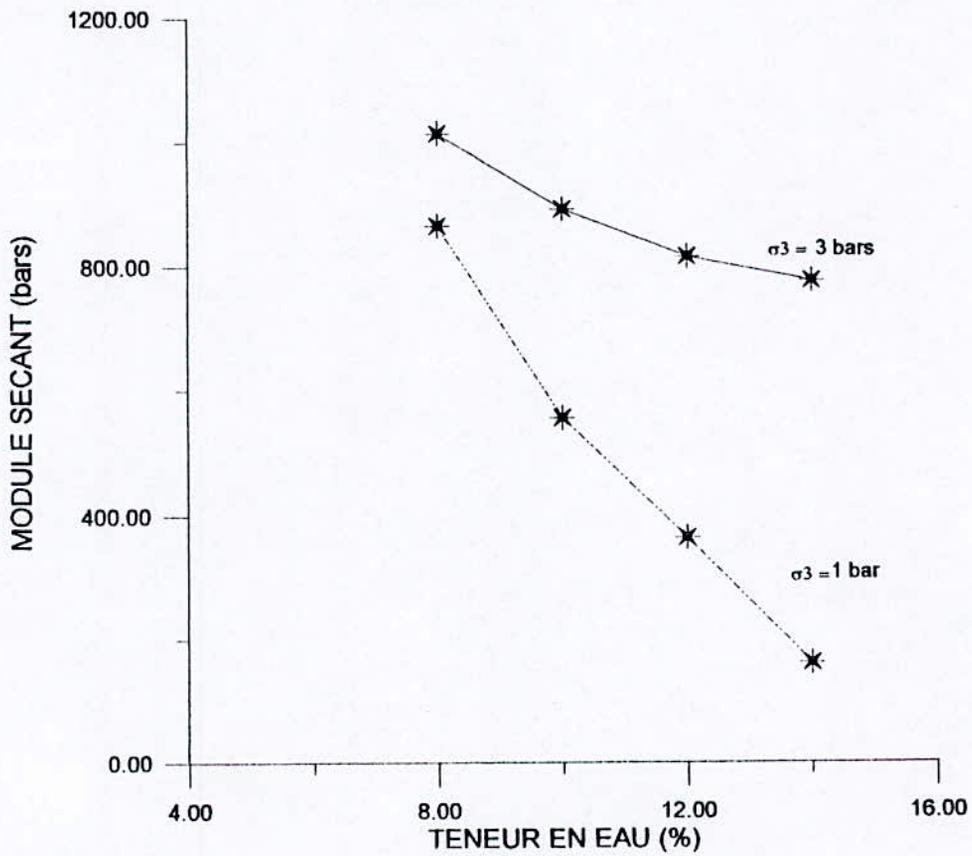


Fig. (13) : Variation du module sécant en fonction de la teneur en eau

IV-10-5/ COMPARAISON AVEC D'AUTRES TUFES

Tableau (10) : Tableau de comparaison

Matériau	C (Kpa)	ϕ (°)
Tuf de Benaknoun	100	35
Tuf El Bidane (Tunisie)	100	40
Graves 0/20 alluvionnaires de Garonne (France)	68	53
Granite sain (France)	85	52

Remarque :

- Les valeurs présentées dans le tableau (10) sont relatives à des teneurs en eau optimum.
- Les deux derniers types de graves du tableau ci-dessus sont des graves concassées.

Le tableau ci-dessus montre à priori que les matériaux d'encroûtement calcaires (tufs de Tunisie et d'Algérie) ont un angle de frottement interne plus faible que celui des graves issues du concassage de matériaux plus durs, par contre leurs cohésion est élevée.

Sous chargement statique, les tufs sont moins déformables que certains matériaux granulaires français.

Enfin on peut conclure que les tufs calcaires ont des caractéristiques mécaniques qui permettent de les comparer à des graves non traitées issues du concassage de roches plus durs.

IV-10-6/ COURBES DEVIATEURS / DEFORMATIONS AXIALES

Les courbes déviateurs / déformations axiales obtenues (Voir fig. 14,15,16,17) ont presque une même allure.

Les courbes obtenues pour la teneur en eau de l'Optimum Proctor Modifié (fig.16) présentent un plateau de plasticité, tandis que pour les autres teneurs en eau les courbes qui correspondent à des pressions de confinement $\sigma_3=1\text{bar}$ $\sigma_3=2\text{bars}$ présentent des pics et des zones de ramollissement.

Ce dernier (ramollissement) dépend de plusieurs paramètres tel que : la vitesse de cisaillement, la forme des grains, la porosité,

Nous pensons que l'apparition de ce phénomène est dû à l'existence des zones de faiblesse causées par le processus d'extraction des éprouvettes du moule de confection qui a fait que le volume voulu a été changé en entraînant un changement d'état de densité.

Nous remarquons aussi que pour toutes les courbes qui correspondent à une pression de confinement de 3 bars l'absence des pics.

Donc pour notre cas particulier et pour nos conditions d'essai, nous pouvons dire que notre matériau a des plateaux de plasticité pour des pressions de confinements supérieures à 3 bars.

IV-10-7/ PRECAUTIONS A PRENDRE :

Après l'interprétation des résultats nous en tirons quelques recommandations qui peuvent probablement réduire les anomalies obtenues :

- Utilisation d'un moule de confection qui s'ouvre pour éviter le changement de densité.
- Choisir des pression de confinement supérieures à 3 bars .
- Choix de la vitesse de cisaillement ; prendre la plus grande vitesse qui donne moins d'incidence sur la résistance du matériau et sur l'exécution de l'essai.
- Application de la pression de confinement par plusieurs palier.
- Nettoyer les lignes de drainage afin d'éviter toute pénétration d'eau à l'échantillon et garder la teneur en eau voulue.
- Utilisation des pierres poreuses à même teneur en eau que l'échantillon.

COURBES DEVIATEURS / DEFORMATIONS AXIALES POUR UN ESSAI DE COMPRESSION TRIAXIALE A LIGNES DE DRAINAGE OUVERTES SUR UN ECHANTILLON PARTIELLEMENT SATURE

