

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de L'enseignement supérieur

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDE
En vue de l'obtention du diplôme
d'ingénieur d'état en génie civil

THEME

**COMPORTEMENT DES CHAUSSEES EN
MATERIAUX ARGILEUX**

**CAS DE LA ROUTE RN3
IN-AMENAS ILLIZI**

Propose par:

M. TOUATI TLIBA M.B

Dirigé par:

*M. TOUATI TLIBA M.B
Mme. MORSLI*

Etudié par:

*GHANEM SAID
CHIHANI SAID*

Promotion : 1997

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de L'enseignement supérieur

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDE
En vue de l'obtention du diplôme
d'ingénieur d'état en génie civil

THEME

**COMPORTEMENT DES CHAUSSEES EN
MATERIAUX ARGILEUX**

**CAS DE LA ROUTE RN3
IN-AMENAS ILLIZI**

Propose par:

M. TOUATI TLIBA M.B

Dirigé par:

M. TOUATI TLIBA M.B
Mme. MORSLI

Etudié par:

GHANEM SAID
CHIHANI SAID

Promotion : 1997



DEDICACE

- *A ma chère mère .*
 - *A mon cher père .*
- qui ont souffert pour moi, et qui n'ont cessé de m'aider, m'encourager et dépenser pour moi .*
- *A ma chère épouse .*
 - *A mes frères. soeurs .*
 - *A tous mes amis .*
 - *Ainsi qu'a tous le personnels du CTP.*

chihani.s

Je dédie ce travail :

- *A ma chère mère .*
 - *A mon chère père.*
- qui ont tant souffert pour me voir arriver et réussir .*
- *A mon frère BRAHIM.*
 - *A toutes mes soeurs.*
 - *A tous mes amis.*

ghanem.s



REMERCIEMENT

Tout d'abords, on tient à remercier notre promoteur M^r TOUATI TLIBA M.B. ingénieur au C.T.T.P, pour l'aide et les conseils qu'il nous a apporté durant toute la période du stage.

On tient à remercier encore :

- M^{me} MORSELI enseignante à l'E.N.P, et notre co-promoteur, pour les conseils et les documents qu'elle nous a procuré.
- Monsieur le directeur général du C.T.T.P, qui a accepté de nous accueillir dans l'entreprise.
- Monsieur BELKACEMI, pour ces précieux conseils lors des essais au laboratoire.
- Tous les ingénieurs du département recherche et laboratoire pour leur accueil et leur conseils.
- Tous les techniciens du laboratoire du C.T.T.P.

RESUME

Notre travail consiste à expliquer le bon comportement des argiles, (matériaux locaux) non traditionnels dans le domaine routier. Dont l'utilisation comme matériau de corps de chaussée représente un grand avantage économique.

Le bon comportement de la route RN03 IN AMENAS - ILLIZI, construite avec des argiles, après plus de 10 ans de mise en service, est dû principalement aux particularités climatiques du Sahara, et en particulier la faible pluviométrie.

Pour cela nous avons réalisé des essais à différents teneurs en eau pour, étudier l'influence de celles-ci sur le comportement des argiles.

SUMMARY

Our study consists to explain the good behavior of the clays (the locals materials) on traditional in road field used in base coat in the arid regions.

The good behavior of road RN03 IN AMENAS - ILLIZI, after 10 years of service, is due principally to the fact that it rarely rains.

For this, we have realized some tests with different degrees of moisture in order to see their influence on the clays behavior.

خلاصة

موضوعنا يهتم بإظهار المقاومة الجيدة للطين، مواد غير مألوفة الاستعمال، في مجال الطرق. استعمالها كمادة في هيكل الطريق، ذو فائدة اقتصادية.

المقاومة الجيدة للطريق الوطني رقم 03، من أمناس - إيليزي، المنجز بالطين، بعد أكثر من 10 سنوات من الاستعمال، راجع إلى الخاصية المناخية للصحراء، وبالحديد قلة التساقطات؛ لهذا أجرنا تجارب بمختلف درجات الرطوبة لدراسة تأثير هذا الأخير على مقاومة الطين.

SOMMAIRE

INTRODUCTION.....	1
-------------------	---

PARTIE BIBLIOGRAPHIQUE

CHAPITRE 1 : DES CHAUSSEES

1. TYPES DE CHAUSSEE	3
1.1. Les chaussées souples.....	3
1.2. Les chaussées rigides	4
2. METHODES DE DIMENSIONNEMENT	4
2.1. Méthodes empiriques	4
2.1.1. Méthode de Steele	
2.1.2. Méthode originale CBR	
◇ Abaques du corps of engineers	
◇ Abaques du road research laboratory	
2.1.3. Essai AASHO	
◇ Méthode de SHOOK & FINN	
2.1.4. Méthode des catalogues	
2.2. Méthodes rationnelles.....	11
2.2.1. Méthodes élastiques	
2.2.2. Dimensionnement rationnel	
◇ Modèles mono-couches	
◇ Modèles bi-couches	
◇ Modèles multicouches	

CHAPITRE 2: TECHNIQUE ROUTIERE SAHARIENNE

1. TECHNIQUE ROUTIERE SAHARIENNE.....	19
1.1. Historique.....	19
1.2. Genèse de la technique routière Saharienne.....	19
2. ELEMENT CLIMATOLOGIQUE.....	20
2.1. Pluviométrie	
2.2. Température	
2.3. Humidité relative de l'air	
2.4. Insolation	
2.5. Evaporation	
2.6. Influence du climat sur le comportement de la chaussée	
3. PRINCIPAUX MATERIAUX ROUTIER ET LEUR REPARTITION.....	23
3.1. Matériaux routiers.....	23

3.2. Matériaux locaux.....	24
3.2.1. Tufts calcaires	
3.2.2. Sables gypseux	
3.2.3. Arènes granitiques	
3.2.4. Tout venant de reg	

CHAPITRE 3: ETUDE SPECIFIQUE DES ARGILES

1. MINERALOGIE DES ARGILES	25
1.1. Principale argiles mono couches.....	26
1.1.1. Les argiles du groupe de la KAOLINITE.....	26
1.1.2. Les argiles du groupe des MICAS.....	27
1.1.3. Les argiles du groupe des SMECTITES.....	28
1.2. Capacité d'échange cationique.....	28
1.3. Formation de la double couche	29
1.3.1. Hydratation de surface	30
1.3.2 Hydratation osmotique.....	31
2. ASPECT DU COMPORTEMENT DES SOLS NON SATURES.....	32
2.1. Aspect mécaniques.....	32
2.1.1. Contraintes effectives dans les sols non saturés.....	32
2.1.2. Consolidation	33

PARTIE EXPERIMENTALE

CHAPITRE 4 : ETUDE DU COMPORTEMENT DE LA ROUTE RN 3 TIGENTOURINE -ILLIZI

1. HISTORIQUE ET PLAN DE SITUATION DU TRONCON	35
◊ But de la visite.....	35
2. AUSCULTATION DE LA CHAUSSEE.....	36
2.1. Auscultation par mesure d'uni.....	36
2.2. Auscultation par relevé visuel des dégradations	36
3. ETUDE GEOTECHNIQUE	37
3.1. sondages	37
4. ESSAI DE LABORATOIRE.....	38
4.1. Essai d'identification	38
4.1.1. Analyse granulométrique	39
4.1.2. Analyse sédimentométrique	40
4.1.3. Limites d'Atterberg	41
4.1.4. Teneur en eau naturelle	44
4.1.5. Analyses chimiques sommaires	44

4.2. Classification des matériaux	46
4.2.1. Classification selon U.S.C.S.....	47
4.2.2. Classification selon H.R.B.....	50
4.2.3. Classification selon R.T.R	51
4.3. Essais mécaniques.....	51
4.3.1. Essai Proctor.....	52
◇ But de l'essai	
◇ Principe de l'essai	
◇ Description de l'essai	
4.3.2. Essai C.B.R.....	53
◇ Principe de l'essai	
◇ Description de l'essai	
◇ Influence de teneur en eau sur le C.B.R.....	56
◇ Phénomène du coussin de caoutchouc.....	56
◇ Interprétation des résultats.....	57
4.3.3. Essai de résistance à la compression.....	57
◇ But de l'essai	
◇ Calcul de E.....	59
◇ Interprétation des résultats.....	60
* Influence de la teneur en eau sur le comportement du sol	60
• Augmentation du module élastique avec les faibles teneurs en eau	60
• Augmentation de la limite élastique avec les faibles teneurs en eau.....	62
• Augmentation de la fragilité avec les faibles teneurs en eau	62
* Influence de la compacité sur le comportement du sol.....	62
4.3.4. Essai triaxial statique	62
◇ But de l'essai	
◇ Description de l'essai	
◇ Critère de rupture	64
◇ Interprétation des résultats	66
* Influence de la contrainte latérale sur le déviateur	66
* Influence du S_r sur la résistance au cisaillement	67
CONCLUSION GENERALE.....	68
BIBLIOGRAPHIE	70
ANNEXE.....	71

INTRODUCTION



Le tronçon de la RN3 entre IN AMENAS et ILLIZI a été construit en 1984 par les militaires dans le cadre du service national .

Le matériau utilisé dans la construction de la chaussée était l'argile; seule matériaux disponible dans toute la région .

Pour tous projet routier, les matériaux classiques susceptibles d'être utilisé en corps de chaussée doivent répondre aux conditions suivantes:

- Un frottement interne élevé dû au squelette solide.
- Ne pas comporter des fines argileux qui ont un comportement médiocre en présence d'eau.
- La stabilité mécanique doit être aussi indépendante que possible des conditions climatiques.

Si on dispose d'un matériau qui répond à toutes ces exigences à proximité du projet routier, on peut pas espérer mieux. Dans le cadre Saharien, du fait de la grande monotonie de la géologie et de la géographie, les matériaux traditionnels en corps de chaussée ne sont pas toujours disponible. Les matériaux disponibles dans ces vastes zones sont de types fins. En effet, certains régions sont complètement dépourvues de cailloux et de graviers.

Par conséquent, l'utilisation des matériaux traditionnelles conduisait à des distances de transports considérable et les prix d'acheminement sur chantier, aggravés par le coût de transport en tous terrain, seraient absolument prohibitifs.

Très vite, les ingénieurs ont cherché à tenir compte des différences importantes, climatologiques et autres, qui existent entre le nord et le Sahara. Parmi les problèmes posés, celui qui retenait plus l'attention était l'influence de la faible pluviométrie.

Heureusement, ces conditions climatiques favorables (en général, il n'y a pas de risque d'imbibition complète) permettent de sortir, du cadre habituel de la technique routière, et d'utiliser des matériaux non traditionnels, qui ne conviendraient pas dans les climat humide.

Cette étude concerne un tronçon de route d'environ 20 km situé sur la RN03 entre IN-AMENAS et ILLIZI.

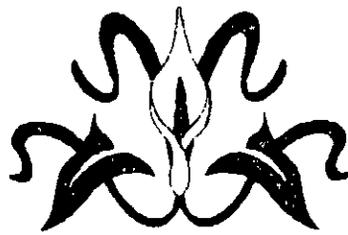
La première partie de ce travail consiste à une recherche bibliographique concernant:

- Les méthodes de dimensionnements des chaussées.
- Les principes de la technique routière Saharienne.
- Les caractéristiques minéralogique et mécanique des argiles.

La deuxième partie, expérimentale est composée de deux parties:

- Une visite de site du tronçon étudier en procédant à des prélèvement d'échantillons.
- La réalisation d'une série d'essais au laboratoire, à savoir:

1. Des essais C.B.R. immédiat. et à des teneurs en eau intermédiaires.
2. Des essais de résistance à la compression à différentes teneurs en eau et à différentes compacité
3. Des essais triaxiaux à différentes teneurs en eau .



partie théorique

CHAPITRE 1

DIMENSIONNEMENT DES CHAUSSEES

Introduction :

Toute surface aménagée sur le sol, pour le stationnement ou la circulation des véhicules est appelée chaussée.

La chaussée est essentiellement un ouvrage permettant la répartition des charges roulantes sur le terrain de fondation sans induire de déformation permanente, ni au sein de la chaussée, ni sur le sol support .

1. TYPES DE CHAUSSEE:

Conformément à la mécanique de chaussée, ces dernières peuvent être classées en deux catégories:

1.1. Les chaussées souples:

Elles sont constituées par un empilage de matériaux pierreux recouvert de revêtement plus au moins épais à base de bitume ou de goudron, et certains sont améliorées au ciment. En absence de cohésion des couches, qui la composent sont très flexibles.

La pression q_0 (de l'ordre de 0.2 à 0.7 MPA) exercée par le pneumatique ne peut généralement, pas être supportée par le sol naturel. Le rôle de la chaussée est de répartir cette pression pour l'amener à un niveau compatible avec ce qui peut être supporté par le sol support. Si le corps de chaussée n'est pas différent du terrain naturel, on peut raisonnablement supposer que la pression se répartit à travers le corps de la chaussée de la même manière que dans le sol, cette distribution des pressions à travers de la chaussée a été proposée par le professeur HOUSEL suivant le schéma suivant :

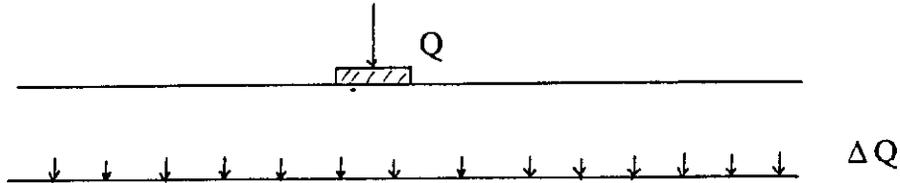
Considérons le corps de chaussée comme formé par des agrégats de mêmes dimensions et de forme sphériques. si l'une des sphères de la première couche supporte une charge F , elle va répartir cette charge sur les deux sphères adjacentes de la deuxième couche. Ces deux sphères vont elles mêmes transmettre leurs charges sur les trois sphères inférieures et ainsi de suite de proche en proche .

Un calcul simple montre que la charge se répartit sur n sphères de la $P^{\text{ème}}$ rangée et qu'à ce niveau, les charges sont égales à: $\frac{1}{2 * n} * C_n^P$ si n : est la $n^{\text{ème}}$ sphère de la $P^{\text{ème}}$ rangée.

En se limite, pour le dimensionnement de ce type de chaussée par la contrainte verticale au niveau du sol support .

1.2. Les chaussées rigides:

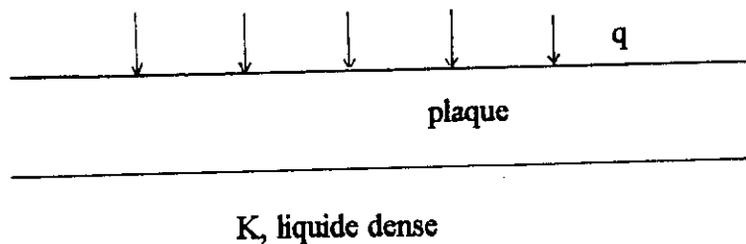
Elles sont constituées de dalles en béton, leur déformation sous les passages des charges sont très faible, et les charges sont transmises au sol sur une grande étendue ce qui les rend très faibles.



Les charges sont tellement faibles que le sol est épargné du risque de déformation. Par contre, c'est la flexion de la chaussée, si elle n'est pas suffisamment épaisse, qui peut être dangereuse. On se limite dans ce cas par une contrainte admissible de traction par flexion.

Le sol entre par son module de réaction K qui conditionne le moment de flexion de la chaussée.

L'hypothèse retenue est celle de WESTEGRAD ou le sol est assimilé à un liquide dense. Sa réaction est proportionnelle à l'enfoncement et la chaussée est assimilée à une dalle rigide infinie.



2. METHODES DE DIMENSIONNEMENT:

2.1. Méthodes empiriques:

2.1.1. Méthode de STEELE:

D'origine américaine, cette méthode résulte des observations de STEELE sur le comportement des chaussées, dans une région donnée. De là, il établit une relation entre les épaisseurs nécessaires et certains caractéristiques du sol de fondation, déterminées à partir d'essais d'identification granulométrique et limites d'Atterberg. STEELE définit ainsi, pour chaque sol un nombre compris entre 0 et 20 appelé indice de groupe et calculé par la formule :

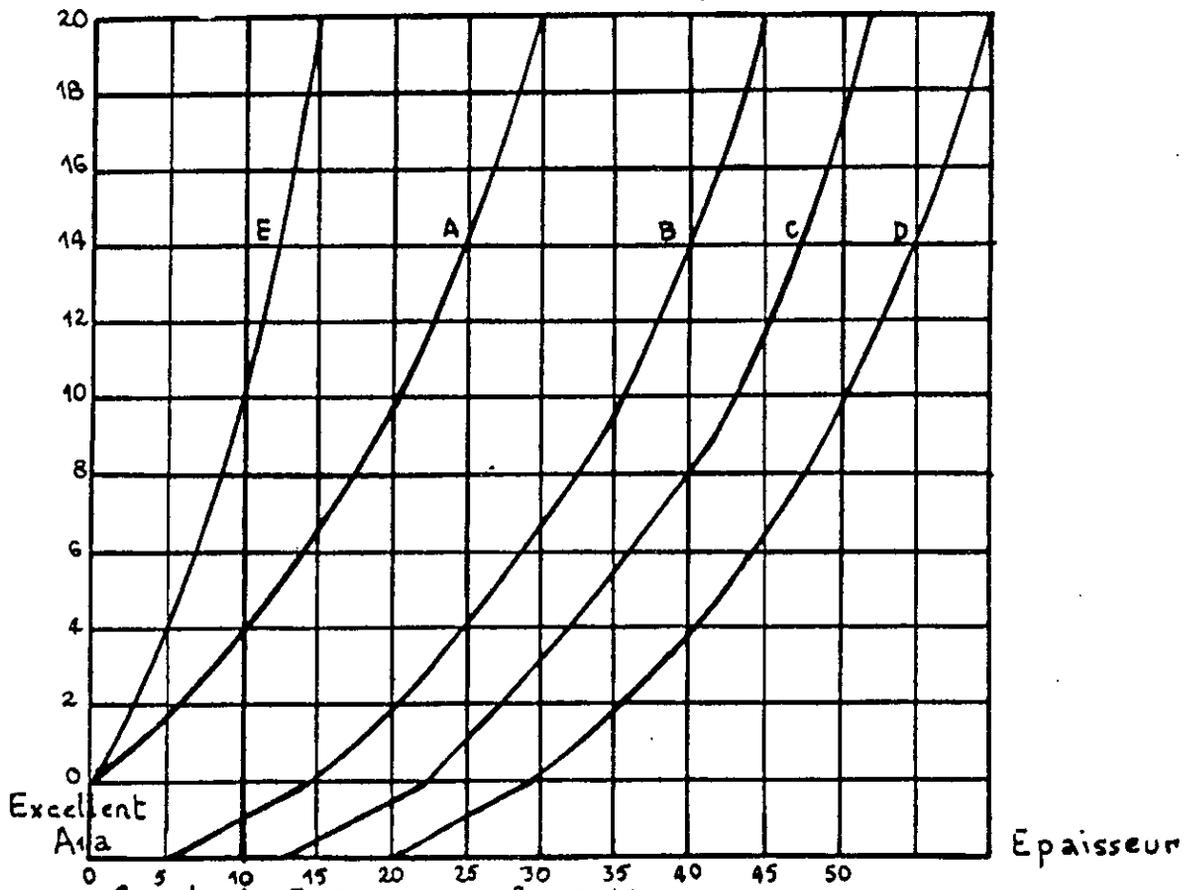
$$I_g = 0.2 * a + 0.005 * a * c + 0.004 * b * d$$

- a : fraction du pourcentage passant au tamis de 80 microns (comprise entre 35 et 75%),
- b : fraction du pourcentage passant au tamis de 80 microns (comprise entre 15 et 55%),
- c : pourcentage de limite de liquidité entre 40 et 60 ,
- d : pourcentage de plasticité entre 10 et 80 .