w : teneur en eau de confection=8%
w' : Teneur en eau après écrasement

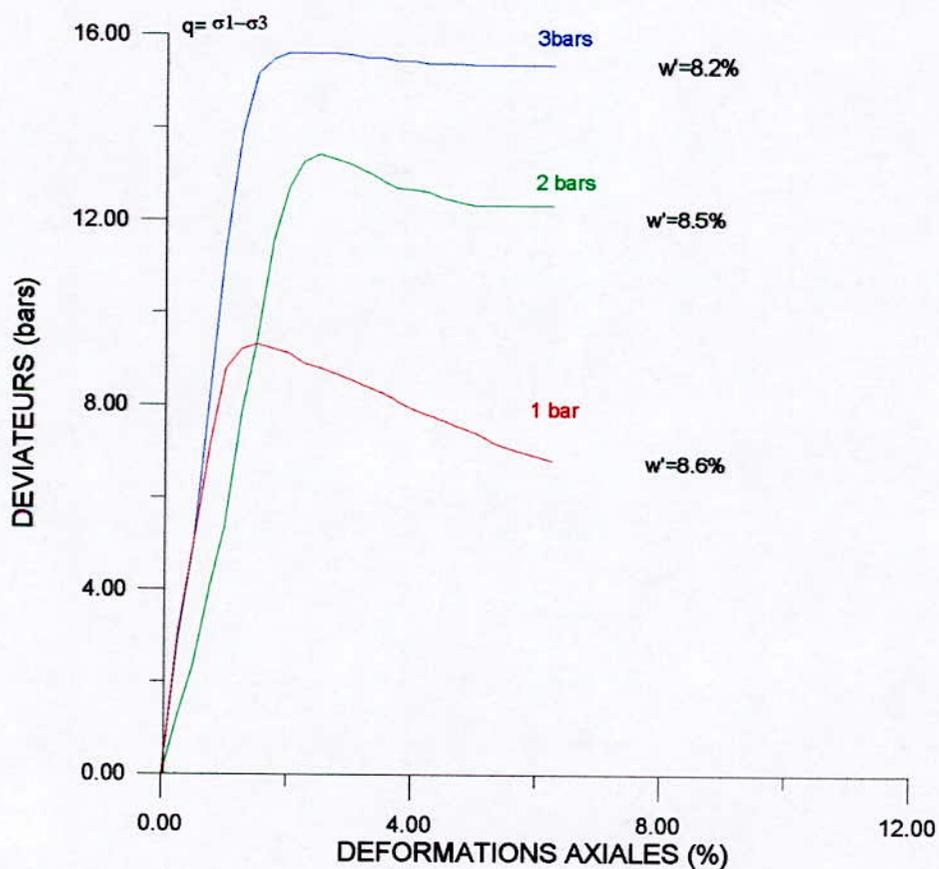


Fig. (14) : Courbes déviateurs / déformations axiales

COURBES DEVIATEURS / DEFORMATIONS AXIALES

POUR UN ESSAI DE COMPRESSION TRIAXIALE
A LIGNES DE DRAINAGE OUVERTES
SUR UN ECHANTILLON PARTIELLEMENT SATURE

w : Teneur en eau de confection = 14%

w' : Teneur en eau après écrasement

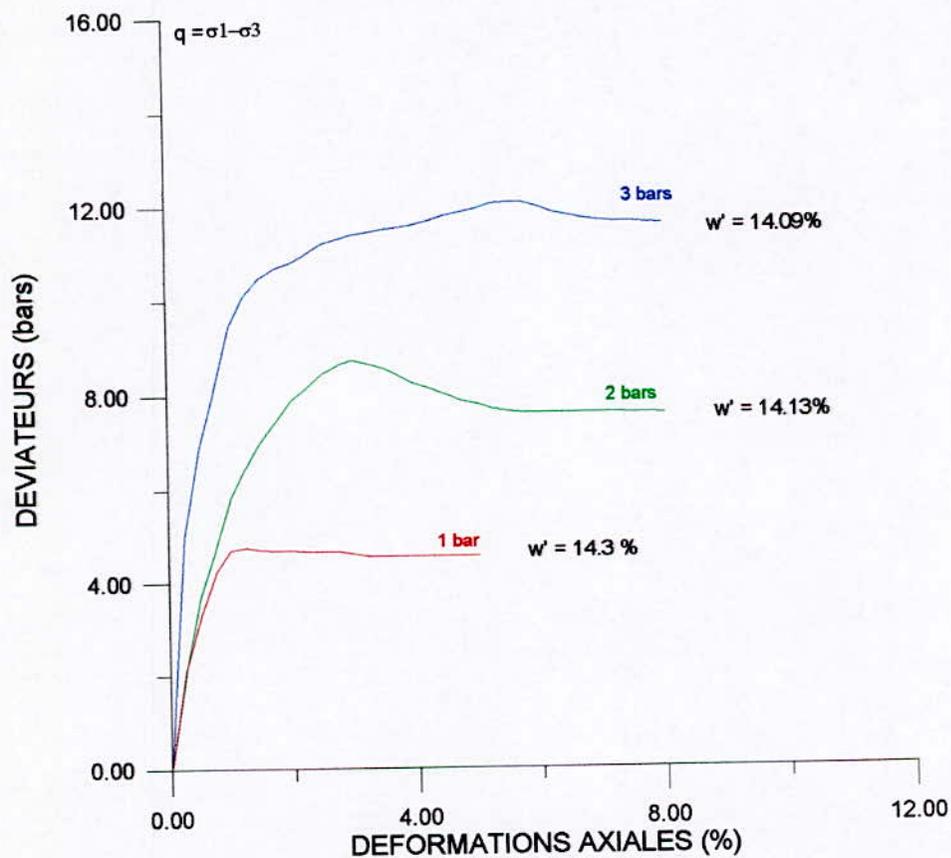


Fig. (17) : Courbes déviateurs / déformations axiales

COURBES DEVIATEURS / DEFORMATIONS AXIALES

POUR UN ESSAI DE COMPRESSION TRIAXIALE
A LIGNES DE DRAINAGE OUVERTES
SUR UN ECHANTILLON PARTIELLEMENT SATURE

w : Teneur en eau de confection = 12%

w' : Teneur en eau après écrasement

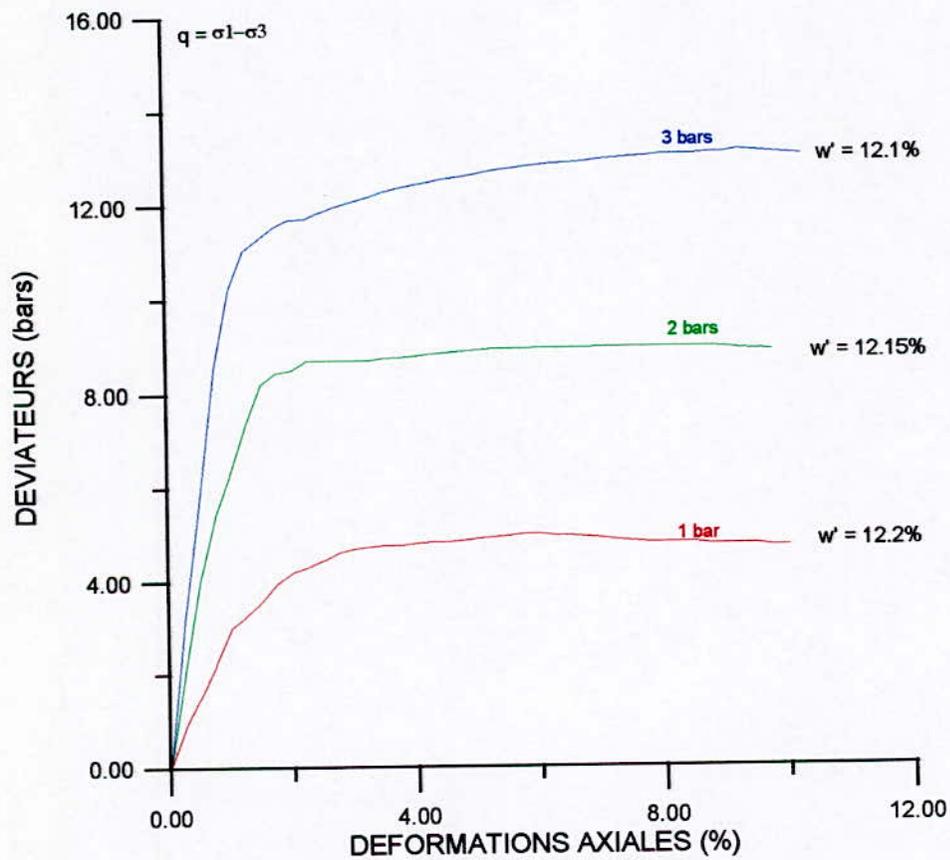


Fig. (16) : Courbes déviateurs / déformations axiales

COURBES DEVIATEURS / DEFORMATIONS AXIALES

POUR UN ESSAI DE COMPRESSION TRIAXIALE
A LIGNES DE DRAINAGE OUVERTES
SUR UN ECHANTILLON PARTIELLEMENT SATURE

w : Teneur e_eau de confection = 10%
w' : Teneur en eau après écrasement

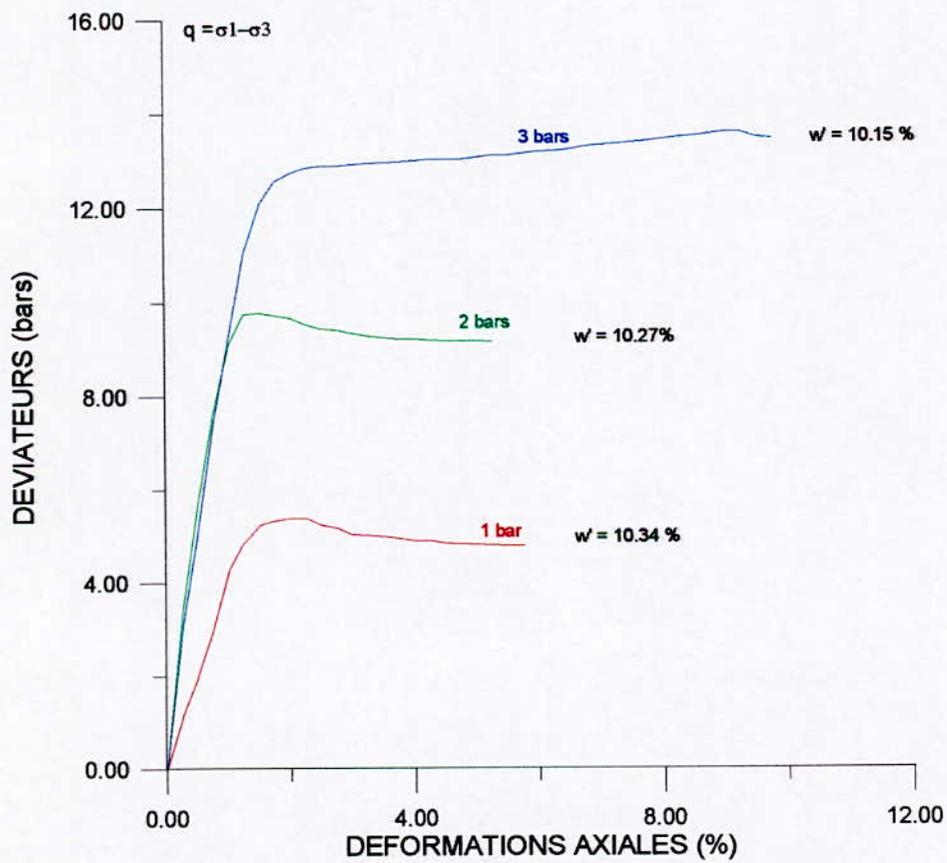


Fig. (15) : Courbes déviateurs / déformations axiales

CHAPITRE V

LOI DE COMPORTEMENT

V-1/ APERCU SUR QUELQUES COMPORTEMENTS USUELS

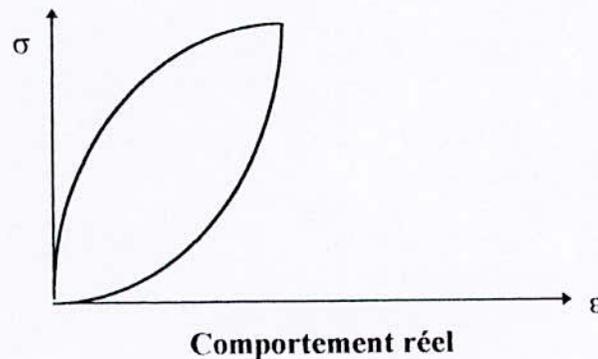
V-1-1/ COMPORTEMENT ELASTIQUE

On dit qu'on est en présence d'un comportement élastique si la courbe de décharge coïncide avec la courbe de charge et ceci quelque soit la vitesse de déformation.

L'élasticité est dite idéale (ou parfaite), c'est avec une bonne approximation le cas de ressort.

Cependant, rigoureusement ce comportement idéal ne se rencontre jamais.

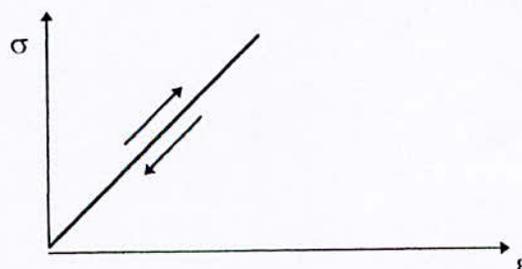
La figure ci-dessous montre un comportement réel, il y a élasticité mais imparfaite.



V-1-2/ COMPORTEMENT LINEAIRE

L'élasticité linéaire se traduit par une relation biunivoque entre contraintes et déformations $\sigma = E \cdot \epsilon$ (loi de HOOKE), avec E module de YOUNG .

cette relation n'est nécessairement linéaire, les sols et matériaux granulaires en général se caractérisent par une élasticité non linéaire

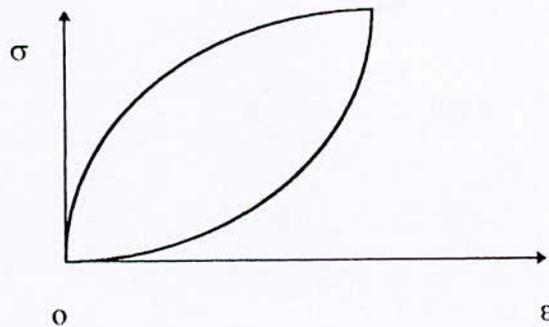


Le comportement élastique linéaire est régi par la loi de HOOKE , ou le tenseur des contraintes est fonction bijective du tenseur des déformations. De tels matériaux se définissent uniquement par leurs modules E et leurs coefficient de poisson ' ν ', car il y a réversibilité instantanée entre contraintes et déformations.

V-1-3 COMPORTEMENT NON LINEAIRE

Contrairement à la théorie linéaire, on parle d'élasticité non linéaire quand la relation contraintes / déformation évoquée auparavant n'est plus linéaire.

Etablir une loi pour ce type de comportement n'est pas une chose aisée.
Pour cela un modèle mathématique avec plusieurs paramètres s'impose.

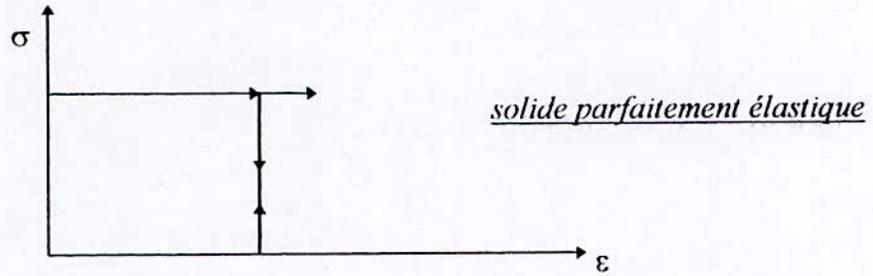


V-1-4/ COMPORTEMENT ELASTO-PLASTIQUE

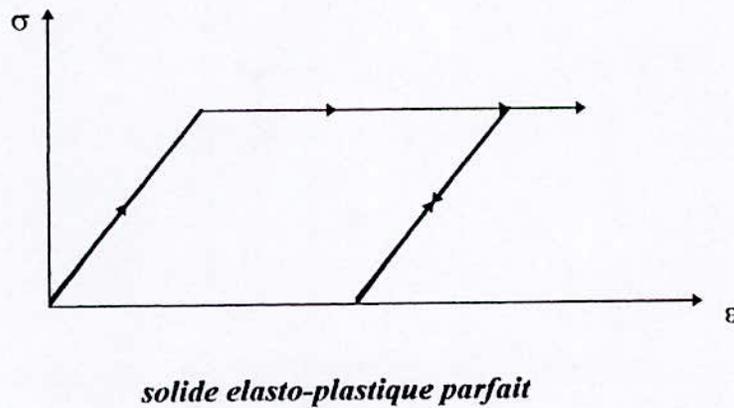
Un corps est dit à comportement elasto-plastique quand au delà d'un certain niveau de chargement, il présente des déformations réversibles (élastiques), mais aussi des déformation irréversibles (plastiques).

Remarques :

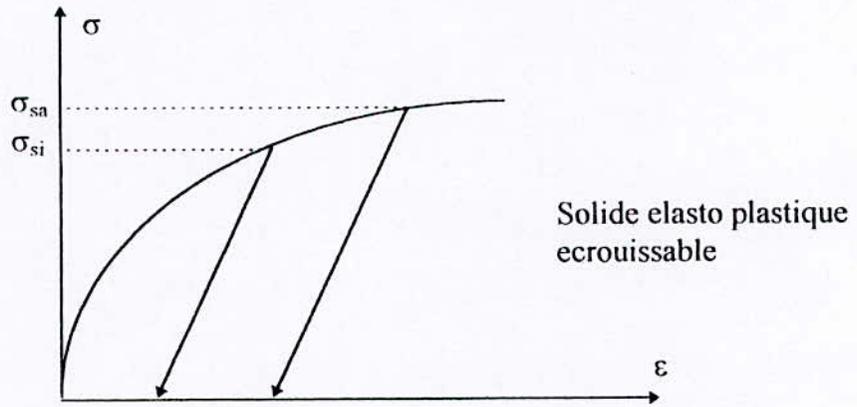
Quand les déformations élastiques sont faibles et négligées, le comportement est dit rigide parfaitement plastique.



Le matériau pour lequel on ne peut jamais dépasser le premier seuil de plasticité (pas d'écrouissage), donc pour lequel, avec une contrainte σ_0 , on peut avoir un allongement illimité. Ce matériau est dit avoir un comportement elasto-plastique parfait.



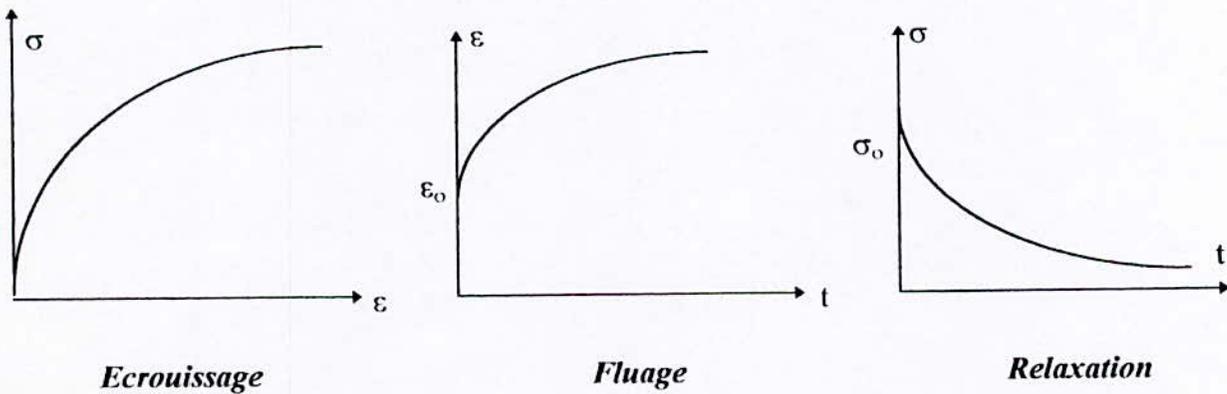
Un matériau est dit élasto-plastique écrouissable si sa contrainte limite d'élasticité varie après un certain histoire de chargement.



σ_{si} : seuil de plasticité initial
 σ_{sa} : seuil de plasticité actuel

V-1-5/ COMPORTEMENT ELASTO-VISCO-PLASTIQUE

Pour ce genre de comportement les facteurs essentiels sont : temps et viscosité.
Ce type de comportement concerne généralement les enrobés bitumineux.



V-2-2/APPROCHE DU COMPORTEMENT DU TUF PAR LE MODELE HYPERBOLIQUE A 02 PARAMETRES

L'élasticité linéaire isotrope est utilisée pour le calcul des déformations. Les critères classiques sont utilisés pour le calcul à la rupture (exp. : Critère de Coulomb pour sol fin cohérent à long terme, et Tresca pour sol fin cohérent à court terme).

La mécanique des sols fait de plus en plus à des calculs qui suivent toute la déformation. Ceci est rendu possible grâce à l'évolution des méthodes numériques, et aux ordinateurs. On assiste alors à la mise au point de modèles de plus en plus compliqués qui tentent à modéliser fidèlement le comportement des sols.

On propose un modèle dit hyperbolique à deux paramètres qui prévoit une expression analytique pour approcher la loi de comportement. La représentation de cette expression dans le plan (σ, ε) est une hyperbole.

Ce modèle est représenté par l'expression :

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon}{(B \cdot \varepsilon + C)}$$

Où les paramètres B et C sont déterminés à partir des conditions aux limites :

$$\begin{aligned} \varepsilon \rightarrow \varepsilon_{\infty} &\Rightarrow q \rightarrow q_r \\ \varepsilon \rightarrow 0 &\Rightarrow E \rightarrow E_{\max} \end{aligned}$$

On obtient :

$$B = \frac{1}{(\sigma_1 - \sigma_3)_r}$$

et

$$C = \frac{1}{E_{\max}}$$

Donc l'expression du modèle devient :

$$q = (\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\varepsilon}{\frac{\varepsilon}{(\sigma_1 - \sigma_3)_r} + \frac{1}{E_{\max}}}$$

tel que :

Tableau (11) : Tableau du déviateur de rupture et du module tangent pour différentes teneurs en eau

ω (%)	$\sigma_3 = 1\text{bar}$		$\sigma_3 = 2\text{bars}$		$\sigma_3 = 3\text{bars}$	
	$(\sigma_1 - \sigma_3)_r$	E_{\max}	$(\sigma_1 - \sigma_3)_r$	E_{\max}	$(\sigma_1 - \sigma_3)_r$	E_{\max}
8	9.3	836	13.41	640	15.6	1288
10	5.4	396	9.78	916	12.75	908
12	4.8	296	8.7	764	11.63	1148
14	4.7	460	8.63	749	10.66	749

A partir des courbes déviateurs / déformations axiales fig. (14,15,16,17), nous remarquons que notre tuf présente un comportement élasto-plastique pour les trois courbes qui correspondent à une teneur en eau de 12% (fig.16), ainsi pour toutes les courbes qui correspondent à une pression de confinement de 3 bars pour différentes teneurs en eau.