IG

fig: 1.1

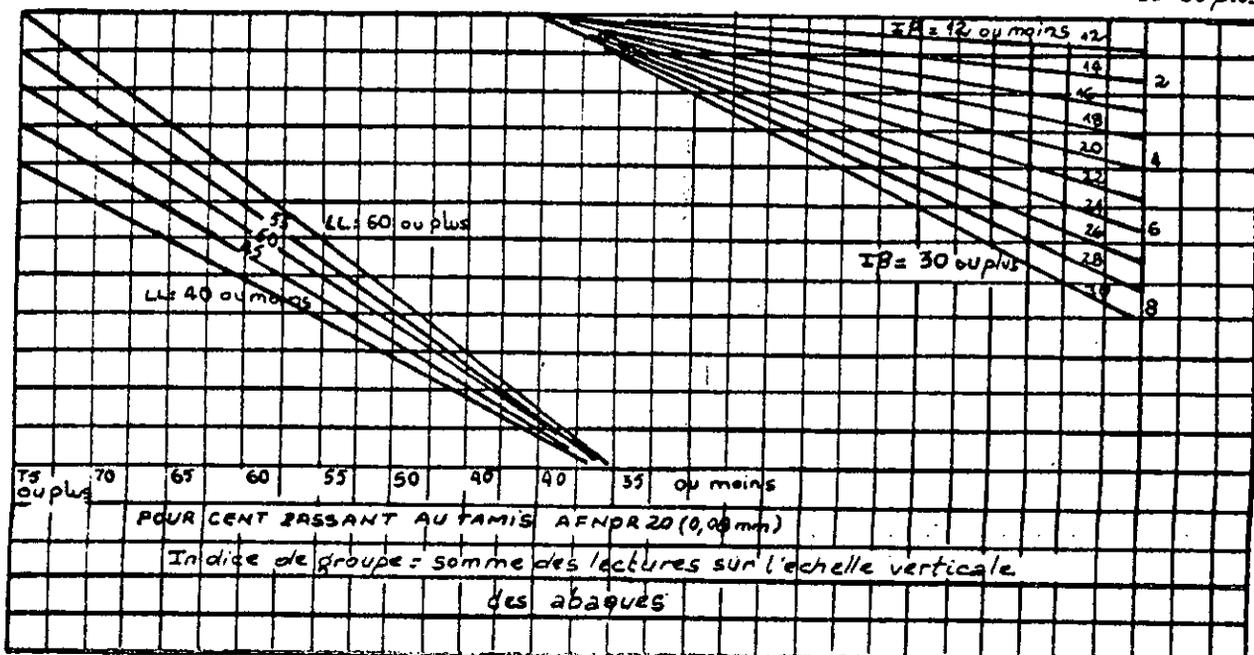
ABAQUES DE STEELE.



- . Courbe A: Epaisseur de Fondation
- . Courbe B: Epaisseur totale TRAFIC LEGER "< 50 VC/J"
- . Courbe C: Epaisseur totale TRAFIC MOYEN "50.300 VC/J"
- . Courbe D: Epaisseur totale TRAFIC LOURD "> 300 VC/J"
- . Courbe E: Epaisseur de couche de base supplementaire necessaire pour remplacer la fondation de la courbe A.

fig: 1.2 INDICE DE GROUPE.

POUR CENT PASSANT AU TAMIS AFNOR 20
ou moins 15 20 25 30 35 40 45 50 55 ou plus



POUR CENT PASSANT AU TAMIS AFNOR 20 (0,075 mm)
Indice de groupe = somme des lectures sur l'echelle verticale
des abaques

De ce nombre déterminé à partir des divers valeurs de plasticité, et de la composition granulométrique, il calcule l'épaisseur de la chaussée en fonction des trois intensités de trafic (léger, moyen, et lourd).

En présentant cette méthode, STEELE émet les conditions dans lesquelles sa méthode était valable:

- Il s'agit d'un climat américain moyen .
- Le drainage est bien réalisé .
- Le sol de fondation est compacté à une densité supérieure à 95% de l'optimum Proctor .
- Le trafic est conforme au code de la route américain, c'est à dire pour des roues de 4.5T maximum .

2.1.2. Méthode originale C.B.R

Il est à rappeler que la méthode C.B.R est basée :

- d'une part, sur la résistance au poinçonnement, suivant un essai normalisé du sol de fondation .
- d'autre part, sur l'hypothèse de BOUSSINESQ, quant à la répartition en profondeur des pressions verticales, dans un massif homogène, isotrope, et élastique, limité supérieurement par un plan horizontal et de dimension infinie.

La méthode C.B.R est une méthode empirique, conçue par les américains en 1938. O.J.PORTER établit une relation entre l'indice portant C.B.R et l'épaisseur requise de la chaussée, pour que cette dernière ne se rompt pas sous l'effet de la déformation plastique de ce sol. C'est ainsi qu'apparut une abaque donnant, en fonction du C.B.R, l'épaisseur adéquate du corps de chaussée pour deux catégories de trafic .

- un trafic moyen, équivalent au passage d'une roue maximum de 5.4T .
- un trafic léger, correspondant à un passage d'une roue maximum de 3.1T .

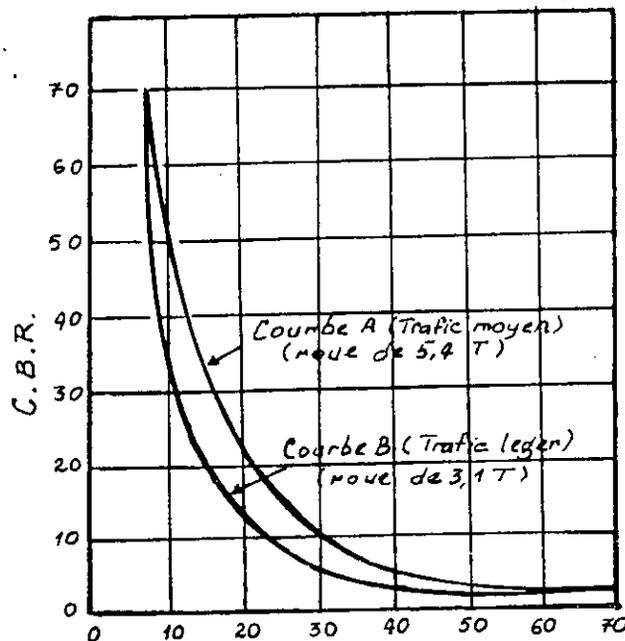


fig : 1.3 Épaisseur de chaussée (cm).

◇ **Abaques du corps of engineers:**

Le corps des ingénieurs de l'armée américaine se basant sur les courbes de l'état californien, extrapolèrent les résultats à des cas de roues plus chargées. Ils calculèrent par la suite les contraintes de cisaillement pour des roues de : 5.4T, 11.2T, 17.9T, 31.2T .

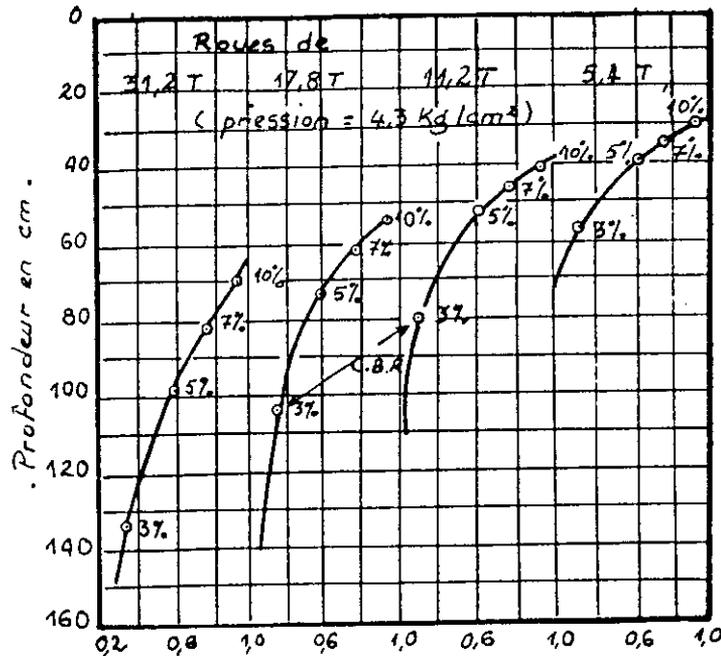


fig : 1.4 . Contrainte de cisaillement kg/cm².

Après quelques essais de vérification, il aboutirent à des épaisseurs minimales, au delà desquelles, la méthode n'était plus valable, et cela pour les couches supérieures où des contraintes de cisaillement appréciables pouvaient se développer .

PELTIER a donné par la suite une expression plus générale à ses abaques qui est:

$$e = \frac{100 + 150\sqrt{p}}{I + 5}$$

e : est l'épaisseur de la chaussée en cm ,

p : poids de la roue en tonnes ,

I : l'indice C.B.R en % .

Ainsi la meilleure vérification de la méthode C.B.R correspond à :

1. une densité sèche égale à 95% du Proctor modifié ,
2. une teneur en eau voisine de l'optimum ,
3. une période d'imbibition de 4 jours .

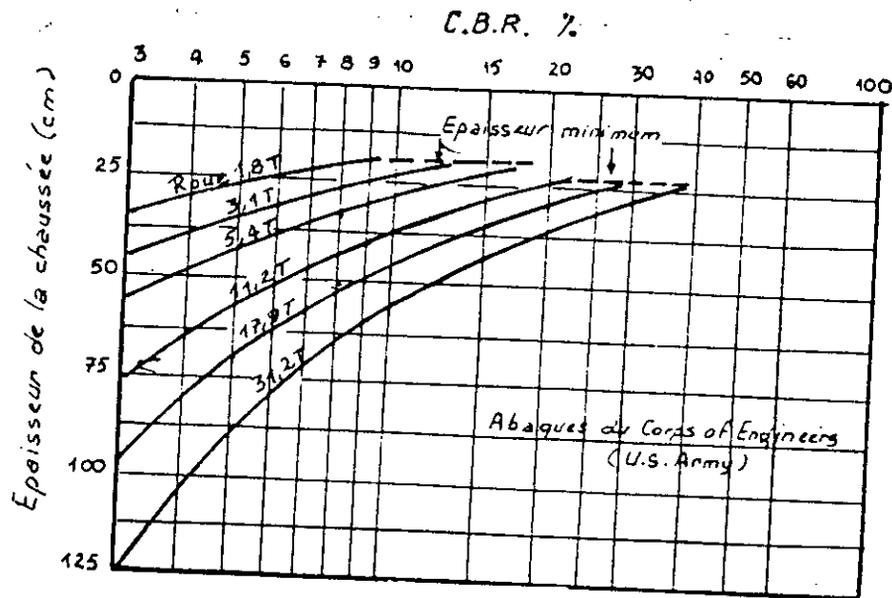


fig : 1.5

◇ **Abaquet du road research laboratory :**

Une mise à jour de la méthode C.B.R a été jugée utile . le Road Research Laboratory fait la distinction entre les divers intensités du trafic en introduisant la notion du nombre d'application de la charge .

$$e = \frac{100 + \sqrt{p} \cdot \left(75 + 50 \cdot \log \frac{N}{10} \right)}{I + 5}$$

N : le nombre moyen journalier de camion de plus de 1.5T à vide, circulant sur la chaussée entière (qu'elle soit à 1 ou 2 ou 3 voies).

2.1.3. Essai AASHO :

L'énorme projet AASHO, fut entrepris aux ETATS UNIS, entre 1957 et 1961.

IL consistait à la réalisation de centaines de planche expérimentale réparties comme suit:

- 240 sections de chaussées souples.
- 271 sections de chaussées rigide.
- 50 sections de chaussées souples avec une couche de base stabilisée .

Chacune de ces sections a reçu l'application d'environ 1 millions de charges roulante, ce qui a permis d'étudier :

1. L'état de la chaussée et l'évolution de son comportement dans le temps .
2. Les équivalences entre les différentes couches de matériaux.
3. Les équivalences entre les différents types de charge par essieu .

L'apport essentiel de l'essai AASHO dans le domaine des chaussées souples consiste donc en une étude de comportement de chaussée en fonction des épaisseurs des différentes couches et les charges supportées par elles.

◇ **Méthode de SHOOK et FINN :**

basée sur les hypothèses suivantes :

1. Indice de viabilité définissant l'état de la chaussée

- initial 4.2 (chaussée neuve),
- final 2.5 (chaussée hors d'usage).

2. Coefficient d'équivalence de matériaux:

Cette méthode ne considère que les matériaux analogues à ceux des sections courantes de l'essai AASHO, c'est à dire :

- revêtement en béton bitumineux (stabilité marshall moyenne 850 kg),
- couche de base en pierre concassée (C.B.R moyen égal à 100),
- couche de fondation en graves sableux (C.B.R moyen égal à 35).

Pour ces matériaux, il a adopté les coefficients d'équivalences respectifs de 2, 1 et 0.75 d'où l'épaisseur équivalente :

$$T=2 * D_1 + D_2 + 0.75 * D_3$$

3. Facteur de charge pour le trafic (facteur d'équivalence) :

Le modèle mathématique choisi par L'ASPHALT INSTITUTE pour représenter l'influence de la charge a aboutit à la relation suivante :

$$F=10^{0.25 * (P - 8.15)}$$

- F : facteur de charge ou facteur d'équivalence de charge P considérée ,
- P : poids en tonne de l'essieu simple ou 0.57 fois le poids supporté par l'essieu jumelé,
- 8.15 : le poids en tonne de l'essieu de référence.

4. Influence de la répétition de charge:

La relation fondamentale reliant l'épaisseur équivalente au nombre de passage W de l'essieu de référence est:

$$T_{(\text{en pouce})} = 8.5 + 5.53 * \log W.$$

5. Influence du sol de fondation :

Pour faire apparaître l'influence du paramètre variable du sol de fondation (c'est à dire sa qualité). L'ASPHALT INSTITUTE trouva que l'épaisseur requise pour un sol donné, était égale à l'épaisseur équivalente obtenue pour le sol AASHO dont le C.B.R est égal à 2.5 multiplié par le facteur $(2.5/ C.B.R)^{0.4}$

On aboutit ainsi à l'équation définitive.

$$T_{(\text{en pouces})} = -8.5 + 5.53 * \log w * \left(\frac{2.5}{C.B.R} \right)^{0.4}$$

2.1.4. Méthode des catalogues :

La méthode des catalogues consiste à proposer aux ingénieurs projeteurs des structures pré calculées et testées par l'expérience, ces structures sont appelées : chaussées standard.

Le catalogue SETI utilisé en ALGERIE se base sur le sol support caractérisé par son CBR et le trafic .

a) Sol support:

Les sols naturels sont classés en cinq catégories : S₁ à S₅ en fonction de leur portance, caractérisée par l'indice de portance C.B.R.

- Classement des sols supports:

Le tableau suivant indique le classement des sols en fonction de l'indice portant C.B.R

INDICE C.B.R	CLASSEMENT DES SOLS	OBSERVATIONS
≤ 3	S ₁	couche de forme nécessaire
3 à 5	S ₂	couche de forme inutile
5 à 10	S ₃	
10 à 25	S ₄	
> 25	S ₅	

tableau(1.1)

b) Le trafic:

L'étude du trafic permet de déterminer d'une part l'intensité du trafic, et d'autre part, l'agressivité des véhicules poids lourds. Cette étude est basée sur le trafic journalier moyen annuel (TJMA), évalué par catégorie de véhicule.

- Classe de trafic :

Le calcul du trafic cumulé prévisionnel durant une durée de vie N est donné par la formule :

$$T=365*T_{ms}*((1+i)^N-1)/i$$

avec :

$$T_{ms}=T_{pl}*(1+i)^n$$

ou:

T_{ms} : trafic poids lourds à l'année de mise en service,

T_{pl} : trafic poids lourds par voie de circulation, à l'année de comptage,

n : nombre d'année s'écoulant entre l'année de comptage et l'année de mise en service,

i : coefficient d'accroissement annuel du trafic .

La classe du trafic T , est déterminée à partir du tableau suivant définissant plusieurs catégories de trafic poids lourds .