L'application de ce modèle a donnée des courbes représentées par les figures (18,19,20,21) ; D'après ces figures, ce modèles est inadapté.

Nous avons essayez de modifier ce modèle comme suit :

Par l'application de la méthode des moindres carrés aux courbes qui correspondent à la teneur en eau de l'optimum Proctor (12%). Nous avons aboutit aux résultat suivants :

Tableau (12) : Equations du lissage pour différentes pressions de confinement à la teneur en eau (w=12%)

σ_3 (bars)	Equation du lissage
1	$q = \frac{\varepsilon}{0.194\varepsilon + 0.095}$
2	$q = \frac{\varepsilon}{0.107\varepsilon + 0.03}$
3	$q = \frac{\varepsilon}{0.077\varepsilon + 0.026}$

De la figure (22) on remarque qu'il y a une bonne approximation au niveau de la courbe correspondante à la pression de confinement de 3 bars.

Donc à partir de son équation $q = \frac{\varepsilon}{0.077\varepsilon + 0.026}$ nous avons fait une correction sur la

deuxième condition aux limites ($C=1/E_{\text{max}}$) en lui ajoutant $(1/40) \text{ bar}^{-1}$ et ceci pour toutes les équations des courbes correspondantes à la pression de confinement 3 bars et on a obtenu les résultats suivants :

Tableau (13) : Equations corrigées

w (%)	Equations corrigées	E_t (bars)
8	$q = \frac{\varepsilon}{0.06\varepsilon + 0.0258}$	1288
10	$q = \frac{\varepsilon}{0.07\varepsilon + 0.036}$	908
12	$q = \frac{\varepsilon}{0.08\varepsilon + 0.0259}$	1148
14	$q = \frac{\varepsilon}{0.09\varepsilon + 0.045}$	749

Ces équations sont représentées par les figures (23,24,25,26)

Nous remarquons qu'il y a une bonne approche entre les courbes expérimentale et les courbes théoriques pour des teneurs en eau entre 10% et 14% .

Donc nous pensons que :

Pour notre prélèvement, et pour nos conditions d'essai, le comportement du matériau suit la loi :

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon}{\frac{\varepsilon}{(\sigma_1 - \sigma_3)_r} + \frac{1}{E_{\max}} + \frac{1}{40}}$$

Pour les conditions :

$$\begin{cases} 10\% \leq \omega \leq 14\% \\ \sigma_3 = 3bars \end{cases}$$

Et ceci reste à confirmer ou infirmer par plusieurs essais sur plusieurs prélèvements du même matériau.