CLASSE DU TRAFIC	NOMBRE DE POIDS LOURDS > 5t CUMULE PENDANT LA DUREE DE VIE
T_0	$T_0 \leq 2.3 * 10^5$
T_1	$3.5 * 10^5 \leq T_1 \leq 7.3 * 10^5$
T_2	$7.3 * 10^5 \leq T_2 \leq 2 * 10^6$
T_3	$2 * 10^6 \leq T_3 \leq 7.3 * 10^6$
T_4	$7.3 * 10^6 \leq T_4 \leq 4 * 10^7$
T_5	$T_5 \geq 4 * 10^7$

tableau(1.2)

2.2. Méthodes rationnelles :

Introduction :

Il existe, en général, deux types de chaussées pour lesquels les méthodes de dimensionnement fondées sur le critère de portance C.B.R ne s'appliquent pas :

D'une part les chaussées type bicouche d'autre part les chaussées type tricouche ou multicouche.

Ces méthodes de dimensionnement empirique ne peuvent être appliquées pour ces type de chaussées, parcequ'elles ne considèrent que la rupture au niveau de la plate forme et n'envisagent pas le mode de rupture qui peut se produire à cause des contraintes de traction excessives, présentes à la base de la couche supérieure .

En effet, la présence de telles contraintes finit par provoquer une rupture par fatigue de la couche supérieure qui se manifeste sous forme de fissuration qui évolue jusqu'à la ruine totale de la chaussée .

Et c'est là, qu'interviennent justement les méthodes élastiques qui déterminent l'épaisseur minimum à donner aux couches supérieures afin d'éviter une telle ruine .

Le défaut trouvé dans les méthodes basées sur l'indice C.B.R fut corrigé par la suite. Cela, en tenant compte du pouvoir répartiteur des différents matériaux constituant la chaussée; ainsi la notion « d'épaisseur équivalente » fut introduite .

Les essais routiers AASHO ont confirmé qu'à chaque type de matériaux correspondait un coefficient d'équivalence, par lequel on devait pondérer l'épaisseur réelle.

Les méthodes dérivées des essais AASHO, telles que; la méthode de SHOOK et FINN qui est venue par la suite, a pu aboutir à une infinité de solution permettant de calculer la contrainte de compression au niveau de la plate forme, et cela, grâce à un choix judicieux des coefficients d'équivalence des différentes couches .

Mais cela s'est avéré insuffisant, car bien dimensionner une chaussée à l'aide des méthodes citées ci dessus et arriver à une contrainte de compression qui soit acceptable au niveau de la plate-forme, ne garantit pas forcément que cette dernière puisse prémunir contre le risque d'existence de contraintes de traction au niveau des couches supérieures, or c'est là justement qu'il faut chercher la cause de rupture des chaussées. Car en dépit d'une contrainte de compression acceptable au niveau de la plate-forme et d'une épaisseur totale ou équivalente, les couches supérieures auront été soumise à des contraintes et déformations supérieures aux valeurs admissibles pour les matériaux constituants.

REMARQUE:

L'expérience a prouvé que les fissurations se propagent de bas en haut jusqu'à la rupture totale.

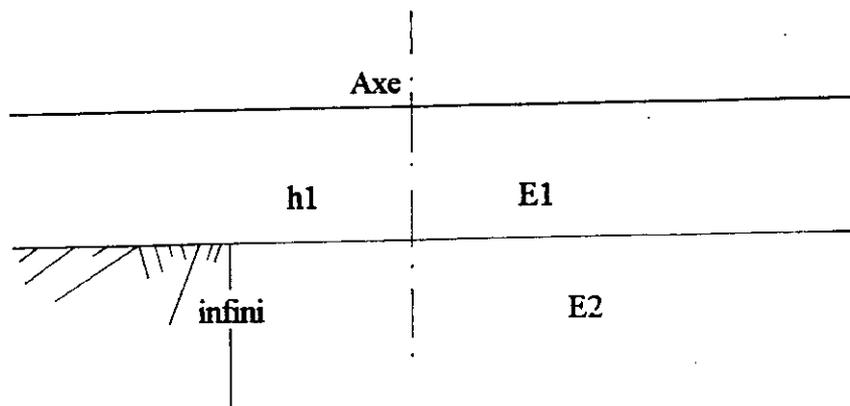
Ainsi, le dimensionnement d'une chaussée revêtue type bicouche, tricouche ou multicouche ne se limitent pas à la détermination de son épaisseur totale ou équivalente, mais aussi à une vérification de contraintes. Il convient donc de s'assurer que :

1. La contrainte de compression au niveau de la plate-forme (de la fondation et de la couche de base lorsque celles-ci sont constituées de matériaux naturels) ne soit pas supérieure à la contrainte admissible.
2. La contrainte de traction et la déformation relative à la base du revêtement (et de la couche de base lorsque celle-ci est rigidifiée à l'aide d'un liant), soient également inférieures à la contrainte admissible et à la déformation admissible en traction .

• Définition d'une chaussée type bicouche, tricouche, multicouche :

a) Chaussée bicouche :

Une chaussée bicouche est une chaussée qui possède une couche unique, formant le revêtement. Elle est constituée de matériaux rigidifiées à l'aide d'un liant hydraulique ou bitumineux, reposant sur le terrain naturel .

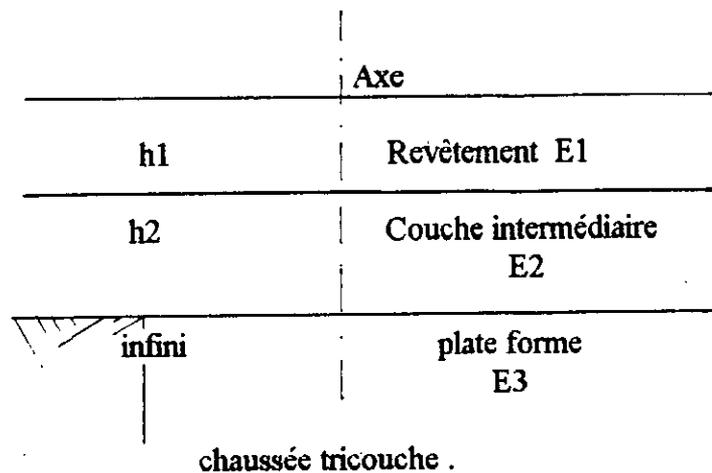


b) Chaussée tricouche ou multicouche :

Une chaussée tricouche ou multicouche comporte un revêtement en béton bitumineux, une couche intermédiaire (base et fondation) en matériaux naturels ou stabilisés à l'aide d'un liant, le tout reposant sur le terrain naturel .

Les méthodes rationnelles obéissent à un schéma de principe très classique, qui est le suivant :

- Le calcul des contraintes et des déformations en tout point de la chaussée sous les sollicitations, pour cela il faut connaître le modèle mathématique adéquat .
- La connaissance des critères de qualités de la chaussée (caractéristiques limites admissibles).
- Le calcul de la structure de façon qu'elle puisse supporter les sollicitations .



2.2.1. Modèles élastiques :

Les auteurs des méthodes élastiques, en émettant leurs solutions, ont admis certains hypothèses :

1. Les divers couches du système sont élastiques, linéaires, homogènes et isotropes, ainsi deux modules (E , ν) suffisent pour décrire leurs comportements .

Très souvent, la plupart des auteurs ont admis que les matériaux sont incompressible, ce qui les a conduit à prendre un coefficient de poisson égal à 0.5, y compris pour la plate forme .

Par la suite, les expériences ont montré que ce coefficient était plutôt entre 0.3 et 0.5 pour les matériaux généralement utilisés (béton bitumineux, concassés, grave et sol de plate-forme) .

A titre d'exemple, si nous prenons pour valeur de $\nu=0.35$ au lieu de 0.5. Nous aboutirons alors aux résultats suivants :

- La contrainte verticale au niveaux de la plate-forme est augmentée d'environ 10 %.
- La contrainte de traction à la base du revêtement est diminuée d'environ 20 %.
- La déformation à la base du revêtement est diminuée d'environ 10 % .
- La déflexion en surface est diminuée d'environ 7%.

L'incidence de ce facteur (coefficient de poisson) est donc importante en ce qui concerne la contrainte horizontale de traction à la base du revêtement, chose qui se situe du côté de la sécurité si on prend pour valeur de $\nu = 0.5$.

2. Les couches sont infinies horizontalement et finies verticalement (sauf la dernière), ainsi les effets du bord et du coin ne sont pas à envisager.

3. En ce qui concerne la couche de surface, certains auteurs ont considéré le revêtement comme étant une « plaque » élastique, alors que d'autres l'ont considéré comme étant une « couche » élastique.

La différence entre ces deux hypothèses est que la « plaque » élastique est soumise à des déformations dues uniquement à la flexion, et ne subit aucune déflexion verticale due aux contraintes de compression, quant à la « couche » élastique, elle accuse une déflexion qui résulte non seulement de la flexion mais également des contraintes de compression.

4. Conditions aux interfaces: certains auteurs ont admis que le contact entre les couches successives était parfaitement lisse, alors que d'autres l'ont supposé rugueux.

Ainsi selon la première hypothèse, les contraintes et les déformations ne se transmettent pas d'une couche à une autre.

Ceci ne semble pas plausible, car il paraît évident qu'entre la couche de fondation et la plate-forme nous pouvons admettre une solidarité presque complète. Il en est de même, entre la couche de base et de fondation, lorsque celles-ci sont constituées de matériaux naturels non traités.

Cette solidarité peut être justifiée par les raisons suivantes:

- Irrégularités de surface de la couche de base.
- L'effet de compactage au niveau de la surface du revêtement.

5. Les charges sont statiques et agissent sur une aire de chargement circulaire. Or en réalité les charges sont dynamiques, l'aire d'application est, plutôt, elliptique et les sollicitations horizontales ne sont pas nulles, comme on le suppose souvent.

2.2.2. Dimensionnement rationnel :

Le dimensionnement rationnel d'une chaussée par une méthode rationnelle, conduit à la détermination des épaisseurs des différentes couches à partir de connaissance du sol (ou de l'ancienne chaussée s'il s'agit d'un renforcement des matériaux mis en place), et du trafic envisagé.

Dans ce but, on fait appel à des méthodes mathématiques qui constituent l'élément fondamental des méthodes rationnelles. Ils permettent d'analyser le comportement d'une chaussée à partir de la schématisation géométrique et des charges qu'elle est amenée à subir. Ces méthodes schématisent :

- La structure par le nombre de ces couches, leurs épaisseurs et le type d'interfaces.
- Le trafic par une charge unitaire dite de référence.

◊ Modèle monocouche : le modèle de BOUSSINESQ

Bien que ce modèle ne correspond pas aux types de chaussées rencontrées en réalité, il reste, néanmoins, à la base des théories postérieures devant servir au calcul des chaussées bicouches ou multicouches.

En 1885, BOUSSINESQ a développé sa théorie, en se basant sur les hypothèses suivantes:

- Le sol support est supposé homogène, linéaire, isotrope, élastique de module de YOUNG E_s et de coefficient de poisson ν_s .
- La charge appliquée est schématisée par une pression uniforme q appliquée sur une aire circulaire (a).

BOUSSINESQ a pu ainsi calculer la déflexion à la surface du massif, en même temps que la valeur de la contrainte de compression à toute profondeur, à l'intérieur de ce massif.

Principales équation :

les expressions des contraintes et des déplacements pour une charge uniformément répartie q sont données par :

$$\sigma_{rr} = \sigma_{\theta\theta} = \frac{q}{2} * (-1 + 2 * \nu) + \frac{2 * (1 + \nu) * z}{\sqrt{\rho}} - \left(\frac{z}{\sqrt{\rho}}\right)^3.$$

$$\sigma_{zz} = q * \left(-1 + \left(\frac{z}{\sqrt{\rho}}\right)^3\right).$$

$$w = \frac{4 * (1 - \nu^2)}{\pi * E} * q * R * \left(\int_0^{\pi/2} \sqrt{1 - \psi^2} d\theta - \left(1 - \frac{a^2}{R^2} * \int_0^{2*\pi} \frac{d\theta}{\sqrt{1 - \psi^2}}\right) \right)$$

avec : $\psi = \frac{a}{R} * \sin \theta$

$$\rho = a^2 + z^2$$

REMARQUE:

Les contraintes σ_{zz}, σ_{rr} sont proportionnelles à q , indépendantes du module E_s du sol de fondation, et fonction de la profondeur z , pour une valeur de ν fixée.

◊ Modèles bicouches :

Comme on l'a vu à plusieurs reprises, le dimensionnement de la chaussée consiste à vérifier deux critères qui conditionnent son comportement dans le temps.

- La contrainte verticale sur le sol support doit être inférieure à une valeur limite fonction de la nature du sol support et du nombre de chargements (cycles) envisagé.
- La contrainte de traction par flexion à la base de la couche de roulement doit également être inférieure à une valeur limite fonction de la nature du matériau et du nombre de cycles .

Le dimensionnement d'une couche de chaussée diffère du dimensionnement d'une fondation . Pour cette dernière, et comme on le pratique souvent en M.D.S, c'est le premier critère qui est en général prépondérant .

L'étude d'un tel problème ne peut se faire à l'aide du simple modèle de BOUSSINESQ le recours à un modèle bicouche est donc nécessaire.

a) Hypothèses :

HOGG, 1938 et WESTERGARD 1926 ont étudié les solutions théoriques d'un modèle bicouche selon deux hypothèses concernant le sol support:

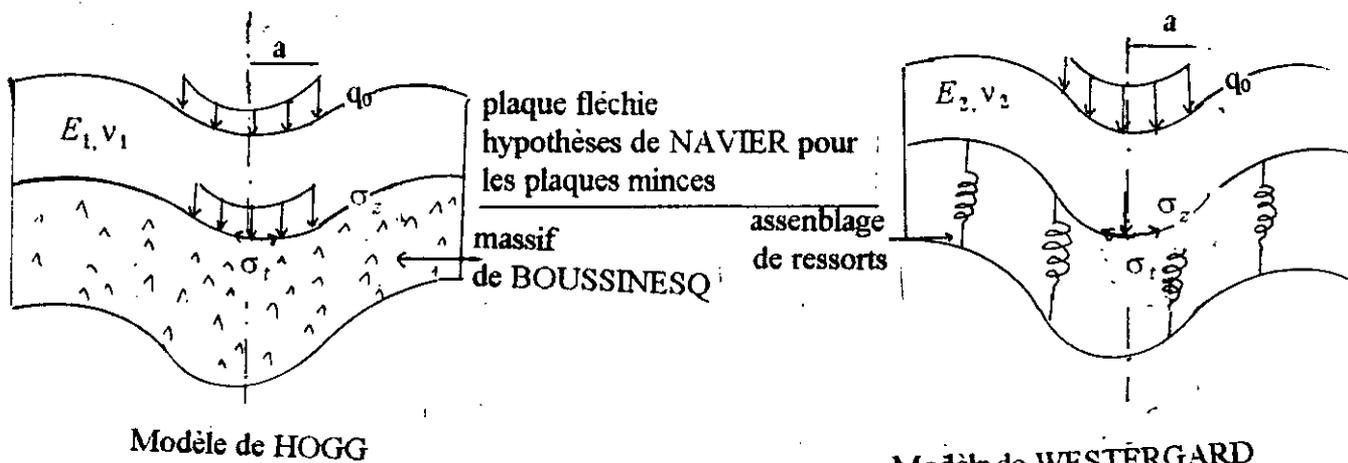


fig :1.6

fig : 1.7

b) Principales équations :

Dans le cas particulier ou $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma$. L'expression de contrainte de traction dans la plaque dans le modèle de HOGG est donné par :

$$\sigma_t = \frac{p}{H^2} * \frac{1 + \nu}{2 * \pi} * F\left(\frac{E_1}{E_2} * \left(\frac{H}{a}\right)^3\right).$$

L'expression de la contrainte de traction dans la plaque pour le modèle de WESTERGARD et dans le cas d'une charge circulaire au centre de la dalle donne une expression à rapprocher de celle fournie par le modèle de hogg.

$$\sigma_t = \frac{p}{H^2} * \frac{1+\nu}{2} * F\left(\frac{E_1}{E_2} * \left(\frac{H}{a}\right)^3\right).$$

◇ **Modèle multicouche :**

Pour le modèle de BURMISTER, la structure comprend plusieurs couches , chacune de ces couches a un comportement élastique linéaire, ces couches sont superposées et sont infinies dans la direction radiale .

a) Hypothèse :

Les hypothèses du modèle de BURMISTER sont les suivantes:

- Couche à comportement élastique linéaire .
- Structure semi-infinie .
- Interfaces collés ou décollés.
- Symétrie de révolution.

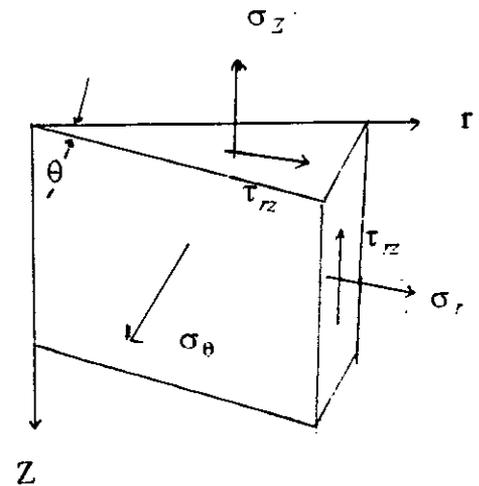
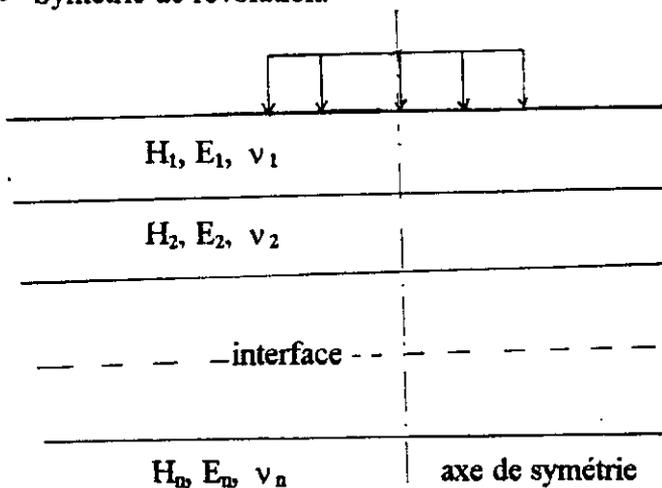


fig : 1.8

b) Principe de résolution :

La résolution du problème d'élasticité en coordonnées cylindriques se réduit à la recherche de fonctions du tension (ou de love) $\phi(R, Z)$ à double laplacien nul :

$$\Delta^2 \phi(R, z) = 0 \quad \text{tel que.} \quad \Delta^2 = \left(\frac{\partial^2}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} + \frac{\partial^2}{\partial z^2} \right)^2$$

Les solutions dépendent de quatre constantes qui sont déterminées à partir des conditions aux limites. Les déplacements (U suivant r et W suivant z) et les contraintes ($\sigma_r, \sigma_\theta, \sigma_z, \tau_{rz}$) s'expriment simplement à partir des fonctions $\phi(r,z)$ et de leurs dérivées par rapport à r ou z.

Si $\phi(r,z)$ est telle que $\Delta^2 \phi(r,z)=0$.

$$\sigma_r = \frac{\partial}{\partial z} \left(\nu \Delta \phi - \frac{\partial^2 \phi}{\partial r^2} \right)$$

$$\sigma_\theta = \frac{\partial}{\partial z} \left(\nu \Delta \phi - \frac{1}{r} \frac{\partial \phi}{\partial r} \right)$$

les contraintes:

$$\sigma_z = \frac{\partial}{\partial z} \left[(2 - \nu) \Delta \phi - \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} \right]$$

$$\tau_{rz} = \frac{\partial}{\partial r} \left[(1 - \nu) \Delta \phi - \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} \right]$$

les déplacements :

$$\text{radial: } U = - \frac{1 + \nu}{E} \frac{\partial^2 \phi}{\partial z \partial r}$$

$$\text{vertical: } w = \frac{1 + \nu}{E} \left[(1 - 2\nu) \Delta \phi + \frac{\partial^2 \phi}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial \phi}{\partial r} \right]$$

REMARQUE:

La recherche des solutions de l'équation $\Delta^2 \phi = 0$ est facilitée si on effectue sur les variables, une transformation de HENKEL .

Pour les structures composée de n couches de caractéristiques élastiques différentes, on recherche n fonctions, définies dans chacune des couches par $\Delta^2 \phi(r,z) = 0$, et par les conditions aux limite (interface supérieure et interface inférieure de la couche).

CHAPITRE 2

TECHNIQUE ROUTIERE SAHARIENNE

1. TECHNIQUE ROUTIER SAHARIENNE :

1. 1. Historique :

En 1955, le Sahara était pratiquement dépourvue de routes, deux pistes seulement avaient été bitumées sommairement :

- La section de LAGHOUAT à GHARDAIA (225 km)
- La section de TOUGGOURT à OUARGLA (160 km)

Dans le cadre de la politique générale de développement de l'ALGERIE et en vue de la prospection pétrolière, la transformation de pénétration en routes des trois axes (ouest, centre et est vers le sud) a été engagé à cette époque :

- A l'ouest, la route nationale n° 6 d'ORAN à BECHAR (140 km) achevée en 1959 .
- Au centre la route nationale n° 1 d'ALGER à EL-GOLEA (250 km) construite de 1957 à 1959 entre GHARDAIA et EL-GOLEA
- A l'EST, la route nationale n° 3 de SKIKDA à TOUGOURT (155 km au Sahara) achevées 1959.

En suite, les découvertes pétrolières ont totalement modifié l'orientation :

- D'une part, l'intense augmentation du trafic qui a nécessité la reconstruction des deux sections anciennes.
- D'autre part, la pénétration a été poussée vers l'est, en direction des gisements par la construction de la route GHARDAIA, OUARGLA, HASSI-MESSAOUD, IN-AMENAS (1000 km) .

1.2 . Genèse de la technique routière saharienne :

La technique routière européenne avait été utilisée en ALGERIE jusqu'en 1950 environ. A l'époque, les problèmes sahariens ne se posaient pas d'ailleurs, puisque les routes n'avaient pas dépassé le sud des haut plateaux.

Les premières routes sahariennes commencées vers 1955, ont été étudiées en adoptant les bases de la technique routière européenne. Les matériaux utilisés avaient la granulométrie la plus étalée possible et contenaient peu ou pas d'argile .

Les différentes parties de chaussées étant à l'image de la technique routière européenne de bas en haut:

- Une couche de fondation dont l'épaisseur était fonction du sol sous-jacent.
- Une couche de base d'une vingtaine de centimètres d'épaisseur .
- Une couche de roulement aussi épaisse que les crédits le permettaient.

Eventuellement, on ajoutait entre la couche de base et la couche de roulement un matériau enrobé avec un faible dosage de liant hydrocarboné pour augmenter la rigidité de la couche de roulement et améliorer la répartition des charges sur la couche inférieure.

2. ELEMENT CLIMATOLOGIQUE :

La chaussée est directement soumise à l'environnement climatique de la zone dans laquelle se situe, elle se dégrade sous l'agression combinée des véhicules et du climat. D'où l'intérêt de bien connaître les éléments du climat qui conditionnent le comportement d'une chaussée .

L'Algérie peut être classée en trois (3) zones climatiques :

- Les régions littorales humides .
- Les hauts plateaux sub- humides.
- Le Sahara aride.

Dans le but d'analyser les données climatologique du sud-est du Sahara (région de IN AMENAS), nous avons exploité les atlas climatologique de trois station :In Amenas, Djelfa, Alger.

Cela va permettre de faire une comparaison entre les climats régnant dans les trois régions citées plus haut .

2.1. Pluviométrie : (fig : 2.1.a)

Les précipitations annuelles dans toutes les régions du Sahara sont inférieure à 80 mm/an (celle de IN-AMENAS est de 22 mm/an) alors qu'elle sont de 350 mm/an dans la région de Djelfa et de 650 mm/an dans la région d'Alger .

2.2. Températures : (fig : 2.2b)

La différence entre le nord et le sud en température peut être appréciée en considérant la figure (2.1b) montrons les moyennes mensuelles de température pour la période de dix (10) ans .

2.3. Humidité relative de l'aire :(fig 2.1c)

D'après les résultats du la figure 2.1c, on remarque que le nord est environ deux fois plus humide (humidité relative) que le Sahara, et que les hauts plateaux se situent au milieu ce que justifie à priori la classification :

- humide : zone littorale,
- sub-humide : hauts plateaux,
- aride : le Sahara.

En effet, la vapeur d'eau contenue dans l'air peut se condenser sous le revêtement, imperméable. Ce qui explique le fait que les teneurs en eau en axe de la chaussée sont supérieure à celles des rives .

Précipitations annuelles moyennes pour la période (1971-1980/1981-1990)

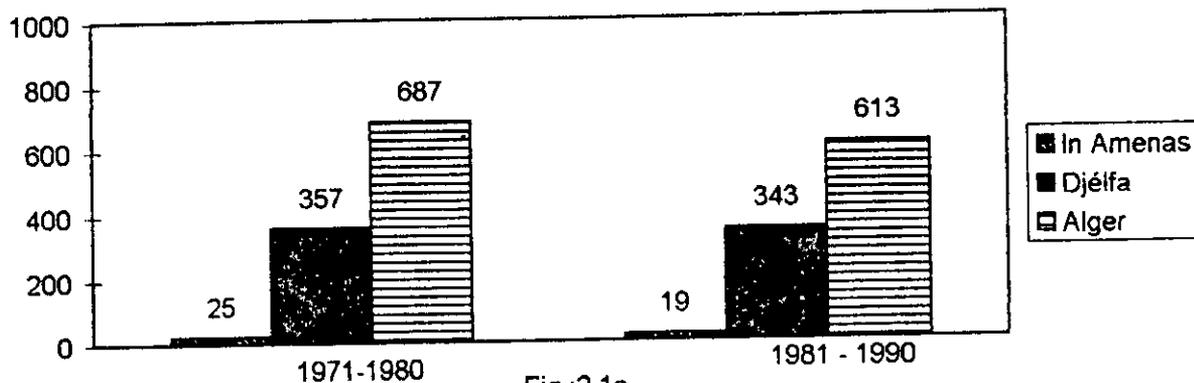


Fig :2,1a

Température mensuelle moyenne pour la période (1975-1984)

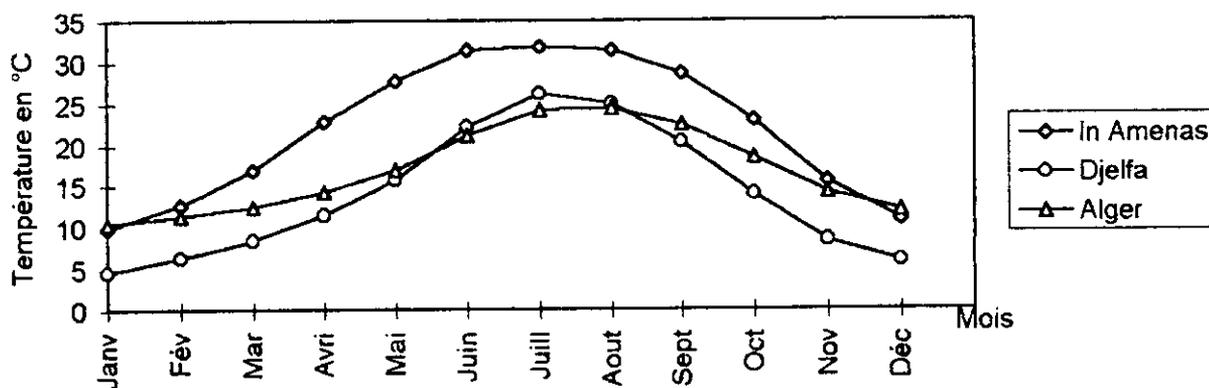


Fig :2,1b

Moyennes mensuelles des humidités relatives pour la période (1975-1984)

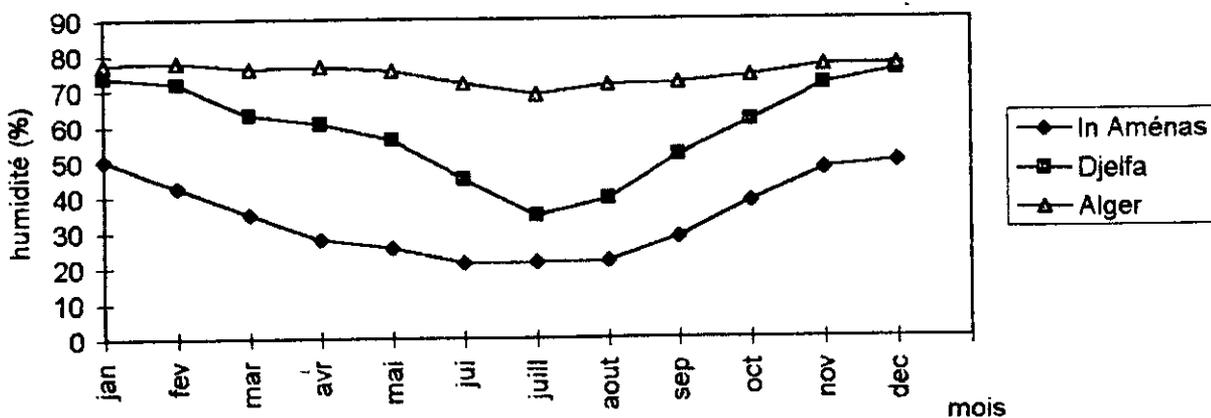


Fig :2,1c

Moyennes pentadaires journalière des insolation pour la période(1975-1984)

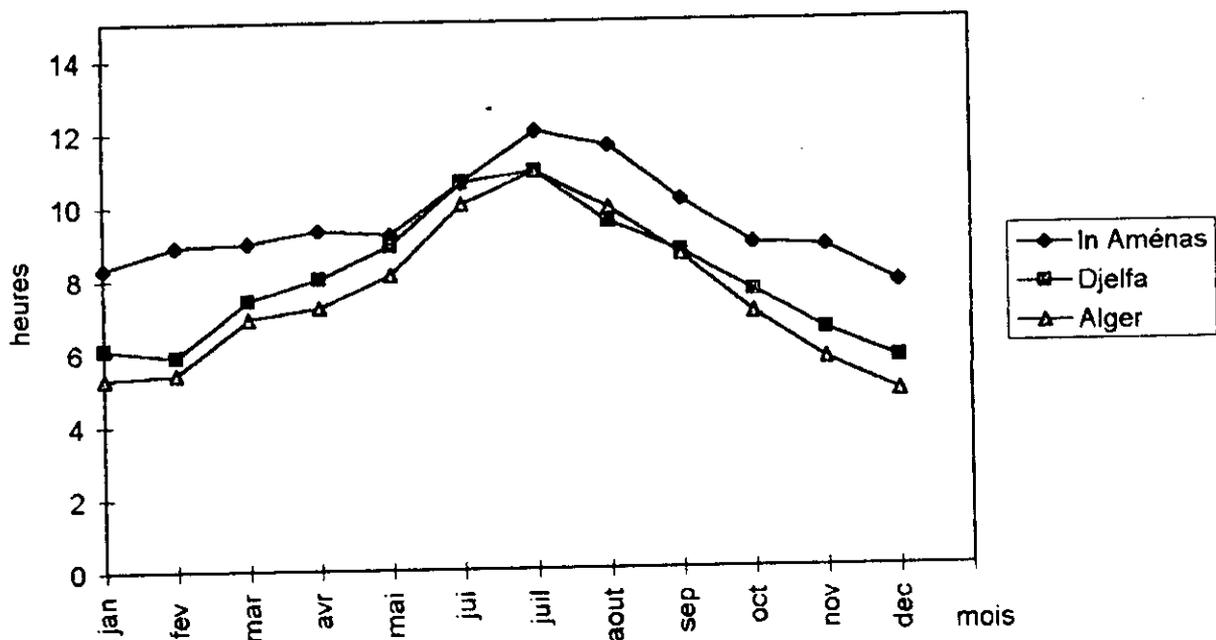


Fig :2,2a

Moyennes pentadaires mensuelle des évaporations pour la période(1975-1984)

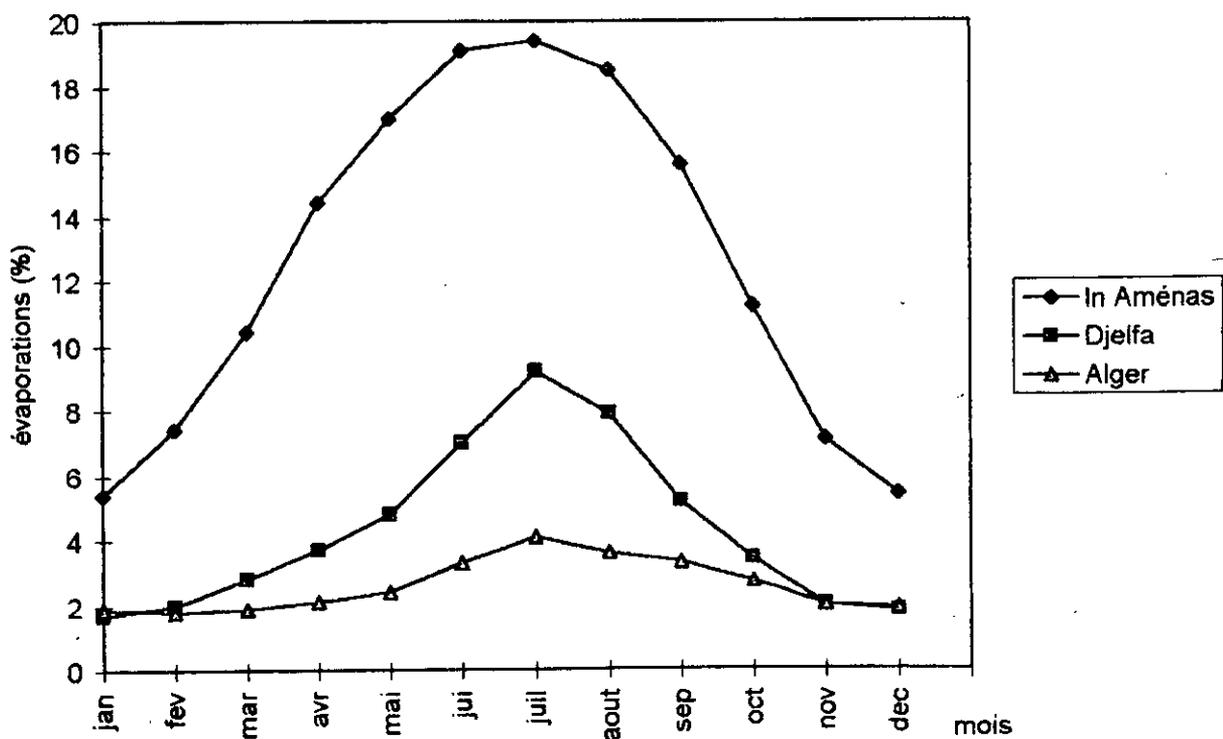


Fig :2,2b

2.4. Insolation : (moyenne pentadaire annuelle) : fig (2.2a)

On entend par insolation la durée de jour exprimée en heures pendant laquelle la ciel est dégagé ce qui soumet le sol à l'ensoleillement, là aussi, le Sahara se trouve en tête suivi des hauts plateaux .

2.5. Evaporation : fig (2.2b)

L'évaporation est un paramètre très important qui conditionne l'équilibre hydrique sous le revêtement. Sur la figure (2.2b) il est montré :

- une nette différence entre le Sahara et les zones littorales .
- une amplitude annuelle importante pour le Sahara entre l'été et l'hiver.

2.6. Influence du climat sur le comportement de la chaussée :

- Les précipitations sont très faibles (22 mm/an) ce qui favorise la bonne tenue de la chaussée et permet l'emploi de matériaux sensibles à l'eau sans traitement et nous dispense de chercher l'étanchéité à travers la couche de roulement .
- L'humidité de l'air est très faible et l'évaporation est très importante ce qui a pour effet d'assécher les sols et les rendre très portants.
- Les températures sont très élevées en été et l'insolation est importante cela soumet la couche de surface d'une chaussée à une agression thermique contraignante qui influe sur le comportement des couches de roulements bitumineuses.

3. LES PRINCIPAUX MATERIAUX ROUTIER ET LEUR REPARTITION :

3.1. Matériaux routiers :

Introduction :

Les couches du corps de chaussée d'une route servent d'intermédiaire entre les sollicitations apportées par les véhicules et le sol support, à ce titre, elles doivent transmettre les contraintes et les répartir sur le sol support sans subir des déformations permanentes .