COURBES DEVIATEURS / DEFORMATIONS AXIALES

w : teneur en eau de confection=8%

w' : Teneur en eau après écrasement

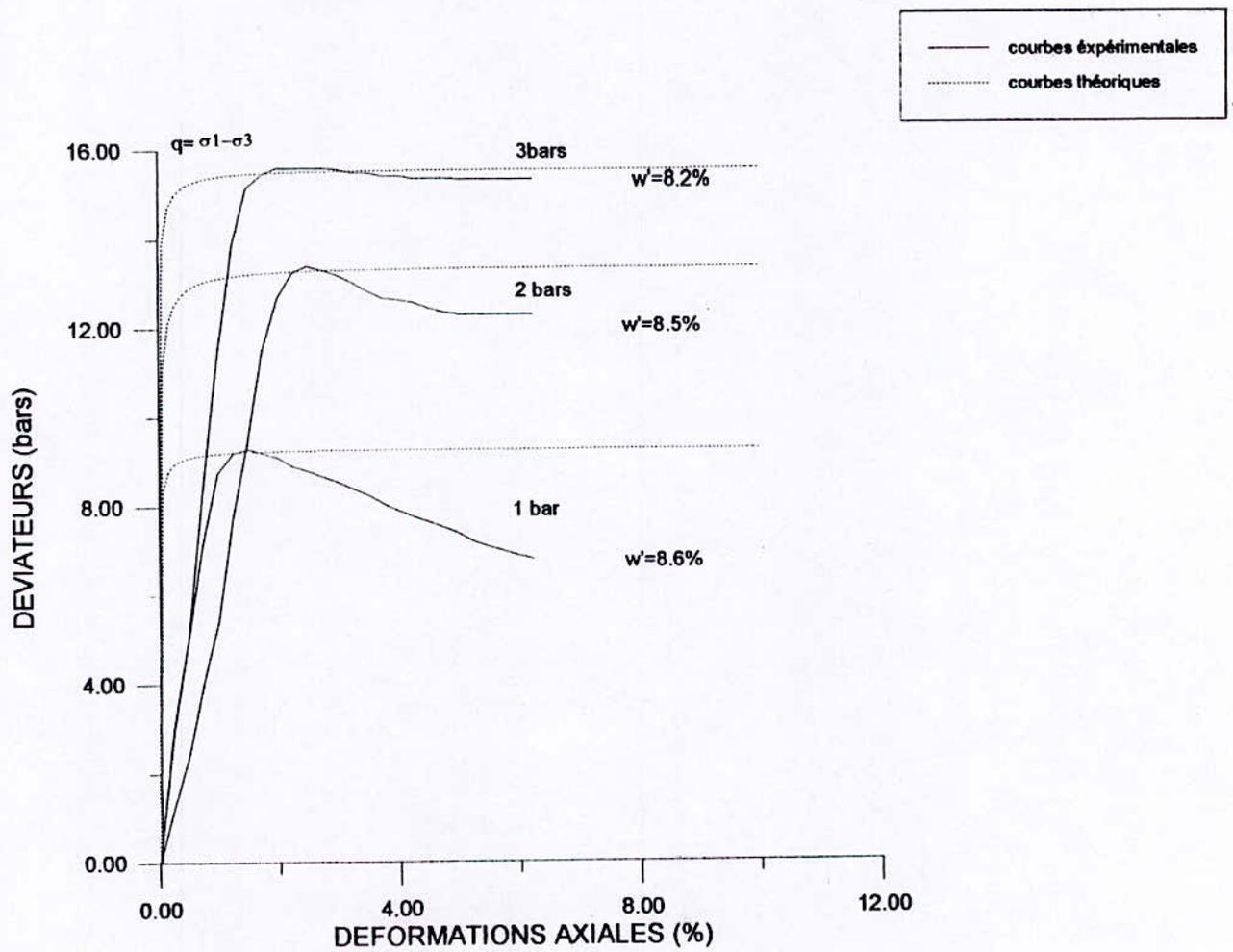


Fig. (18) : Application du modèle hyperbolique à 2 paramètres

COURBES DEVIATEURS / DEFORMATIONS AXIALES

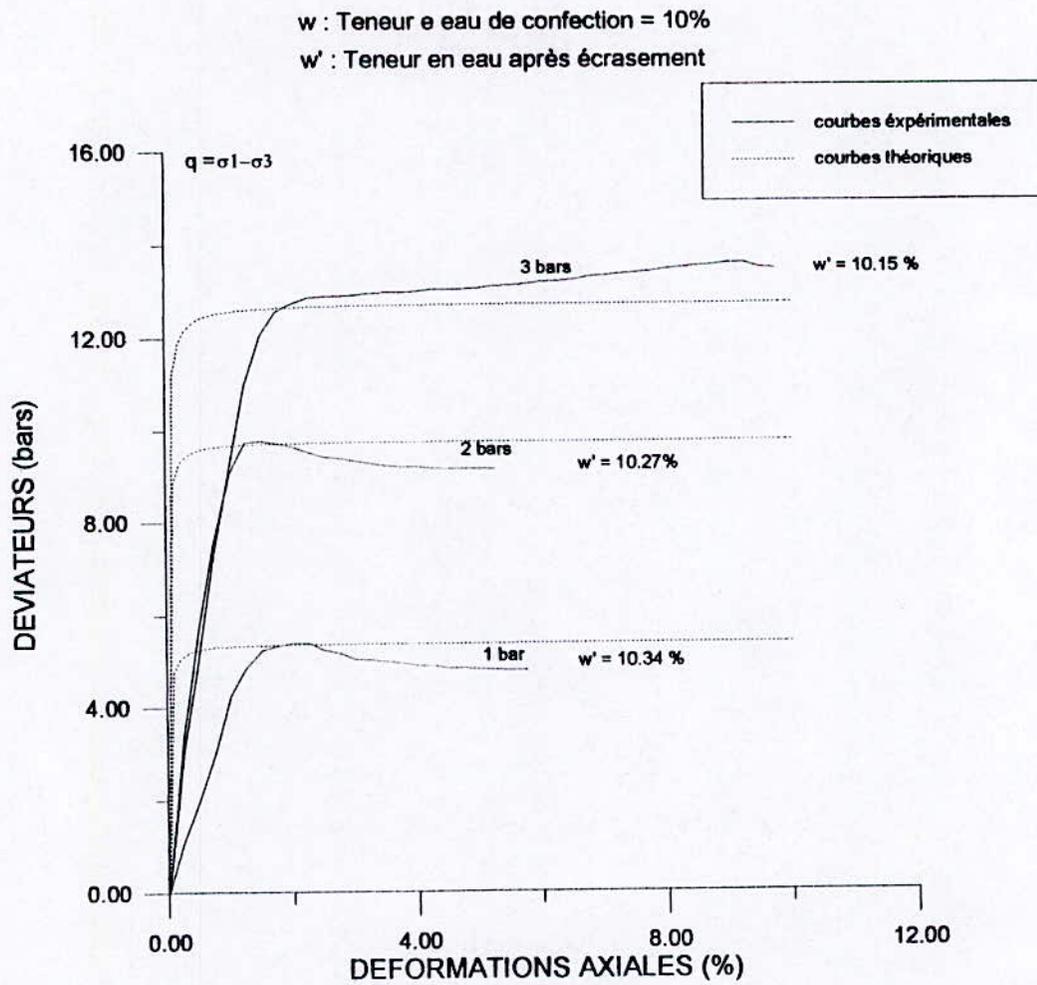


Fig. (19) : Application du modèle hyperbolique à 2 paramètres

COURBES DEVIATEURS / DEFORMATIONS AXIALES

w : Teneur en eau de confection = 12%
w' : Teneur en eau après écrasement

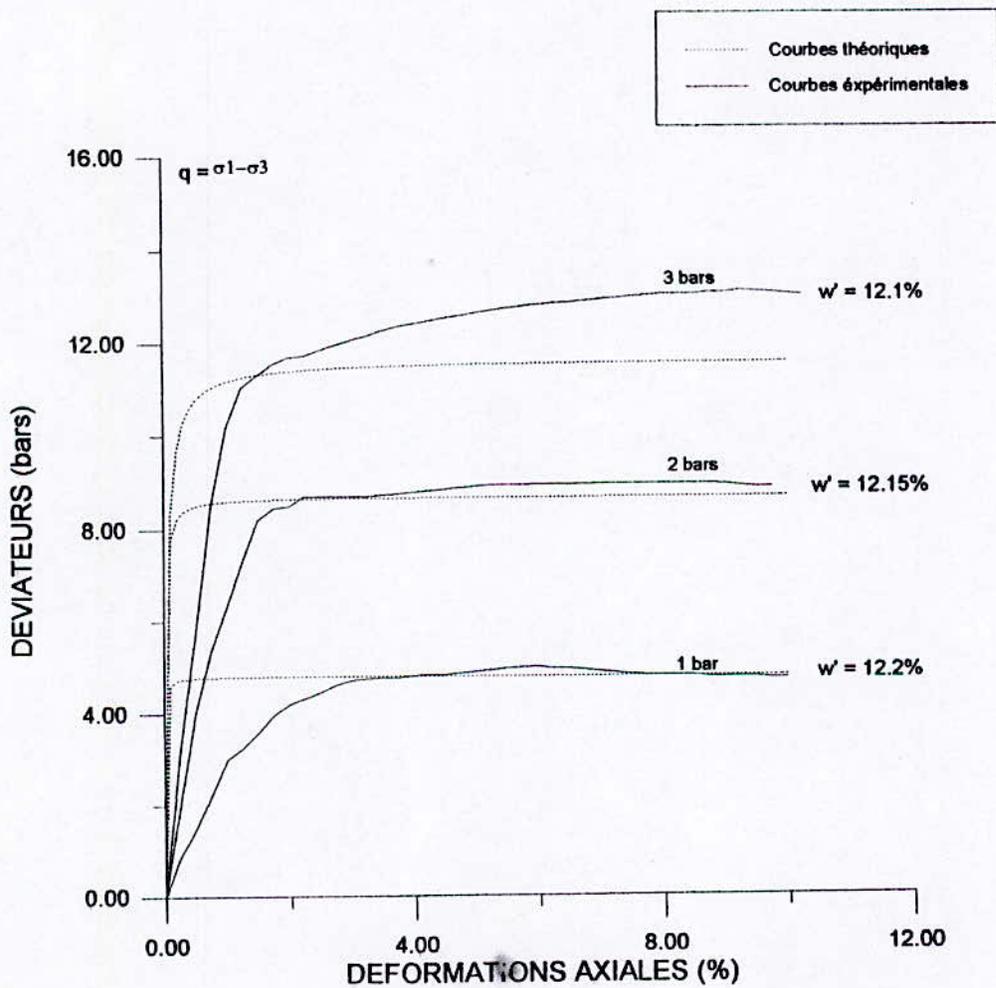


Fig. (20) : Application du modèle hyperbolique à 2 paramètres

COURBES DEVIATEURS / DEFORMATIONS AXIALES

w : Teneur en eau de confection = 14%
 w' : Teneur en eau après écrasement

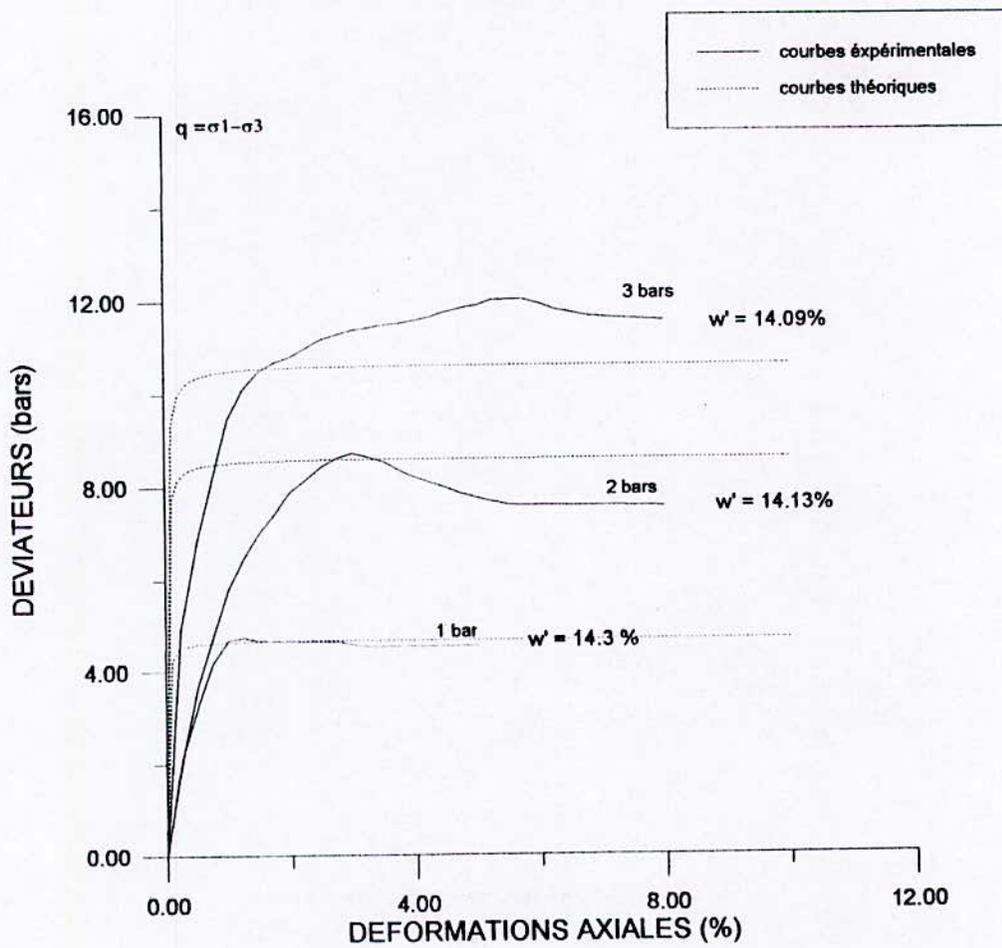


Fig. (21) : Application du modèle hyperbolique à 2 paramètres

COURBES DEVIATEURS / DEFORMATIONS AXIALES

w : Teneur en eau de confection = 12%

w' : Teneur en eau après écrasement

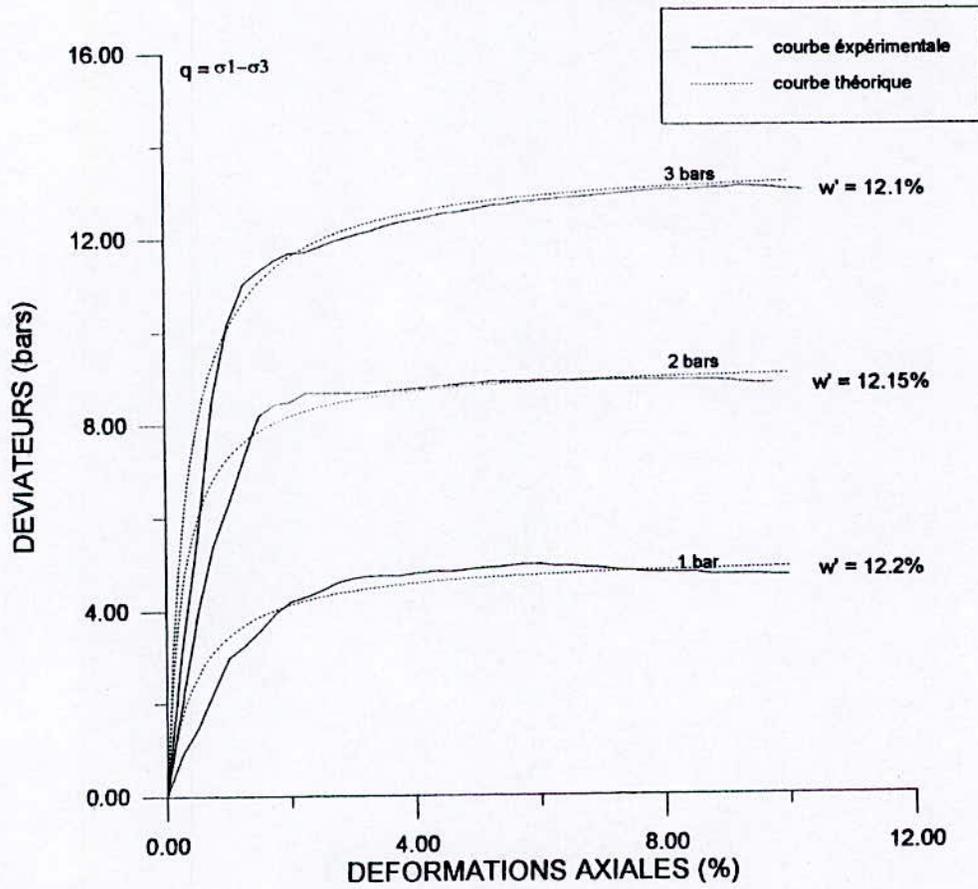


Fig (22) : Application de la méthode des moindres carrés (lissage)