La transmission des contraintes est assurée par deux propriétés mécaniques des matériaux :

1. Un frottement interne élevé dû au squelette solide; qui peut être procuré par :
 - La granulométrie, qui offre un angle de frottement élevé par une répartition dimensionnelle adéquate des grains .
 - La dureté des éléments qui doit être bonne pour qu'ils résistent à l'usure.
2. La plupart des matériaux locaux Sahariens sont de type fins qui doivent leur qualité mécanique à la cohésion, qui crée une liaison rigide entre les éléments et qui peut être obtenue par la présence d'argile ou d'éléments fins gypseux ou calcaire .

3.2. Matériaux locaux :

3.2.1. tuf calcaire :

Les tufs calcaires sont très répons dans les régions peu pluvieuses de toutes l'Afrique du nord, en Algérie, ils sont situés beaucoup plus sur les hauts plateaux .

Ce matériaux est composé essentiellement de carbonates de calcium, il est utilisé sous forme de grave 0 / D. (Le D peut varier de 30 à 40 mm), à ce titre, le tuf calcaire est un matériau à angle de frottement où prime la granulométrie et la dureté .

3.2.2 Sable gypseux :

Le sable gypseux abonde dans le nord-est du Sahara entre OUARGLA et la frontière tunisienne. En peut le définir comme étant un matériau ayant la granulométrie de sable mais dont une bonne proportion des éléments sont de nature gypseuse. C'est en fait un mélange de sable et d'éléments fins où le gypse peut figurer en grains de toutes grosseurs de 2 mm à moins de 80 microns .

Les sables gypseux sont donc des matériaux dépourvus de squelette solide, le pourcentage de fines peut atteindre 60 % .

3.2.3. Arènes granitiques :

C'est un matériau qui est utilisé en construction de route dans la région du HOGGAR. Les arènes granitiques proviennent de l'altération des granites très abondants sous l'influence thermique qui engendre une destruction mécanique et l'influence chimique de l'eau qui entraîne l'hydrolyse des silicates. Ce processus produit un matériau meuble de 0.5 à 1 m d'épaisseur .

3.2.4. Tout venant de reg :

Les regs sont des plaines sableuses recouvertes de cailloux et s'étendant sur des grandes surfaces (plusieurs kilomètres carrés) .

Les tout-venant de reg sont des graves à éléments anguleux constitués de roches diverses où dominant le quartz avec parfois des grès tendres affleurent en surface du reg en formation horizontale d'une épaisseur allant de 0.6 à 1 m.

CHAPITRE 3

ETUDE SPECIFIQUE DES ARGILES

1. MINERALOGIE DES ARGILE:

Les minéraux argileux sont des silicates d'alumine hydratés provenant de la décomposition des feldspaths et des micas, leur formule chimique est de la forme :



Ils sont composés de particules de forme aplatis et de dimensions très petites (inférieure à 2 microns), ceci leur confère une très grande surface spécifique.

Les éléments structuraux sont le tétraèdre de silice et l'octaèdre d'alumine, où éventuellement Mg^{2+} peut remplacer AL^{3+} .

Les particules d'argile sont formées d'un empilement de feuillets qui sont constitués par l'association de deux unités structurales de base .

a) Unités tétraédriques :

Elle est formée d'un tétraèdre au sommet duquel quatre ions d'oxygène (O^{2-}) enserrent un ion de silicium (Si^{4+}), équidistant à chacun d'eux, ces tétraèdre se combinent entre eux pour former une couche. Les ions d'oxygène situés dans le plan de base sont communs à deux tétraèdres.

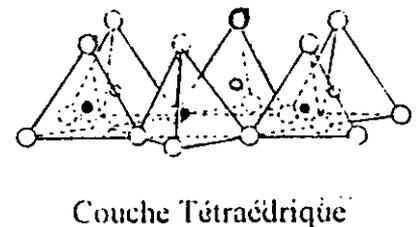
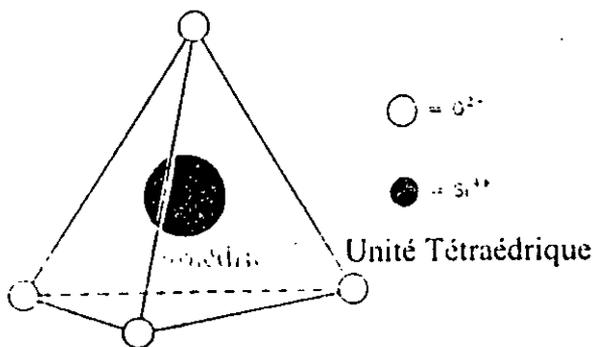


fig : 3.1a

b) Unités octaédriques:

Elle est formée d'un octaèdre au centre duquel un ion (AL^{3+}) ou de magnésium (Mg^{2+}) est équidistant aux six hydroxydes (OH) des sommets.

Ces octaèdre se combinent pour former des couches planes dites couches octaédriques, et la liaison avec la couche tétraédrique se fait au niveau des oxygènes.

Le feuillet élémentaire d'une argile est constitué de deux ou trois de ces couches suivant le groupe d'argile. La liaison entre feuillets est plus au moins forte suivant le type d'argile.

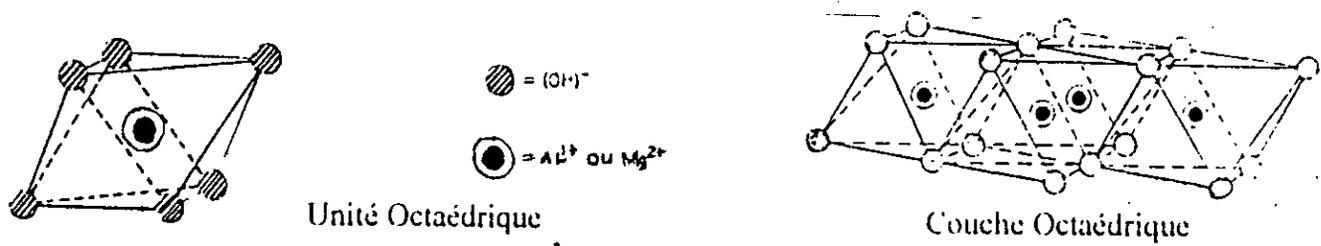


fig : 3.1b

1.1. Principales argiles monocouches:

Parmi les principales argiles monocouches évoquées dans la littérature , les argiles les plus citées sont: la kaolinite, la montmorillonite et l'illite.

1.1.1. Les argiles du groupe de la KAOLINITE:

a) Structure de base:

L'espacement de base entre les ions d'oxygène dans l'unité tétraédrique et les ions hydroxydes dans l'unité octaédriques est presque identique, de ce fait les couches tétraédriques et octaédriques peuvent s'associer et former ainsi le feuillet de kaolinite avec formule générale

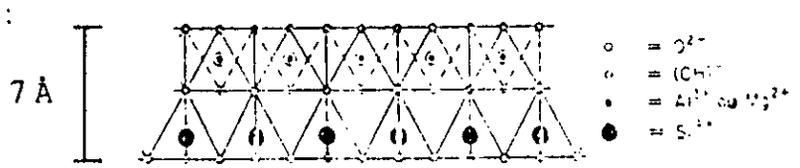
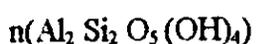


fig : 3.2 : Structure de la Kaolinite

Notons que l'épaisseur du feuillet élémentaire est d'environ 7Å° mais les dimensions dans les deux autres directions sont indéfinies.

b) Empilement des feuillets:

Lorsque deux feuillets de kaolinite s'associe entre eux, des liaisons de type hydrogène se forment entre les liaisons d'oxygène (O²⁻) dans la couche tétraédrique du premier feuillet avec les ions hydroxydes (OH) de la couche octaédrique du second feuillet.

Il y a une exacte conformité entre les ions des deux feuillets (souvent 100 ou plus), régulièrement empilés et difficilement dissociable du fait des liaisons fortes.

Le minéraux est donc stable et l'eau ne peut pénétrer entre les feuillets pour provoquer un gonflement (ou un retrait).

c) Substitutions isomorphiques et adsorption d'ions:

Souvent les ions de silicium et d'aluminium sont remplacés dans le cristal par d'autres ions, ainsi la structure du cristal demeure inchangée pourvue que l'ion de remplacement soit de même valence (exemple Al^{3+} remplace Fe^{3+}).

Si maintenant le remplacement se fait par un ion de valence inférieure (exemple : Al^{3+} remplace Si^{4+} dans les couches tétraédriques), dans ce cas le cristal est laissé avec une charge négative, alors un nombre équivalent d'ions de charge positive (cation) est attiré à la surface du cristal pour assurer l'équilibre à l'intérieur du réseau cristallin. Ces cations compensateurs (ou échangeables) proviennent de l'eau du sol.

En fait, la kaolinite ne présente que peu de substitutions isomorphiques, de ce fait, les minéraux de ce groupe sont donc presque inertes.

L'origine donc des charges négatives à la surface du cristal est principalement provoquée par la dissociation d'ions hydroxydes et la perte d'ions hydrogène en présence d'eau.

1.1.2 Les argiles du groupe des micas (les illites) :

La structure du feuillet est en forme de "sandwich" composée d'une couche octaédrique comprise entre deux couches tétraédriques.

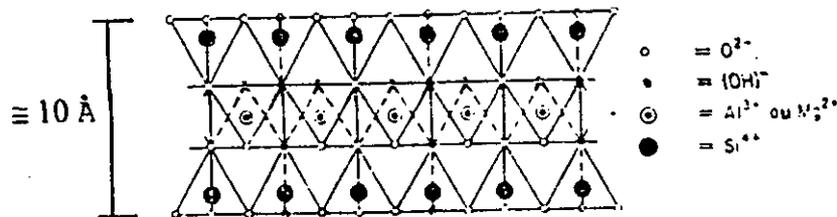


fig : 3.3 : Structure des Micas

Puisque les ions dans les deux faces du feuillet sont de type oxygène (O^{2-}), aucune liaison de type hydrogène ne s'opère entre les différents feuillets, cependant un ion (Si^{4+}) sur quatre est remplacé par un ion (Al^{3+}), le déficit de valence est comblé par l'absorption d'ions potassium (K^+) assurant la liaison entre les feuillets.

Comme les ions de potassium possèdent une forme leur permettant un bon positionnement dans les espaces hexagonales des couches tétraédriques, ils assurent alors une forte liaison entre les feuillets.

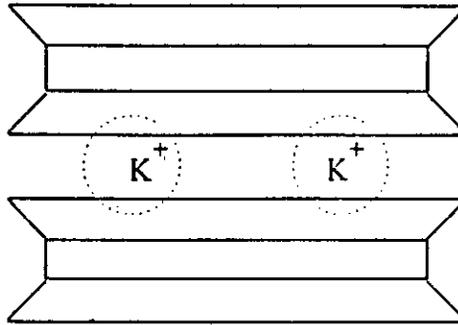


fig : 3.4 : Liaisons dans les Micas

1.1.3 Les argiles du groupe des smectites (montmorillonite) :

Ce sont des argiles de même type que les micas (une couche octaédrique entre deux couches tétraédriques), mais des liaisons entre feuillets sont plus faibles.

Les substitutions isomorphiques sont principalement localisées en couches octaédriques les smectites possédant ainsi des propriétés de gonflement qui se produit surtout en présence d'eau et peut provoquer la dissolution complète des feuillets.

les smectites (par exemple les montmorillonite), se caractérisent par l'existence entre deux feuillets d'un certain nombre de couches d'eau contenant des cations échangeables (libres) généralement des sodiques ou calciques, ce qui entraîne un écartement des feuillets variables suivant les condition du milieu.

dans la montmorillonite, il y a un remplacement pareil de l'aluminium des octaèdres par un magnésium (presque un sur six) le déficit de charge est compensé par des cations généralement Na^+ ou Ca^{2+} situés entre les feuillets et qui sont échangeables (ou compensateurs).

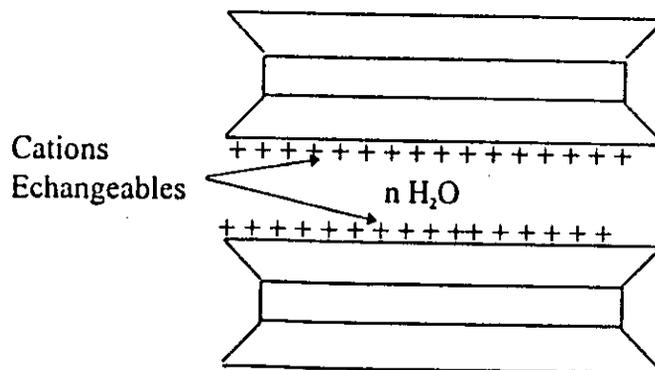


fig : 3.5 Structure de la Montmorillonite

1.2 Capacité d'échange cationique :

Il est évident que les liaisons entre les particules de sols formant le minéraux argileux sont largement influencées par la magnitude de la charge négative résiduelle des minéraux, (dûe aux

substitutions isomorphiques dans le réseau cristallin), du type de la concentration et de la distribution des cations disponibles pour équilibrer cette charge.

Plusieurs expérimentations avec la montmorillonite et avec la kaolinite ont indiqué que la capacité d'échange varie en fonction du PH (acidité relative) de l'eau du sol.

Pour une valeur du PH inférieure à 7 (solution acide) plusieurs sites à charge positive se forment par l'adsorption d'ions hydrogène (H^+) dans les bords exposés de la couche octaédrique des feuillets, ceci conduit non seulement à une réduction dans la capacité d'échange mais rend aussi le minéral (particule) bipolaire, c'est à dire ces face étant chargées négativement dûe aux substitutions isomorphique dans le réseau cristallin tandis que les bords seront chargés positivement du fait de l'adsorption des ions hydrogénés (H^+).

Suivant donc la nature de l'argile, l'effet de la bipolarité à une influence importante dans l'orientation des particules et sur les forces de liaisons interparticulaires, puisque les bords positives seront attirés vers les faces négatives.

Maintenant, pour une valeur de PH supérieure à 7 (solution alcaline), les ions hydrogène (H^+) vont se dissocier des hydroxydes (OH) dans les couches octaédriques, conduisant ainsi à une charge négative sur les bords d'où une croissance dans la capacité d'échange.

1.3 Formation de la double couche :

Les particules argileuses en suspension dans des solutions aqueuses présentent une charge superficielle qui est dans les conditions naturelles globalement négative, les particules vont donc s'entourer d'un certain nombre d'ions de signe opposé, se répartissant selon une double couche de manière à respecter l'électroneutralité du système.

Sachant que les ions sur les couches de surface des particules sont des (O^2-) ou des (OH), l'eau est fortement retenue contre cette surface par des liaisons hydrogène, et d'une manière parfaitement régulière, plus loin de la surface, les liaisons deviennent faibles, l'arrangement moins régulier, et l'eau de plus en plus fluide.

De plus, on note la présence des cations, lesquels sont attirés tout en portant avec eux leur propre molécule d'eau (cations hydratés), ces ions sont attirés vers la face du cristal (particule) pour une partie à cause de la charge négative de la surface (résultant des substitutions isomorphiques), mais aussi parce que les surfaces des couches du cristal sont formés par les ions négatifs (O^2-) ou des (OH)⁻.

La couche positivement ionisée possède sa grande concentration, près de la surface (première couche fixe), mais elle décroît presque exponentiellement en s'éloignant de la surface

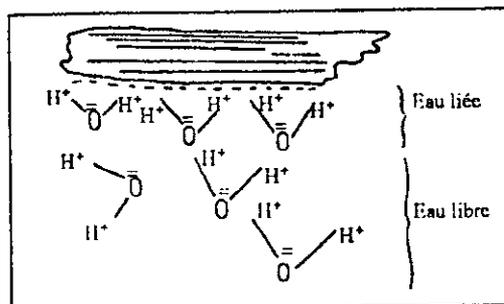


fig : 3.6 Adsorption particulaire (eau liée, eau libre).

La première couche comprend:

- la particule argileuse (charge négative en surface),
- couche mince de cations,
- des molécules d'eau .

Notons que la couche mince de cation ainsi que les molécules d'eau sont fortement retenues contre la surface, formant ainsi une couche adsorbée possédant encore une charge globale négative .

La deuxième couche comprend:

- couche diffuse de contre-ions (cations hydratés et anions),
- des molécules d'eau .

Cette deuxième couche possède une charge globale positive.

Des recherches fondamentales récentes expliquent le mécanisme d'adsorption par la théorie de la double couche électrique.

conformément à la théorie de la double couche électrique, BAVIER et OL (1972) font état de deux catégories d'adsorption qui sont responsables du phénomène de gonflement.

- Adsorption d'eau à la surface (hydratation de surface).
- Adsorption d'eau due à la pression osmotique.

1.3.1. Hydratation de surface:

a) Adsorption intermicellaire:

Il s'agit de l'adsorption de molécules d'eau sur la surface externe de la particule d'argile. schématiquement les faces négatives des particules attirent les molécules d'eau polaire par leur extrémités positives. Ceci donne une première couche d'eau liée.

D'autres couches d'eau se ligeraient à la couche d'eau adsorbée. Cependant, ces molécules sont de plus en plus libre lorsqu'on s'éloigne de la surface de la particule d'argile.

Lors d'une hydratation intermicellaire, les changements de volume qui s'ensuivent sont généralement faibles.

b) Adsorption intramicellaire:

Pour les argiles dont la structure fait intervenir des cations compensateurs, il se produit au contact de l'eau une hydratation de ces cations. Le cation hydraté acquiert une taille plus importante parce qu'il s'entoure de molécule d'eau. Il en résulte une augmentation de la distance interfoliaire et par voie de conséquence un affaiblissement de la liaison entre les feuillets. Ce qui permet à d'autres molécules d'eau de s'immiscer entre les feuillets d'une même particule, c'est l'adsorption intramicellaire .

L'hydratation intramicellaire est responsable de gonflement, qui peuvent atteindre 100% de volume de l'argile sèche.

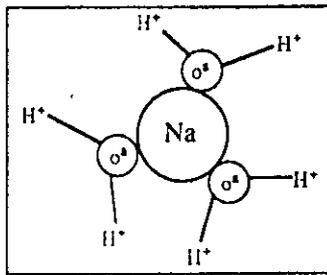


fig : 3.7 : Hydratation du cation compensateur.

1.3.2. Hydratation osmotique:

Soit, deux particules d'argile immergées dans l'eau et poussées l'une vers l'autre jusqu'à une distance ($2d$) par une contrainte effective.

Les deux double couches se chevauchent, les cations étant attirés par la surface des particules, la concentration en ions de l'eau à l'intérieur des doubles couches est plus grande que celle de l'eau « libre », les cations sont attirés à la surface des particules par le champ électrique dû à la charge négative des particules.

Donc, le champ électrique agit comme une membrane semi perméable, puisqu'il laisse l'eau entrer à l'intérieure des doubles couches, mais il ne permet pas aux cations de sortir, la ligne en pointillé de la figure représente cette membrane semi perméable. On peut voir que du fait de la différence de concentration entre les points (a) et (b) l'eau va couler de (b) vers (a) (osmose) jusqu'à équilibre des concentrations.

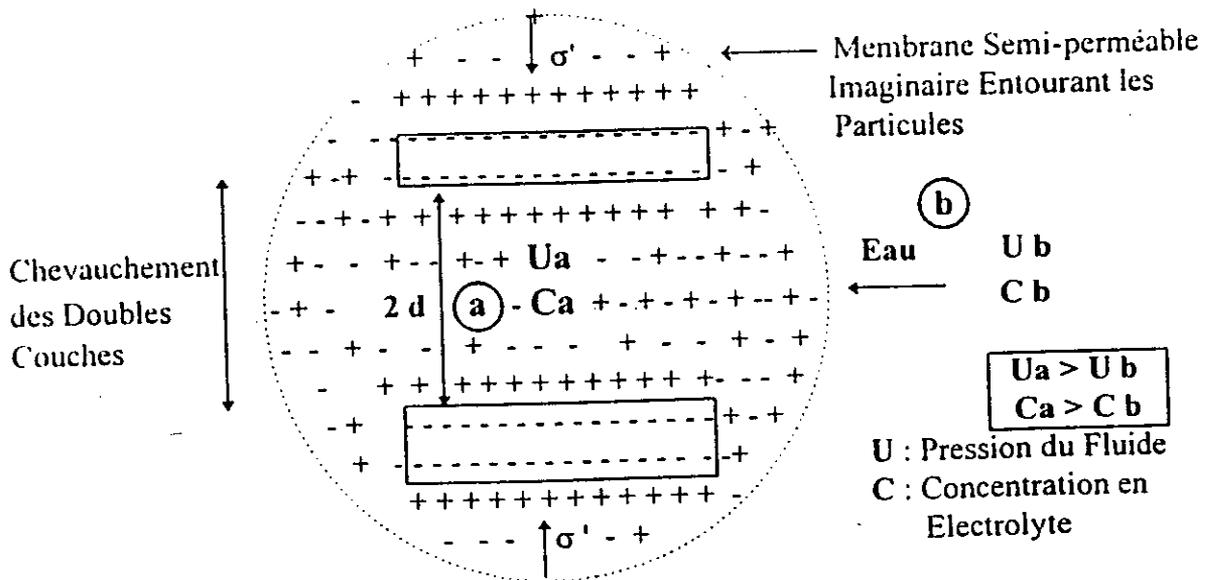


fig : 3.8 Illustration du Concept de Pression Osmotique

2 . ASPECT DU COMPORTEMENT DES SOLS NON SATURÉS :

Introduction :

Les développement de la mécanique des sols a jusqu'à présent, principalement, concernée les sols saturés, puisque les travaux en la matière ont surtout été menés dans les pays tempérés. Cependant, la nécessité de prendre en considération le comportement des sols non saturés se fait actuellement, particulièrement, ressentir.

Initialement, cette nécessité a été mise en évidence dans les pays à climat sec ou aride, où les phénomènes d'évaporations et de précipitations font varier de façon importante les profils de teneur en eau de la surface des massifs de sols, sur une profondeur caractéristique qu'on appelle la zone active. Suivant la nature du sol, et dans le cas sols fins, ces variation peuvent entraîner des désordre dûs à des phénomènes tels que le gonflement et la fissuration. Dans les climat tempérés, la mise en place des sols compactés fait également intervenir des phénomènes de non saturation, où les problèmes d'infiltration, de remontée capillaire, et d'évaporation sont importants, et peuvent se traduire par des gonflements ou des fissurations, c'est le cas par exemple des remblais compactés .

Il est donc nécessaire de parvenir à une meilleur compréhension des phénomènes de non saturations, dont la caractéristique principale est le développement, au sein de la structure de sol, de ménisque capillaire entraînant une valeur négative de la pression de l'eau, encore appelée succion.

2.1. Aspects mécaniques :

2.1.1. Contraintes effective dans les sols non saturés :

Le problème de la validité du concept de contrainte effective pour les sols non saturés est fondamental, puisqu'il conditionne l'utilisation des résultats déjà acquis pour les sols saturés, en particulier en ce qui concerne la modélisation du comportement du squelette du sol .

En se basant sur la définition de TERZAGHI (1936), BISHOP et BLIGHT (1963) estiment que la contrainte effective est une fonction de la contrainte totale et de la pression interstitielle qui contrôle les effets mécaniques tels que variation de volume ou de résistance au cisaillement, dûs à une modification de la contrainte appliquée à un élément de sol. Dans le cas non saturé, une telle fonction devrait également dépendre de la pression négative $U_a - U_w$.

Les difficultés rencontrées dans la généralisation du concept aux sols non saturés proviennent du fait que les pressions interstitielles, suivant qu'elles sont positives ou négatives, sont des grandeurs physiques de nature différentes dont les variations n'engendre pas, sur le même squelette de sol, les mêmes sollicitations; ainsi une pression positive est comme le note TERZAGHI une contrainte « neutre » qui agit dans l'eau et dans le solide dans toutes les directions avec une intensité égale, alors qu'une pression négative ne s'applique que sur la surface mouillée du solide, qui diminue avec la saturation, dans les directions qui dépendent de la géométrie des pores inter granulaires; de plus dans le cas des sols fins, les variations de pressions négatives engendre une variation de l'indice des vides et de l'arrangement des particules du sol .

Une profonde réflexion a été menée par nombre de chercheurs en analysant les phénomènes au niveau des contacts inter grains, et en tentant d'estimer les contraintes totales engendrées par les ménisques correspond à une succion donnée, ils ont proposé des relations reliant

les valeurs de la contrainte totale appliquée au sol, de la succion, et d'une contrainte effective dont l'expression la plus admise, celle de BISHOP est la suivante :

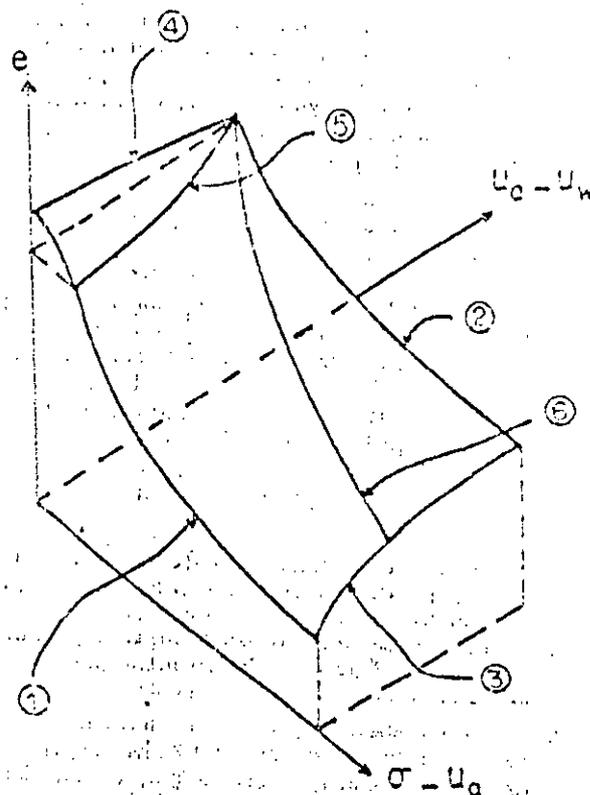
$$\sigma' = \sigma - Ua + \chi * (Ua - Uw) .$$

ou χ est un coefficient correcteur qui dépend du degré de saturation du sol .

2.1.2. Consolidation :

Un certain nombre de travaux expérimentaux ont été menés sur la compressibilité des sols compactés, la grande complexité du comportement du milieu triphasique a été mise en évidence, avec plus particulièrement les problèmes dûs à l'hystérisis séchage remouillage (suivant le chemin de teneur en eau parcouru par un massif de sol soumis aux conditions climatiques, on peut, pour une même teneur en eau, aboutir à des succions différentes), et à ses conséquences sur la structure des sols fins .

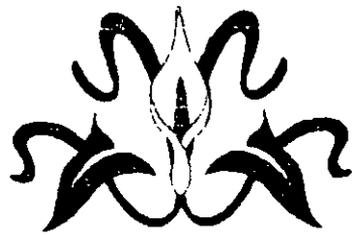
La figure (3.9) est basée sur l'approche en variable indépendantes $(\sigma - Ua, Ua - Uw)$, et fournit une bonne synthèse de l'influence des variations de contraintes totales et de succion sur l'indice des vides d'un sol non saturé .



- 1 : Consolidation du sol saturé ($u_a - u_w = 0$)
- 2 : Compression à succion constante
- 3 : Saturation sous charge constante
- 4 : Gonflement sous charge nulle
- 5 : Saturation d'un sol gonflant à volume constant
- 6 : Compression à teneur en eau constante

fig 3.9 Comportement des sols non saturés

L'allure de ces courbes montrent, en comparant le chemin de consolidation sol saturé (1), à celui à succion non nulle (2), dont la pente $\frac{e}{(\sigma - U_a)}$ est moins forte, que la compressibilité diminue quand la valeur de la succion augmente, c'est à dire quand le sol est plus sec; le chemin (3) à contrainte constante avec diminution de la succion correspond à un remouillage sous charge constante, et la figure présente un cas d'effondrement; le chemin (4) est caractéristique d'un remouillage sous contrainte nulle, qui se produit avec augmentation de l'indice des vides, et représente un gonflement. Le chemin (5) est obtenu par saturation à volume constant. Un essai de compressibilité classique de sol compacté (6) suffisamment sec se fait avec augmentation du degré de saturation et diminution de la succion .



partie expérimentale

CHAPITRE 4

ETUDE DU COMPORTEMENT DU TRONCON RN 3 ENTRE TIGUENTOURINE -ILLIZI

Introduction:

Le but de cette étude est de ressortir l'influence de la teneur en eau sur le comportement de l'argile, matériau qui se trouve en abondance dans le sud-est du pays.

Comme nous l'avons déjà signalé plus haut, l'argile est un matériau non traditionnel dans le domaine routier, à cause de son comportement qui varie avec les conditions climatiques; ainsi dans les régions humides, l'argile est quasiment inutilisable même dans la couche de forme, vu sa grande plasticité qui engendrera des déformations irréversibles non admissible pour le corps de chaussée .

Dans les régions arides, l'argile a un comportement tout à fait différent; l'absence d'eau va générer des tensions capillaires importantes, impliquant une cohésion qui confère au matériau une résistance à la compression .

Le programme d'essai à effectuer est :

- Essai de résistance à la compression ,
- Essai CBR,
- Essai triaxial.

En plus, l'auscultation de la chaussée est indispensable pour compléter toute étude, c'est ainsi que lors de la visite du tronçon, l'auscultation faite sur les vingt premiers kilomètres (20 km), que le C.T.T.P nous a proposé d'étudier, nous a permis d'apprécier le bon comportement du tronçon, on tenant compte de: l'uni, qui est jugé moyen à bon sur les (20 km), et l'état de dégradations qui est acceptable le long du tronçon .

1. HISTORIQUE ET PLAN DE SITUATION DU TRONCON :

Les derniers travaux réalisés sur la route en question remontent aux années 1984 à 1987. Ayant consisté en une mise en oeuvre d'une couche de base en argile et d'un revêtement en enrobé à froid sur une distance de 164,45 km, elle prend origine à 70 km au sud de IN-AMENAS (au PK 10) et se termine à l'entrée de la ville d'ILLIZI (PK 174+450).

Le tronçon concerné par notre étude prend origine à 70 km au sud de IN-AMENAS (au PK 10+00), et se termine (au PK 30+00) s'étalant sur 20 km .

Le repérage de la route est fait par rapport au marquage en peinture sur la chaussée réalisé par le C.T.T.P . Le début de ce repérage (PK 0) est à l'endroit de la plaque de localisation « IN-AMENAS 60 km »; ainsi le PK 10 (début du tronçon de l'étude est située à une dizaine de mètres de la plaque « IN-AMENAS 70 km » .(voir plan de situation fig 4.1).

◇ visite de site:

Une visite du tronçon a été effectuée du 24/06/97 au 26/06/97. Le but de cette visite est de voir de près l'état de dégradation de la chaussée ainsi que de faire des sondages de chaussée, sous la couche de roulement au PK11, PK13, PK15, PK17, PK29. Il s'agit, également, de faire des prélèvements à partir des emprunts de matériaux situés au PK15,21, et 29, pour pouvoir identifier, et déterminer les caractéristiques de ce sol .

WILAYA DE ILLIZI
PLAN DE SITUATION RN 3

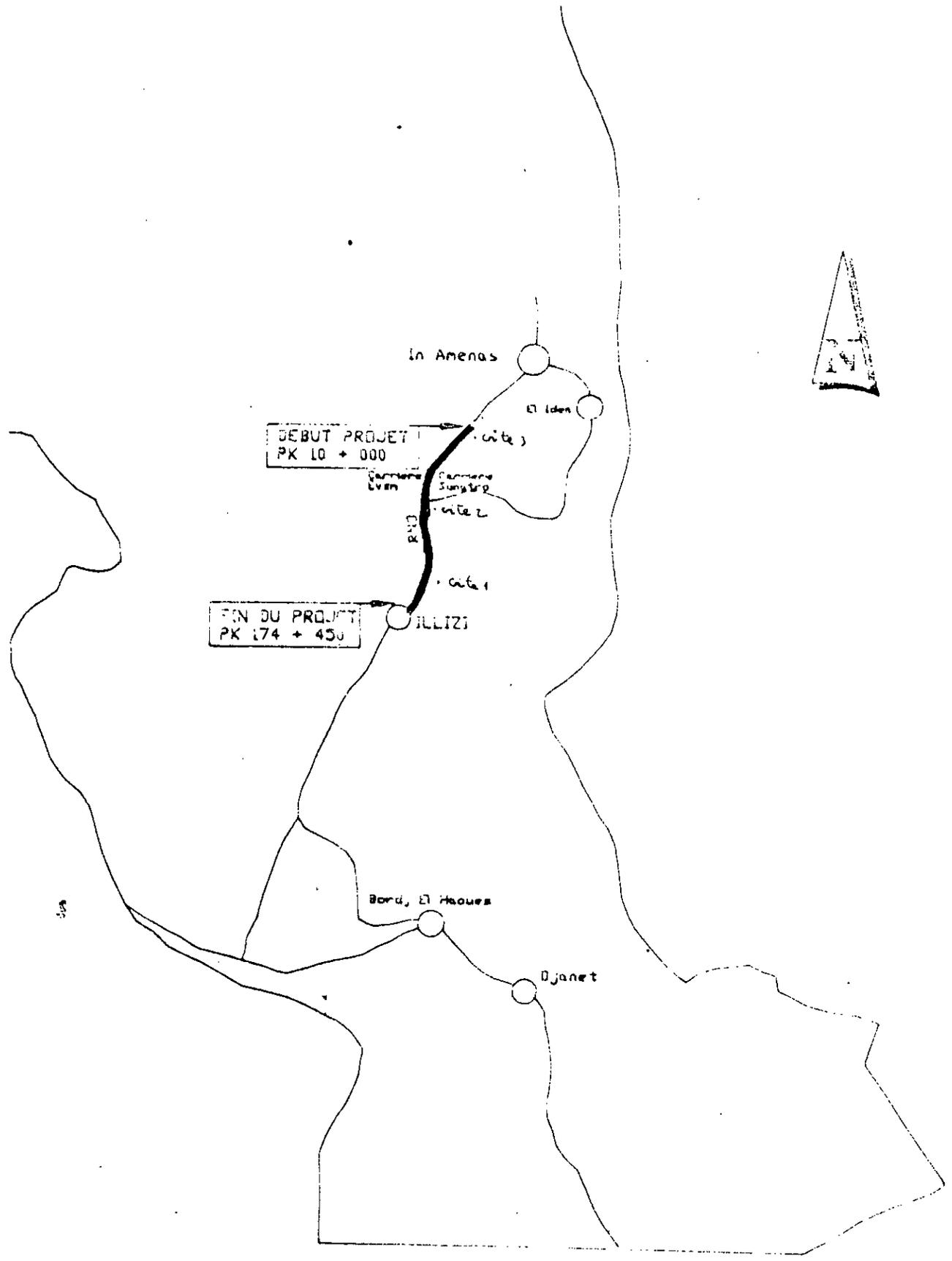


fig : 4.1

2. AUSCULTATION DE LA CHAUSSEE :

L'auscultation de la chaussée est un paramètre essentiel et indispensable pour la compréhension du comportement de la chaussée. Elle se base essentiellement sur les critères d'évaluations suivants :

- Auscultation par mesures d'uni .
- Auscultation par relevé visuel des dégradations .
- Investigation géotechnique (sondages).

2.1. Auscultation par mesure d'uni :

L'uni est un critère géométrique qui caractérise l'ensemble des irrégularités du profil en long, il est mesuré en nombre de mm/km par le BUMP-INTEGRATOR, et traduit, à la fois, les déformations structurelles (liées à l'indice structurel et au trafic), et l'état de planéité de la surface de la chaussée (lié aux dégradations de la chaussée).

seuil admissible de l'uni :

Selon la nature de la couche de roulement , nous distinguons les seuils d'uni défini par le guide de renforcement des routes (C.T.T.P) comme suit :

état de la planéité de la surface	enrobés bitumineux (mm/km)	enduits superficiels (mm/km)
BON	BI<2000	BI<2500
MOYEN	2000<BI<3500	2500<BI<4000
MAUVAIS	BI>3500	BI>4000

tableau(4.1)

L'état de la planéité de la surface du tronçon ausculté de la RN 3 est résumé dans le tableau(4.2) :

N° de la section	Localisation PK au PK	Linéaire(m)	Appréciation sur l'uni
1	PK 10+000 - PK 16+000	6000	MOYEN
2	PK 16+000 - PK 19+000	3000	BON
3	PK 19+000 - PK 26+500	7500	MOYEN
4	PK 26+500 - PK 28+000	1500	BON

tableau (4.2)

Au vu du tableau (4.2), il en ressort que la majeure partie de l'itinéraire est caractérisée par un état de planéité moyen à bon.