COURBE DEVIATEUR / DEFORMATION AXIALE

W: Teneur en eau de confection = 8%

$\sigma_3 = 3$ bars

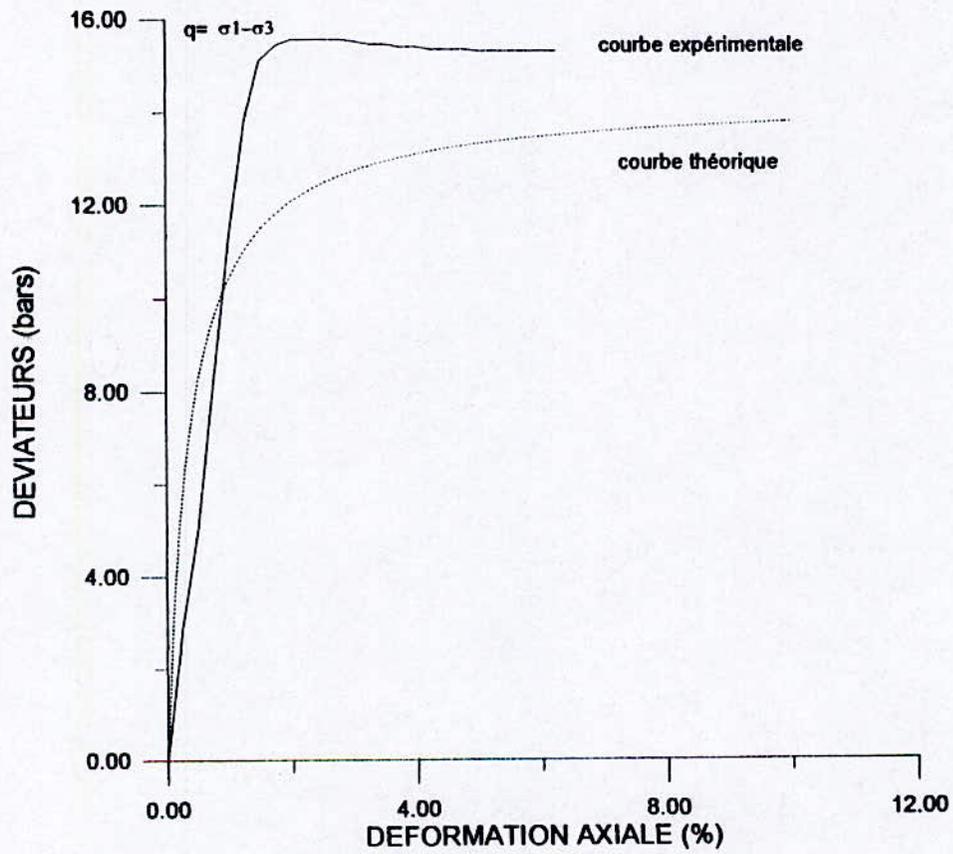


Fig. (23) : Application du modèle hyperbolique à 2 paramètres corrigé

COURBE DEVIATEUR / DEFORMATION AXIALE

W: Teneur en eau de confection = 10%

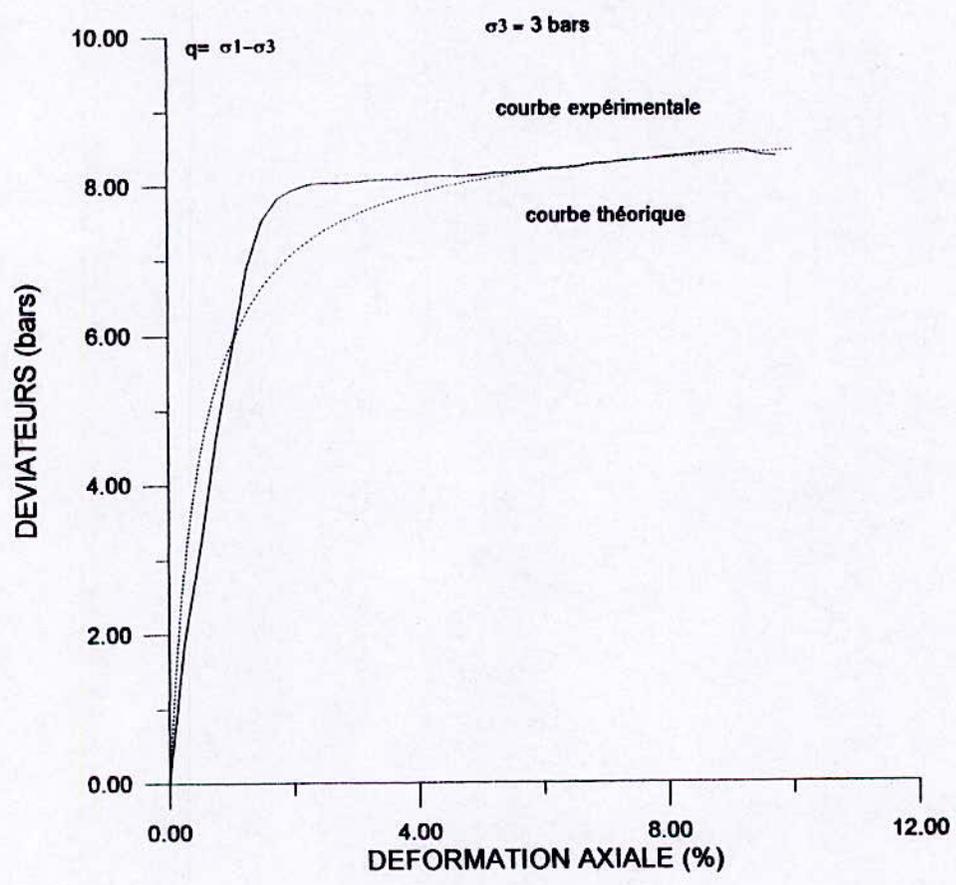


Fig. (24) : Application du modèle hyperbolique à 2 paramètres corrigé

COURBE DEVIATEUR / DEFORMATION AXIALE

w : Teneur en eau de confection = 12%

$\sigma_3 = 3$ bars

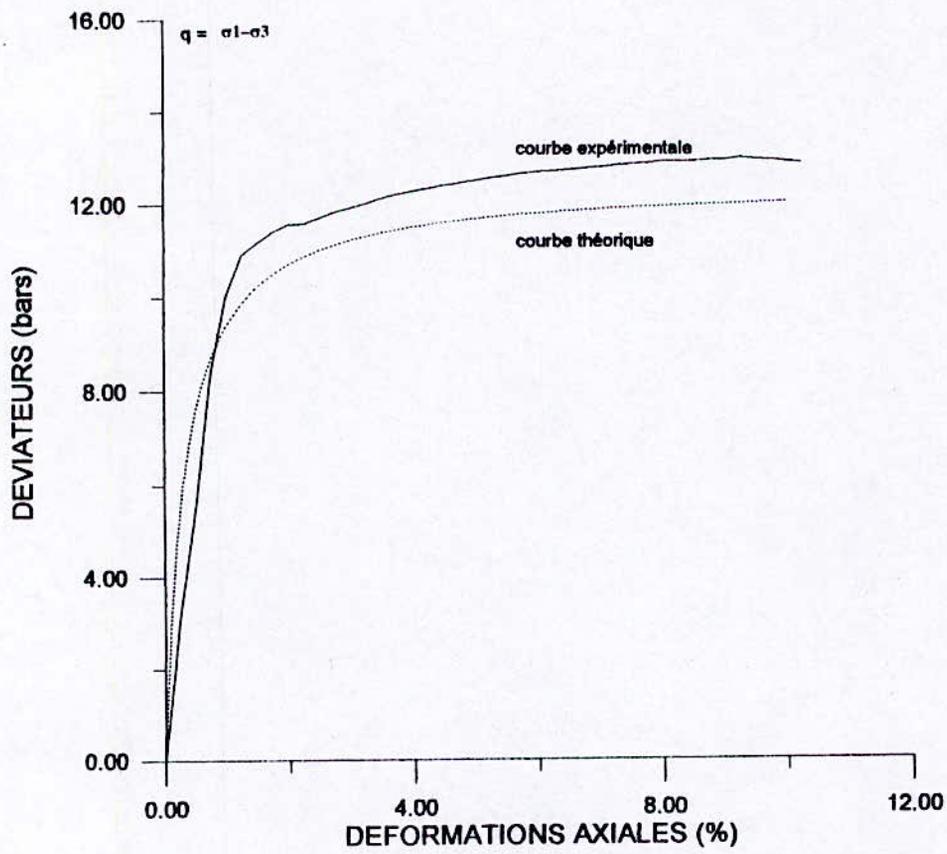


Fig. (25) : Application du modèle hyperbolique à 2 paramètres corrigé

COURBE DEVIATEUR / DEFORMATION AXIALE

W: Teneur en eau de confection = 14%

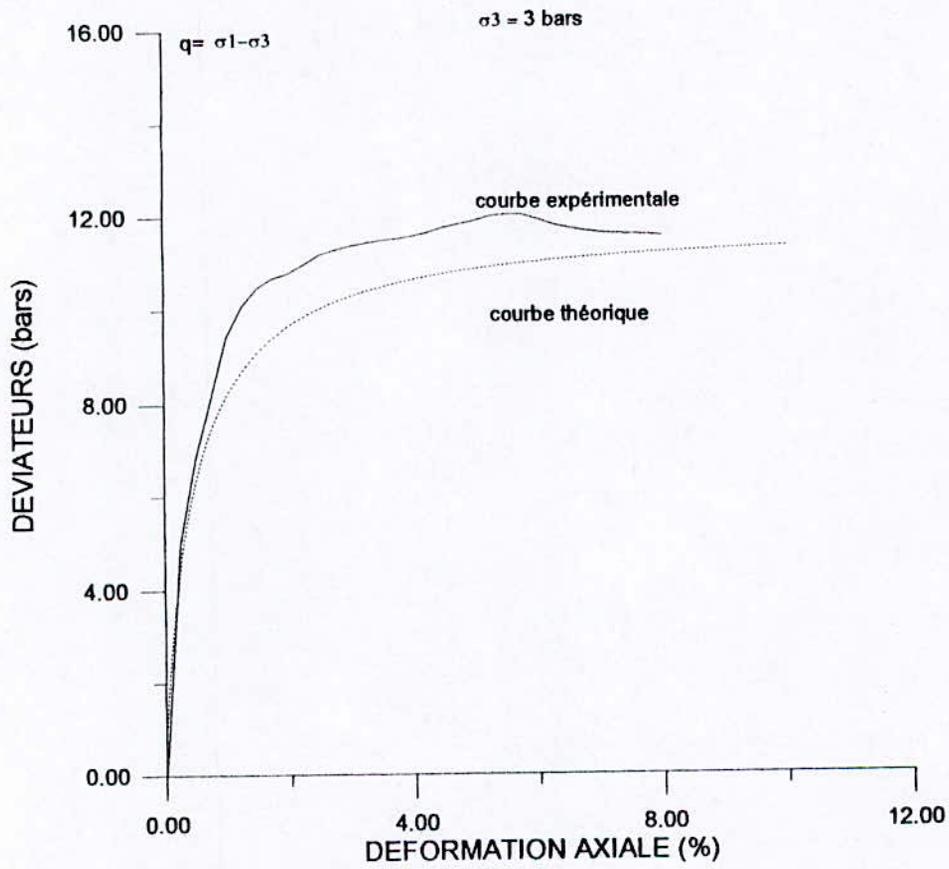


Fig. (26) : Application du modèle hyperbolique à 2 paramètres corrigé

CHAPITRE VI

CONCLUSION

CONCLUSION GENERALE

En raison d'abondance dans notre pays du matériau « Tuf » qui couvre une superficie d'environ 300000 Km², les ingénieurs routiers ont essayé de tirer le meilleur parti de celui-ci. Les efforts déployés vont dans le sens d'une meilleure optimisation de l'emploi dans les techniques routières de ce matériau et la rationalisation des critères de jugement.

Les caractéristiques géotechniques sont nécessaires pour la classification, mais demeurent insuffisantes pour comprendre sous sollicitations.

Les essais triaxiaux sous chargement statique effectués nous ont permis de comprendre le comportement mécanique pour différentes teneurs en eau de ce matériau.

Les essais triaxiaux permettent également de comparer les matériaux non traités entre eux.

A priori, les tufs se comportent aussi bien que d'autres matériaux granulaires issus d'une roche plus dure.

Nos expériences nous ont permis d'aborder l'approche du comportement du matériau par le modèle hyperbolique à deux paramètres qui s'est avéré inadapté.

RECOMMANDATIONS POUR DES ETUDES FUTURES

L'importance de ces matériaux n'est plus à démontrer mais des études restent à faire pour mieux comprendre leur comportement et mieux les valoriser.

Dans ce qui suit, nous proposons quelques recommandations pour des études futures.

Etude du comportement sous chargement cyclique qui nous paraît le plus adapté pour ce genre de matériaux.

Faire une approche du comportement par des modèles plus développés tel que le modèle de BOYS.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] J.CAUSTET et G.SANGLERAT