2.2. Auscultation par relevé visuel des dégradations :

L'examen visuel de la chaussée est l'élément fondamental de l'auscultation, il permet à l'ingénieur d'établir les premières hypothèses au sujet de l'origine des dégradations constatées sur la route .

Les paramètres essentiels à recueillir de cet examen, pour chaque type ou famille de dégradations, sont le degré de gravité et l'étendue de ces désordres. L'étendue se définit comme

étant la partie de la chaussée concernée par le défaut. alors que la gravité nous renseigne sur l'évolution atteinte par le défaut .

Les dégradations constatées sur la chaussée, lors du relevé visuel en parcourant l'itinéraire à pied, peuvent se résumer comme suit et par ordre de prédominance :

- Des faiencages (ensemble de fissures plus au moins rapprochées formant un maillage) à mailles fines en rives et axe .
- Des fissures longitudinales et transversales en rives et axe .
- Des arrachements de matériaux notamment des pelades (des arrachement de la couche de roulement par plaques) et des nids de poule (des cavités à la surface da la chaussée dues à des départs de matériaux.
- Des ornières (des déformations transversale apparaissant sous la passage des roues) à petit rayon .
- Des désenrobages (enlèvement de la pellicule de liant enveloppant partiellement ou totalement les granulats).
- Des épaufrures (cassure du revêtement au bord de la chaussée).

Par combinaison des différents types de dégradations relevées à la surface de la chaussée et de leur degré de gravité , il s'en dégage des section de routes dites homogènes suivant le tableau(4.3):

LOCALISATION PK AU PK	LINEAIRE (m)	ETAT DE LA CHAUSSEE
10+000-20+700	10700	MOYEN
20+700-22+500	1800	MAUVAIS
22+500-25+500	3000	BON
25+500-26+700	1200	MOYEN
26+700-30+000	3300	BON

tableau(4.3)

En résumé , le tronçon est doté par un état de la chaussée jugée :

- BON sur 32 % de l'itinéraire ausculté .
- MOYEN sur 59 % de ce même tronçon .
- MAUVAIS sur 9 % du linéaire total du projet .

3. ETUDE GEOTECHNIQUE :

3.1. Sondages :

Dans le but de compléter l'auscultation de la chaussée, par les mesures d'uni et par le relevé visuel des dégradations, une étude géotechnique du corps de chaussée, et du sol récupéré aux carrières voisines est impérative.

Lors du déplacement le long de la route, on a distingué trois types d'argiles, par leurs couleurs naturelle .

- La première argile de couleur rougeâtre est située du PK 10 au PK 18 .
- La deuxième argile de couleur marron est située du PK 18 au PK 26 .
- La troisième argile de couleur rose est située du PK 26 au PK 165 .

C'est pourquoi on a limité le sondage pour le sol récupéré aux carrières à trois, aux points kilométriques (PK15, PK21, PK29). Pour avoir une bonne représentativité, le matériau est récupéré à différents emprunts puis mélangé lors des essais.

Les sondages au nombre de cinq réalisés sous la couche de roulement aux points kilométriques (PK11 ,PK13 ,PK15, PK17, PK29), vont nous renseigner sur la teneur en eau naturelle de la couche de base et vont nous aider pour la classification de cette argile .

3.2. ESSAI DE LABORATOIRE :

Lors de la campagne d'exécution des sondages, des échantillons du corps de chaussée et des matériaux des carrières, ont été prélevés .

Les essais réalisés sur ces matériaux sont les suivants :

a) Pour les matériaux du corps de chaussée :

- L'analyse granulométrique .
- L'analyse sédimentométrique.
- Les limites d'ATTERBERG .
- Teneur en eau naturelle .
- Analyse chimique sommaire .

b) Pour le sol des emprunts:

- L'analyse granulométrique .
- Les limites d'ATTERBERG .
- L'essai Proctor modifié .
- L'essai CBR .
- L'essai de résistance a la compression .
- L'essai triaxial .
- L'analyse chimique sommaire .

4. ESSAIS DE LABORATOIRE :

4.1. Essais d'identifications :

Tout projet de route doit être étudié avec des données complètes, ce qui suppose une bonne connaissance du matériau utilisé, à savoir: la proportion et la distribution des gros éléments qui rentrent dans la capacité portante du corps de chaussée, le pourcentage des éléments fins inférieurs à 80 microns qui caractérise le comportement du corps de chaussée en présence d'eau, les teneurs en

eau limites entre différents états du sol, et les différents éléments chimiques qui donne une idée sur la présence des éléments fins dans le sol et qui peuvent être nuisible pour la chaussée .

Dans notre cas, les essais d'identifications effectués sont :

- Analyse granulométrique .
- Limites d'Atterberg .
- Analyses chimiques .

4.1.1. Analyse granulométrique :

1. But :

L'analyse granulométrique d'un sol a pour but de déterminer la proportion de ses différents constituants classés en fonction de leurs grosseurs .

2. Description de l'essai

Le sol qu'on va travailler avec est récupéré sous la couche de roulement à différents points kilométriques (PK 11, PK 13, PK 15, PK 17, PK 29) .

Pour chaque point kilométrique le sol est homogénéisé par brassage, les grosses mottes sont concassées et enfin on fait un quartage pour avoir la représentation la plus fidèle du sol in situ .

On prend 300 g d'argile, on l'imbibe pendant 24h pour que les gros éléments se dilue dans l'eau. Après 24h on réalise un tamisage sous les tamis normalisés (80, 40, 10, 5, 2, 1, 0.1, 0.2, 0.1, 0.08 mm) par voie humide (le tamisage des éléments fins se fait par voie humide) .

On laisse le tamisat final décanté dans un bac, on siphonne l'eau en excès et on étuve l'échantillon qu'on va réaliser avec l'essai sédimentométrique .

Pour le refus on remarque que l'argile sous forme de motte se dilue progressivement ce qui nous permet de dire que cette argile a un caractère évolutif .

Ces refus sont étuvés, on pèse ces refus retenus pour chaque tamis et on note les poids sur la feuille d'essai, ainsi les opérations terminées, on passe aux calculs .

3. Calculs :

Ayant les poids des refus cumulés, on calcul les refus cumulés en pourcentage, ceci se détermine en divisant le poids des refus cumulés sur le poids des éléments solides (dans notre cas ce poids =300g). On complète ces pourcentages à cent pour avoir le pourcentage des tamisats, on trace ainsi les courbes granulométriques.

4.1.2. Essai sedimentometrique :

1. but :

L'essai sédimentométrique a pour but de déterminer la distribution des éléments inférieurs à 80 microns dans le sol qui ne peut pas être déterminée par tamisage, elle est basée sur la lois de STOCKS :

$$V = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{18 \cdot \eta} \cdot D^2$$

ou : γ_s - le poids spécifique du sol .

γ_w - le poids volumique de l'eau .

η - la viscosité de l'eau .

D - diamètre équivalent des grains solides .

2. principe de l'essai :

L'essai consiste à mettre en suspension dans l'eau distillée une certaine quantité de sol inférieure à 80 μm , et de suivre la décantation au moyen d'un densimètre .

En effet, le densimètre permet de mesurer la densité de la solution de hauteur H, quand H varie cela indique que la densité du milieu a varié . cette variation implique le passage des éléments supérieurs à D au dessous du centre de gravité du densimètre .

Le pourcentage des éléments inférieurs au diamètre D qui correspond au pourcentage des tamisats sous le diamètre D est donné par :

$$\rho(\%) = \frac{1}{10} * \frac{v}{pt} * \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_s - 1} \right) * R$$

avec :

V : volume de l'éprouvette d'essai .

γ_s : le poids spécifique du sol .

P : le poids du sol .

R: nombre de divisions à partir de la division 1000 .

3. préparation de l'échantillon :

Le tamisat de 0.08 mm qui est mis à l'étuve est pulvériser à l'aide d'un pilon on le fait passer encore dans le tamis 0.08 mm .

On récupère 40g de cette argile qu'en met dans 250 cm³ d'eau distillé et on ajoute 30 cm³ d'un défloculant qui a pour rôle de neutraliser les charges électriques entre feuillets d'argile .

On laisse le défloculant agir de 12 h à 17 h, on agite la solution mécaniquement de 3 à 10 mn on complète le volume de l'éprouvette à 1 L, on agite manuellement pendant 2mn et on prends les lectures de R en divisions. et la température aux temps suivants : (15 s, 30 s, 1 mn, 2 mn, 5 mn, 10 mn, 20 mn, 40 mn, 80 mn, 160 mn, 320 mn).

Le changement de la température entraîne le changement de la viscosité du liquide, ce changement entraîne des erreurs qu'ils faut prendre en compte .

4. Calcul :

Sachant que le pourcentage des tamisats correspond au diamètre D est égale :

$$\rho(\%) = \frac{1}{10} \cdot \frac{V}{P} \cdot \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_s - 1} \right) \cdot R$$

$$V = 1000 \text{ cm}^3.$$

$$P = 40 \text{ g}.$$

γ_s : 2.7 pour les argiles.

Donc on aura :

$$\rho(\%) = 4 * R.$$

La variation de température entraîne une lecture corrigée qui est égale à : $R + m$. ainsi le pourcentage des éléments inférieurs à D :

$$\rho(\%) = 4 * (R + m)$$

Les courbes granulométriques suivantes fig(4.3), présentent l'analyse granulométrique complète (granulométrie et sédimentometrie), pour différents points kilométriques.

4.1.3. Les limites d'Atterberg :

1. Introduction :

Cet essai se réalise sur les sol cohérents. les limites d'ATTERBERG déterminent la plasticité du sol. Cette plasticité dépend d'une grande partie de la teneur en eau du matériau.

Les sols peuvent se présenter sous trois états :

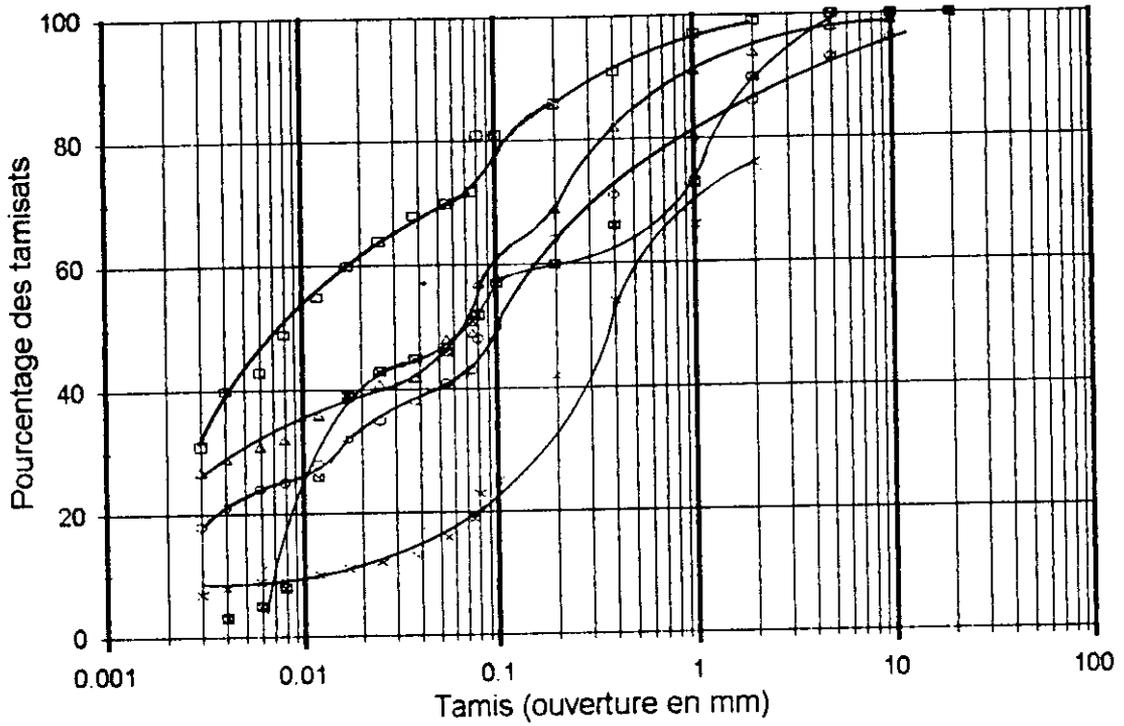
- l'état liquide: les grains sont indépendants les uns des autres, leurs mouvements relatifs sont aisés ,
- l'état plastique: les grains se sont rapprochés et ont mis en commun les couches adsorbées. Lorsqu'il y a mouvement, les grains restent attachés les uns aux autres sans s'éloigner,
- l'état solide: les grains sont encore plus près les uns des autres. Les frottements internes sont importants.

La transmission d'un état à un autre est très progressive. On utilise généralement les limites définies par ATTERBERG et précisées par CASAGRANDE :

fig : 4.3

ANALYSE GRANULOMETRIQUE

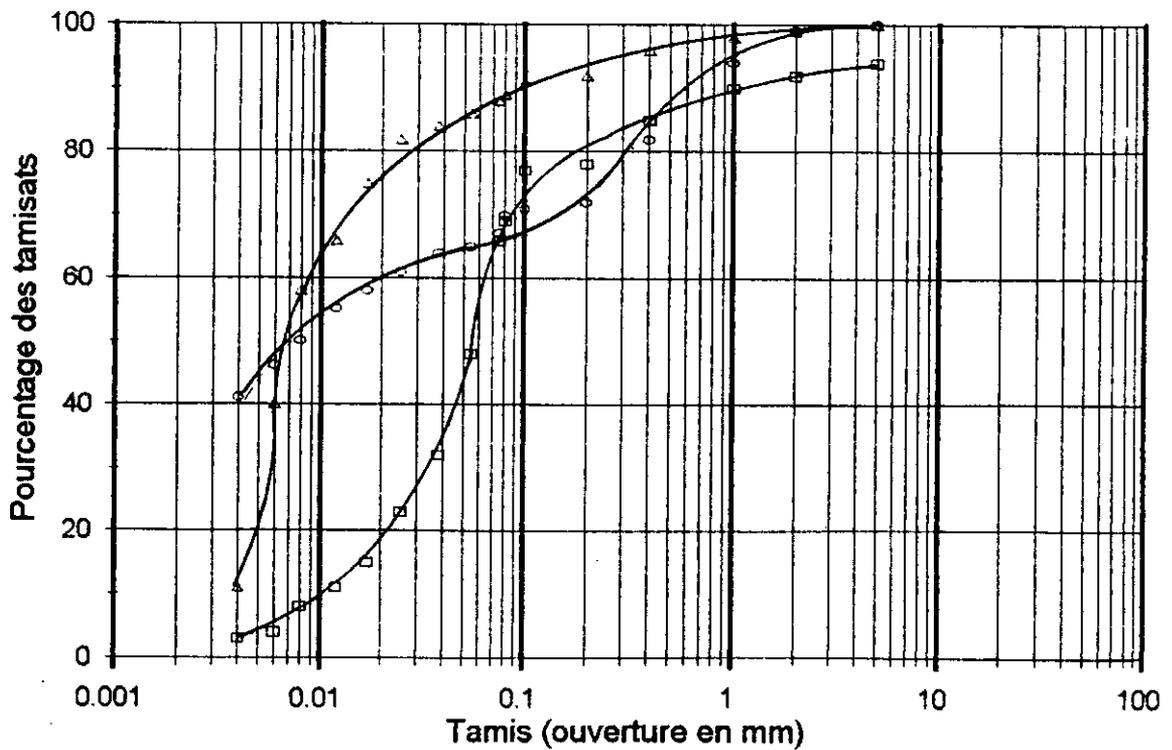
(Prélèvements chaussée)



△ PK11 ○ PK13 □ PK15 × PK17 ■ PK29

ANALYSE GRANULOMETRIQUE

(prélèvements emprunts)



△ PK15 ○ PK21 □ PK29

- La limite de liquidité .
- La limite de plasticité .
- La limite de retrait .

2. Préparation de l'échantillon :

Après avoir laissé l'échantillon s'imbiber pendant 24 h, on procède aux lavage et tamisage de ce matériau .

Le tamisage se fait à l'aide d'un tamis 0.4mm. Le tamisat est recueilli dans un grand bac. Une fois qu'on a la quantité suffisante voulue, on arrête le lavage. On laisse le matériau décanté; une fois l'eau devenant claire, on l'enlève par simple siphonnage .

Le matériau est laissé sécher à l'air libre, il sera prêt au moment ou il est facilement manipulable à la spatule .

3. Limite de liquidité :

La limite de liquidité sépare l'état liquide de l'état plastique; par définition, la limite de liquidité est la teneur en eau exprimée en pourcentage qui correspond à la fermeture d'une rainure standard sur une distance de 10 mm dans un échantillon de sol remanié après 25 coups .

3.1. Description de l'essai :

On commence à malaxer la pâte à la spatule pendant un certain temps, on remplit progressivement la coupelle qu'on répartit ensuite sur une épaisseur de deux à trois centimètre à l'aide de la spatule sur tout le fond de la coupelle. La hauteur de chute est fixée à 1 cm, on place la coupelle sur l'appareil de CASAGRANDE et on trace un sillon avec un outil spécial en forme de « V » (outil à rainure), on imprime à la coupelle une succession de chocs semblables à l'aide d'une canne de façon à provoquer la fermeture du sillon sur une longueur de 1 cm, le nombre de coups est compris entre 15 et 35 .

En ayant la fermeture des lèvres de la rainure, on prélève à l'aide de la spatule de chaque côté un petits échantillon qu'on met dans des godet. Ces petits échantillons vont servir pour la détermination de la teneur en eau qui correspond au nombre de coups de fermeture obtenu.