Cours pratiques de mécanique des sols Tome I (Dunod)

- [2] G.PHILEPONAT
Fondations et ouvrages en terre

- [3] FRANCOIS SCHLOSSER
Eléments de mécanique des sols (Presse de l'école nationale des ponts et chaussées
1984)

- [4] B. ALLOUL
Etude géologique et géotechnique des tufs calcaires et gypseux d'Algérie en vue de leur
valorisation routière. Thèse de Docteur troisième cycle - Université de Paris VI - 1981

- [5] M. BEN DHIA
Les tufs et encroûtements calcaires dans la construction routière . Thèse de doctorat
troisième cycle, Université de Paris VI , 1983

- [6] J.C HORTA (1979)
Les encroûtements calcaires et les encroûtements gypseux en géotechnique routière.
Service des publications du laboratoire de mécanique des sols.
Base Sonatrach Blida Algérie .

- [7]** F.Z . KALLI (1991)
Comportement des tufs calcaires dans les assises de chaussées.
Thèse de magistère (ENP).
- [8]** K. BEN ALLAL et K. OURABIA
Géologie et géotechnique de la région d'Alger
- [9]** B.CHERIF et K. BADANI (1996)
Etude du comportement des tufs à l'aide de l'appareil triaxial.
Thèse de PFE (USTHB).

ANNEXE

Definitions		Symboles	Conditions	Appellations
GRAVET	Plus de 50% des éléments > 0.08 mm ont un diamètre > 2 mm	Gb (GW)	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 4$ et $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ compris entre 1 et 3	grave propre bien graduée
		Gm (GP)	Une des conditions de Gb non satisfaite	grave propre mal graduée
		GL (GM)	Limite d'Atterberg au-dessous de A	grave limoneuse
		GA (GC)	Limite d'Atterberg au-dessus de A	grave argileuse
SABLES	Plus de 50% des éléments > 0.08 mm ont un diamètre < 2 mm	Sb (SW)	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 6$ et $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ compris entre 1 et 3	sable propre bien gradué
		Sm (SP)	Une des conditions de Sb non satisfaite.	sable propre mal gradué
		SL (SM)	Limite d'Atterberg au-dessous de A	sable limoneux
		SA (SC)	Limite d'Atterberg au-dessus de A	sable argileux
Lorsque $5\% < \% \text{ inférieur à } 0.08 \text{ mm} < 12\%$ → on utilise un double symbole				

Classification des sols grenus.

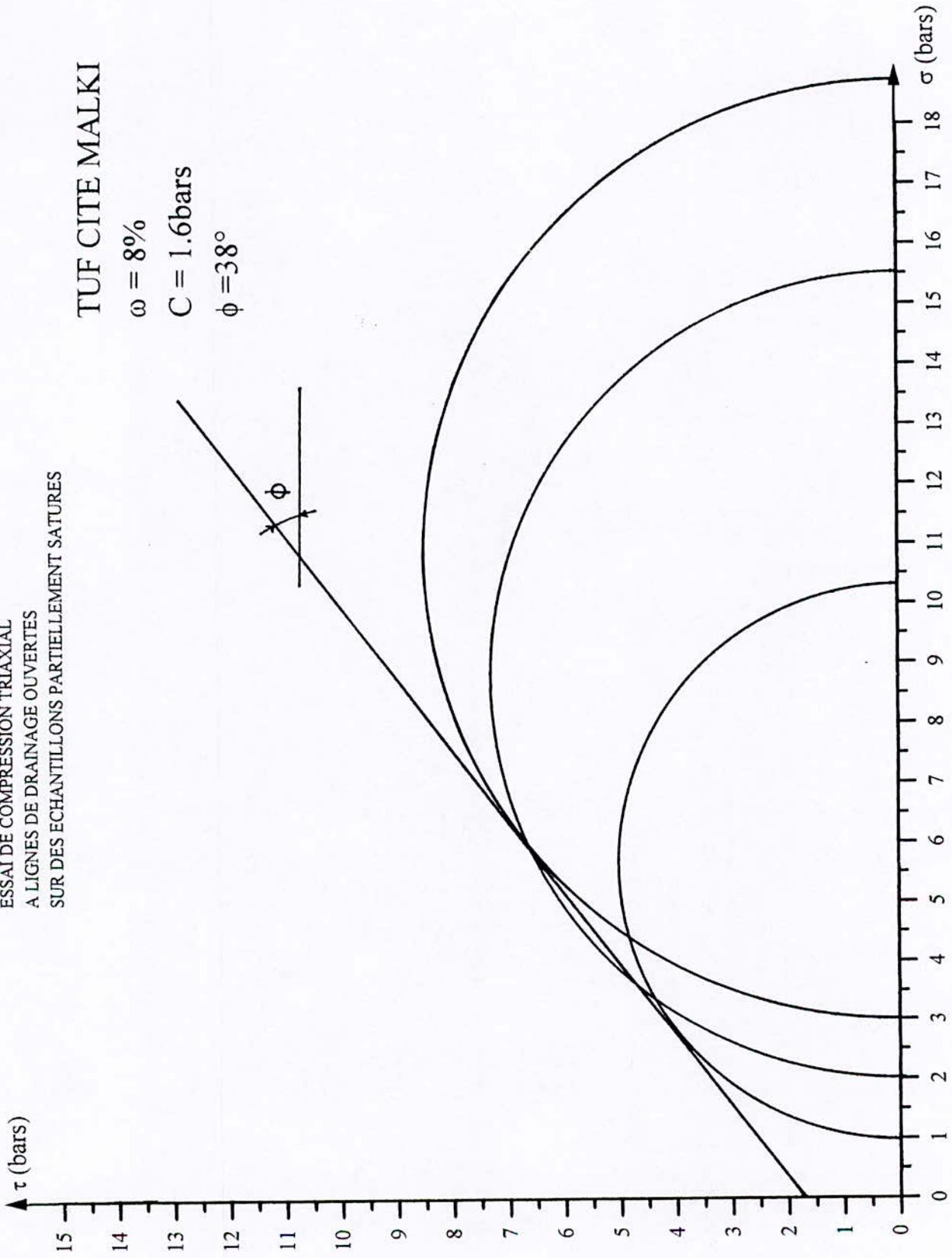
ESSAI DE COMPRESSION TRIAXIAL
A LIGNES DE DRAINAGE OUVERTES
SUR DES ECHANTILLONS PARTIELLEMENT SATURES

TUF CITE MALKI

$\omega = 8\%$

$C = 1.6 \text{ bars}$

$\phi = 38^\circ$



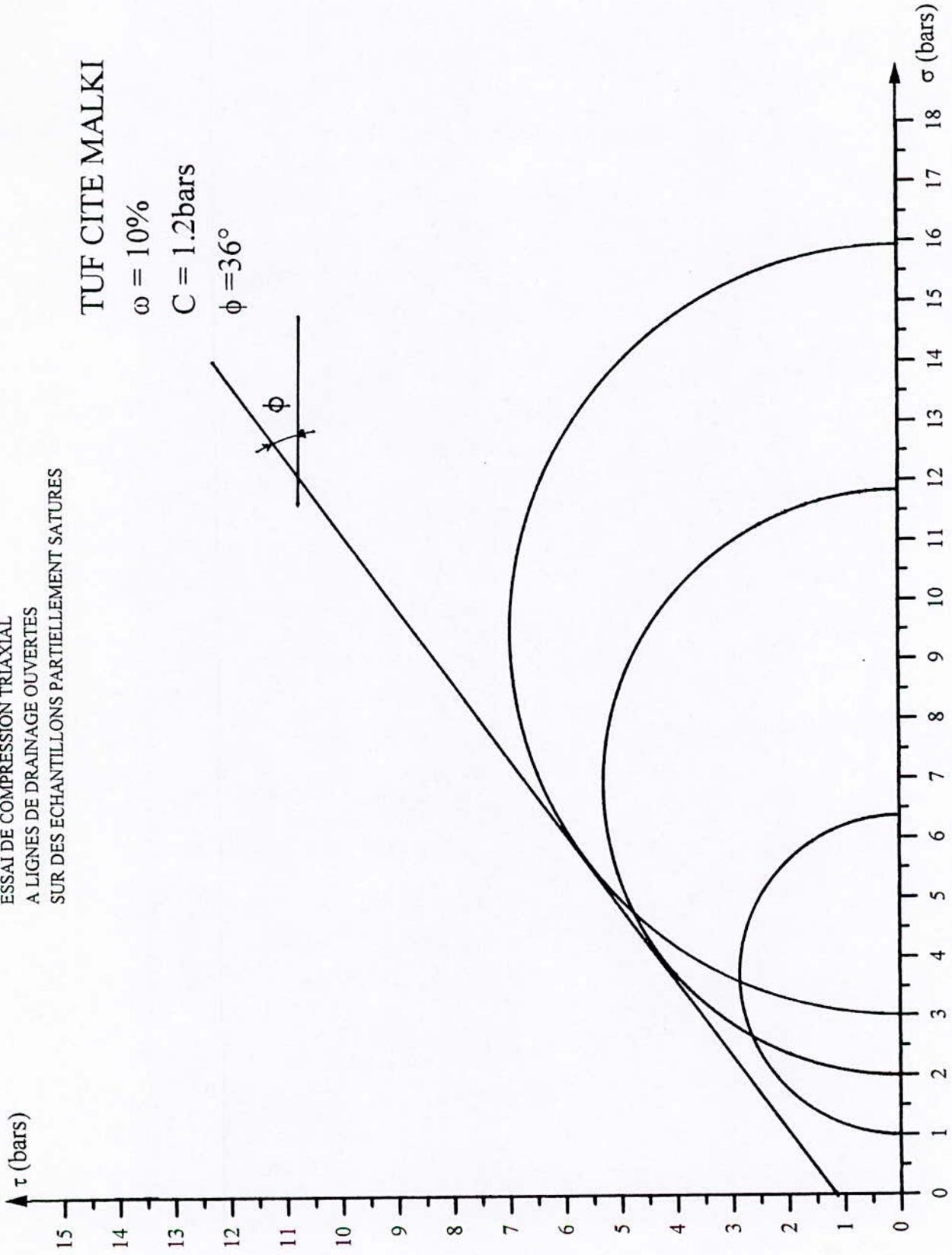
ESSAI DE COMPRESSION TRIAXIAL
A LIGNES DE DRAINAGE OUVERTES
SUR DES ECHANTILLONS PARTIELLEMENT SATURES

TUF CITE MALKI

$\omega = 10\%$

$C = 1.2\text{bars}$

$\phi = 36^\circ$



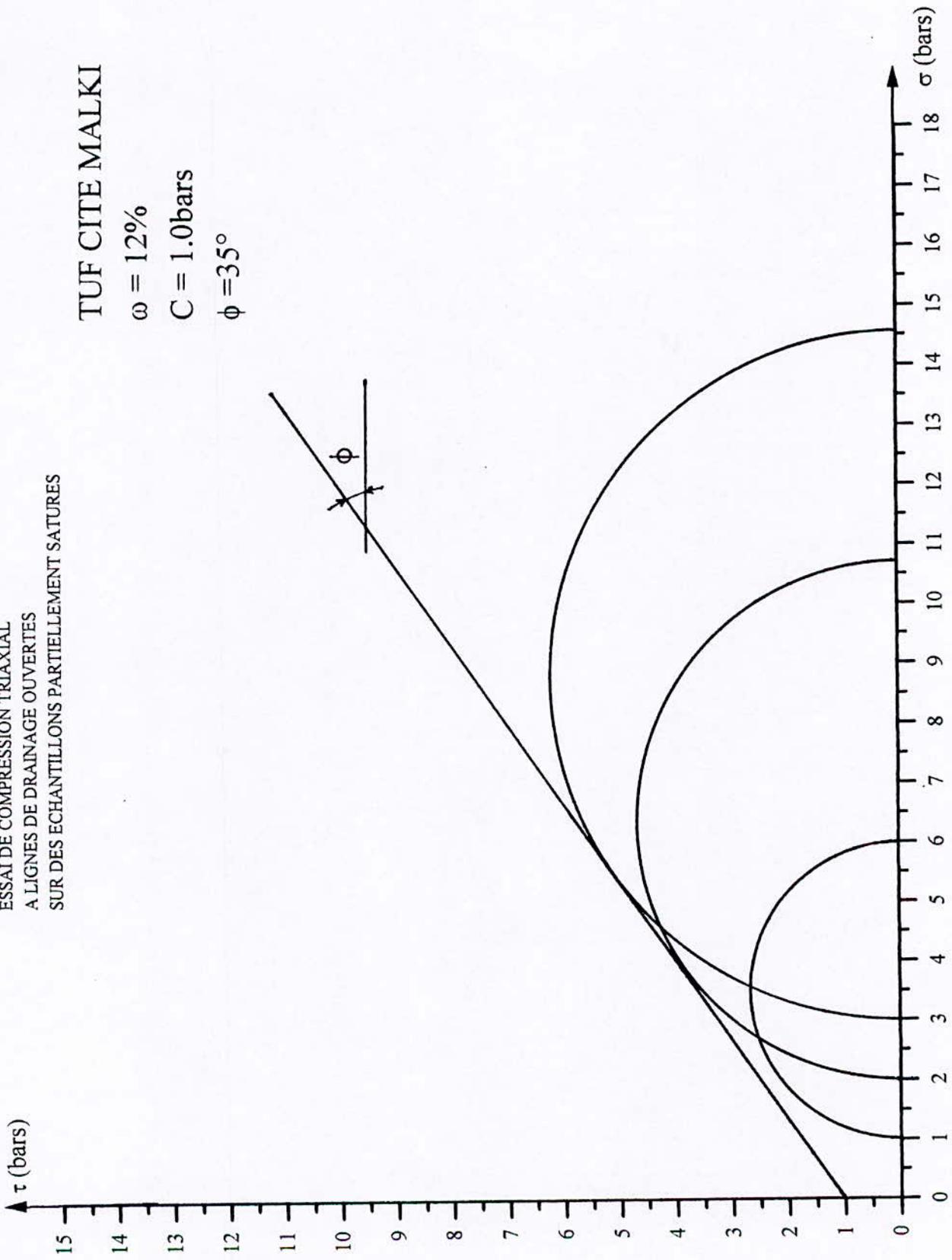
ESSAI DE COMPRESSION TRIAXIAL
A LIGNES DE DRAINAGE OUVERTES
SUR DES ECHANTILLONS PARTIELLEMENT SATURES

TUF CITE MALKI

$\omega = 12\%$

$C = 1.0 \text{ bars}$

$\phi = 35^\circ$



ESSAI DE COMPRESSION TRIAXIAL
A LIGNES DE DRAINAGE OUVERTES
SUR DES ECHANTILLONS PARTIELLEMENT SATURES

TUF CITE MALKI

$\omega = 14\%$

$C = 1.3\text{bars}$

$\phi = 29^\circ$