On refait cette opération 03 fois de suite en déterminant à chaque fois la teneur en eau. Pour le nombre de coups N différents de 25, la teneur en eau sera corrigée pour la ramener à la limite de liquidité au moyen d'une équation empirique.

4. Limite de plasticité :

La limite de plasticité sépare l'état plastique de l'état solide. Par définition la limite de plasticité est la teneur en eau (exprimée en %) du cylindre qui se brise en petits tronçons de 3 à 10 mm de long au moment ou son diamètre atteint 3mm .

4.1. Description de l'essai :

On prend une quantité suffisante de l'échantillon précédent et on commence à la dessécher en l'étalant sur le marbre et en la malaxant longuement à l'aide d'une spatule. On prend un petit

morceau de la patte, on la roule entre la paume de la main et le marbre, on continue cette opération jusqu'à l'obtention d'un rouleau de 3 mm de diamètre. Si aucune fissure n'apparaisse à 3 mm de diamètre on étale à nouveau la patte toute on malaxant, et on refait l'opération. La limite de plasticité est atteinte lorsque le rouleau de 10 à 15 cm formé, se fissure à un diamètre de 3 mm. On prend alors deux bâtonnet on les mets dans deux godets tarés et pesés puis on les mets à l'étuve, on refait cette opération pour la deuxième, puis pour la troisième fois, ainsi on aura six (6) godets au totale. Après étuvage, on les pèse, et la moyenne des teneurs en eau est la limite de plasticité.

Les résultats des essais sont représentés au tableaux (4.6), et (4.7).

4.1.4. Teneur en eau naturel :

1. Equilibre hydrique :

L'eau sous le revêtement peut avoir trois origines :

- la pluviométrie : elle est très faible dans la région de IN-AMENAS (22 mm/m² par an), et elle est de courte durée ,
- la présence d'une nappe phréatique : dans la région de IN-AMENAS la nappe phréatique est très profonde, donc la remontée des eaux par capillarité jusqu'au le corps de chaussée est très improbable,
- l'humidité de l'air : l'air contient une humidité qui peut être transférer dans le corps de chaussée par condensation .

Vu les conditions climatiques exceptionnelles dans la région de IN-AMENAS, à savoir:

- une faibles précipitations ,
- une forte température moyenne de l'année (22°), avec une insolation très importante (9h.30' sur 12 h).
- une humidité relative de l'air faible et une évaporation très importante .

Tous ces facteurs amènent un équilibre hydrique du corps de chaussée très proche de l'état sec. Et par conséquent, le comportement à sec qui est mesuré conventionnellement en technique routière Saharienne par l'essai de résistance à la compression simule tout à fait le comportement réel des matériaux sous le revêtement .

4.1.5.. Analyses chimiques sommaires :

1. Objet :

L'analyse chimique permet une meilleure identification des matériaux Saharien. Elle permet de déceler la présence de :

- carbonates,
- sulfates,
- chlorures.

La présence de chlorure peut être très nuisible. EN effet, lors de la réalisation d'une chaussée, on disposera entre la couche de base et la couche de roulement d'une couche d'imprégnation constituée de bitume fluidifié (CUT-BACK 0/1), qui imbibe la partie supérieure de la couche de base sur 1 à 2 cm. Ce qui permet une bonne adhérence des deux couches.

Le rôle nocif du sel réside dans le fait qu'il attaque la couche d'imprégnation, puisque la présence du sel dans le bitume lui fait perdre son adhérence, ce qui rend la couche de roulement désolidarisée du corps de chaussée et cela va engendrer:

- Des déformations radiales dues aux pliements de la couche de roulement causées par les efforts tangentiels des actions d'accélération et de freinages des véhicules .
- Vu que la liaison entre la couche de roulement et la couche de base n'est pas assurée, la transmission des contraintes est interrompue. Cela provoque la concentration des contraintes à la base de la couche de roulement qui vont engendrer des fissures (déformations axiales) qui s'amplifient par la suite jusqu'à la rupture .

2. Résultats des essais chimique :

- Matériau récupéré du corps de chaussée :

échantillon N°	PK 11	PK 13	PK 15	PK 17	PK 29
Fe ₂ O ₃ -Al ₂ O ₃	17.25 %	18.50 %	19.00 %	21.75 %	11.00 %
SO ₄ Ca-2H ₂ O	3.59 %	7.18 %	3.83 %	2.17 %	3.45 %
CO ₃ Ca/CO ₂	7.89 %	3.51 %	2.63 %	2.63 %	45.61 %
Na Cl	0.12 %	0.12 %	0.41 %	0.12 %	0.23 %
INSOLUBLES	68.02 %	68.65 %	73.96 %	70.82 %	35.00 %

tableau (4.4)

- Matériau récupéré aux emprunts :

échantillon N°	PK 15	PK 21	PK 29
% Fe ₂ O ₃ -Al ₂ O ₃	25.53	14.08	13.48
% SO ₄ Ca - 2H ₂ O	4.79	9.17	NEANT
%CO ₃ Ca / CO ₂	2.63	5.26	30.70
% Na Cl	0.94	6.14	NEANT
% INSOLUBLES	80.50	72.55	56.70

tableau (4.5)

3. Interprétation des résultats :

D'après les résultats représentés plus haut, les matériaux analysés sont constitués essentiellement d'insoluble. Les pourcentages de Fe₂O₃ et Al₂O₃ indique le caractère argileux de ces sols. On note le pourcentage important de chlorures dans l'échantillon de l'emprunt PK 21.

4.2. Classification des matériaux :

Introduction :

A partir des résultats fournis par les essais d'identifications, il est possible de classer les matériaux en différentes catégories. Pour cela, plusieurs approches ont été mises au point. A ce propos on citera :

- La classification selon U.S.C.S. (the United Soil Classification System).
- La classification selon H.R.B. (Highway Research Board).
- La classification selon R.T.R. (Recommandation Terrassement Routiers).

A. Classification selon U.S.C.S :

Cette classification est basée à la fois sur la granulométrie et les limites d'Atterberg. Elle est la plus utilisée, dans la géotechnique routière .

Cette classification utilise les pourcentages des tamisats à 2 mm et 0.08 mm. Elle est utilisée pour les sols grenus (sols ayant plus de 50% d'éléments dont le diamètre est supérieure à 80 microns).

Le tamisage au tamis de 2 mm des éléments ayant les diamètres supérieurs à 80 microns, permet de distinguer les sables des gravcs. ainsi que les sables et les gravcs entre eux. Cette distinction se fait en calculant les coefficients d'uniformité et de courbure « $C_u = D_{60} / D_{10}$ » et en utilisant l'abaque de plasticité de CASAGRANDE $C_c = (D_{30})^2 / (D_{10} + D_{60})$ » et on utilisant l'abaque de plasticité de CASAGRANDE .

B. La classification H.R.B :

Cette classification est basée à la fois sur la granulométrie , la plasticité et l'indice de groupe. Elle est fréquemment utilisée dans la géotechnique routière .

Cette classification se base sur le pourcentage de tamisat à 2mm, 0.4 mm et 0.08mm, ainsi que la limite de liquidité et l'indice de plasticité. Le tamisage au tamis de 0.08 mm permet de distinguer les sols fins (catégories A4 à A7) des sols grenus (catégories A1, A2 et A3.) suivant que le tamisat est supérieur ou inférieur à 35 % .

Pour les sols fins, la valeur de l'indice de plasticité permet de distinguer les sols limoneux ($I_p < 10$, groupe A4 et A5) des sols argileux ($I_p > 11$, groupe A6 et A7). La limite de liquidité permet de séparer le groupe A4 du groupe A5 et le groupe A6 du groupe A7 .

Dans les sols grenus, on distingue les groupes A1 (cailloux , gravier et sable) et A3 (sable fin), qui sont dépourvus de la plasticité, ou presque, du groupe A2 qui comprend des mélange de graviers et sables limoneux ou argileux. Le groupe A2 est d'ailleurs divisé en quatre sous groupe (de A2-4 à A2-7) suivant les mêmes critères que les sols fins .

C. Classification selon R.T.R :

Dans cette classification, les sols sont répartis en six (6) classes, définies en fonction des caractéristiques intrinsèques. Ces classes sont notées de A à F et se différencient entre elles par le pourcentage d'élément passant au tamis 80 microns, la comparaison du plus gros élément à 50 mm

et la nature du matériaux. Chaque classe est divisée en sous classes en fonction des caractéristiques intrinsèque .

- Pour la classe A qui distingue les sols fins les sous-classes (notées de A1 à A4) sont données en fonction de la valeur de l'indice de plasticité .
- Pour la classe B qui distingue les sols sableux et graveleux avec fines, les sous classes (notées de B1 à B6) sont données en fonction du tamisat au tamis 80 microns, du refus de 2 mm, l'équivalent de sable et l'indice de plasticité .
- Pour la classe C qui distingue les sols comportant des fines et des gros éléments, les sous classes (notées C1 à C3)sont données en fonction du tamisat de 80 microns et le diamètre du plus gros élément .
- Pour la classe D qui distingue les sols et les roches insensible à l'eau, les sous classe (notées de D1 à D4) se différencient par la grosseur du plus gros élément et le pourcentage du refus au tamis de 2 mm .
- Pour les classes E et F les sous classes 5 notées de E1,E2,E3 et F) sont données en fonction de la nature du matériau.

4.2.1 Classification selon U.S.C.S :

D'après l'analyse granulométrique du matériau du corps de chaussée, on constate que les tamisats au tamis de 0.08 mm forment plus de 50 % (entre 51 et 91 %), sauf les points kilométriques PK13 et PK 17 qui ont un pourcentage de refus au tamis 0.08 mm de 52 % et 68 %. Pour les deux points en questions, les tamisats au tamis de 2 mm représente plus de la moitié du refus à celui de 0.08 mm, ainsi ces matériaux sont des sables argileux. De plus, les limites d'ATTERBERG forment un nuage se trouvant au dessus du diagramme de plasticité de CASAGRAND (fig 4.3). Ainsi ces matériaux s'identifient comme des argiles ou des sables argileux peu plastiques.

PK	% des éléments < 80 $\mu.m$	WL	Ip	types de sols	symboles
11	57	33.5	10.8	Argiles peu plastiques	Ap
13	48	41	17.8	Sables argileux	SA
15	81	43	15.5	Argiles peu plastiques	Ap
17	23	39	13.5	Sable argileux	SA
29	51	34	12.3	Argiles peu plastiques	Ap

tableau(4.6)

Pour le sol support récupère au points kilométriques (PK15,PK21,PK29)on aura :

PK	% des éléments < 80 $\mu.m$	WL	IP	types de sols	symboles
15	91	53	26	Argile très plastique	At
21	71	35	15.3	Argile peu plastique	Ap
29	77	29	8.6	Argile peu plastique	Ap

tableau (4.7)

Sols fins	$D < 50 \text{ mm}$ Tamisat à $80 \mu\text{m} > 35 \%$	$I_p < 10$		A ₁
		$10 < I_p < 20$		A ₂
		$20 < I_p < 50$		A ₃
		$I_p > 50$		A ₄
Sols sableux et graveleux avec fines	$D < 50 \text{ mm}$ Tamisat à $80 \mu\text{m}$ entre 5 et 35 %	Tamisat à $80 \mu\text{m}$ de 5 à 12 %	Refus à 2 mm inférieur à 30 %	$ES > 35$ B ₁
				$ES < 35$ B ₂
		Tamisat à $80 \mu\text{m}$ de 12 à 35 %	Refus à 2 mm supérieur à 30 %	$ES > 25$ B ₃
				$ES < 25$ B ₄
		$I_p < 10$	B ₅	
		$I_p > 10$	B ₆	
Sols comportant fines et gros éléments	$D > 50 \text{ mm}$ Tamisat à $80 \mu\text{m} > 5 \%$	Tamisat à $80 \mu\text{m}$ élevé		C ₁
		Tamisat à $80 \mu\text{m}$ faible	$D < 250 \text{ mm}$	C ₂
			$D > 250 \text{ mm}$	C ₃
Sols et roches insensibles à l'eau	Tamisat à $80 \mu\text{m} < 5 \%$	$D < 50 \text{ mm}$	Refus à 2 mm inférieur à 30 %	D ₁
			Refus à 2 mm supérieur à 30 %	D ₂
		$50 \text{ mm} < D < 250 \text{ mm}$		D ₃
		$D > 250 \text{ mm}$		D ₄

Classification L.P.C. des sols

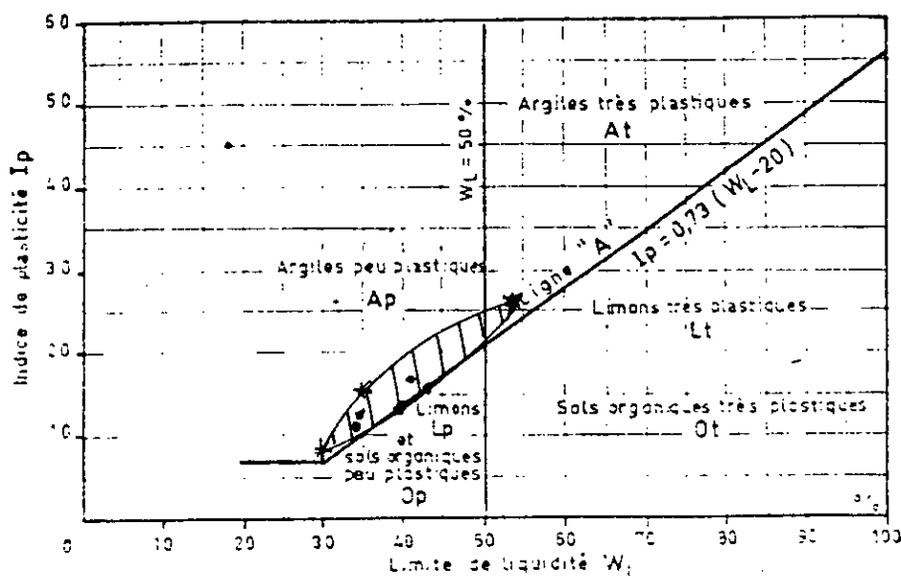
A. — CLASSIFICATION DES SOLS GRENUS
(plus de 50 % des éléments $> 0,08 \text{ mm}$)

Définitions		Symboles (1)	Conditions	Appellations	
GRAVES	Plus de 50 % des éléments $> 0,08 \text{ mm}$ ont un diamètre $> 2 \text{ mm}$ (2)	Moins de 5 % d'éléments $< 0,08 \text{ mm}$	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 4$ et $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ compris entre 1 et 3	grave propre bien graduée	
			Une des conditions de Gb non satisfaite	grave propre mal graduée	
		Plus de 12 % d'éléments $< 0,08 \text{ mm}$	GL [*] (GM)	Limite d'Atterberg au-dessous de A (2)	grave limoneuse
			GA (GO)	Limite d'Atterberg au-dessus de A (2)	grave argileuse
SABLES	Plus de 50 % des éléments $> 0,08 \text{ mm}$ ont un diamètre $< 2 \text{ mm}$	Moins de 5 % d'éléments $< 0,08 \text{ mm}$	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 6$ et $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ compris entre 1 et 3	sable propre bien gradué	
			Une des conditions de Sb non-satisfaite	sable propre mal gradué	
		Plus de 12 % d'éléments $< 0,08 \text{ mm}$	SL (SM)	Limite d'Atterberg au-dessous de A (2)	sable limoneux
			SA (SO)	Limite d'Atterberg au-dessus de A (2)	sable argileux
Lorsque 5 % $<$ inférieur à $0,08 \text{ mm} <$ 12 % — on utilise un double symbole					

Annexe I : classification HRB

Classification générale	Matériaux grenus : 35 % au plus passant au tamis n° 200 (0,074 mm)			Matériaux limon-argile : plus de 35 % passant au tamis n° 200 (0,074 mm)			
	A1	(a) A3	A2	A4	A5	A6	A7
Analyse granulométrique % passant n° 10 (2 mm) n° 40 (0,42 mm) n° 200 (74 microns)	50 max. 25 max.	51 min. 10 max.	35 max.	36 min.	36 min.	36 min.	36 min.
Caractéristiques de la fraction passant au tamis n° 40 (0,42 mm) Limite de liquidité Indice de plasticité	6 max.	N.P.		40 max. 10 max.	41 min. 10 max.	40 max. 11 min.	41 min. 11 min.
Indice de groupe			4 max.	8 max.	12 max.	16 max.	20 max.
Estimation en tant que sous-sol	Excellent à bon			Passable à mauvais			
<p><i>Méthode de classification.</i> Connaissant les résultats d'essais, suivre le tableau de la gauche vers la droite et l'on trouvera par élimination le groupe correct. Le premier groupe à partir de la gauche auquel conviennent les résultats d'essais est le groupe correct (remarquer que toutes les valeurs limites sont indiquées en nombres entiers. Si on obtient des résultats d'essais fractionnaires, il faut les ramener au chiffre entier le plus voisin).</p> <p>(a) Il faut placer A3 devant A2 pour permettre le <i>procédé d'élimination de gauche à droite</i>. Ceci n'indique nullement la supériorité de A3 sur A2.</p>							

B. — CLASSIFICATION DES SOLS FINS



4.2.2. Classification selon H.R.B :

Pour les sondages faits sous la couche de roulement aux différents points kilométriques (PK11, PK13, PK15, PK17, PK29), les tamisats aux tamis de $80\mu.m$ dépassent 35 % sauf le point kilométrique PK07 qui est de l'ordre de 23 %.

La limite de liquidité W_L de ces matériaux varie entre 33.5 et 17.8. D'autre part l'indice de groupe est inférieur à 12 % (variant de 0.28 à 10.8 %).

PK	% des éléments $< 80\mu.m$	WL	Ip	IG	type de matériau	symbole
11	57	33.5	10.8	4.72	Sols argileux	A-6
13	48	41.5	17.8	5.27	Sols argileux	A-7-5
15	81	43	15.5	10.8	Sols argileux	A-7-5
17	23	39	13.5	0.28	Sables argileux	A-2-6
29	51	34	12.3	4.03	Sols argileux	A-6

tableau(4.8)

Pour le sol support récupéré aux points kilométriques (PK15, PK21, PK29), il est essentiellement composé d'éléments fins.

PK	% des éléments $< 80\mu.m$	WL	IP	IG	types de matériaux	symbole
15	91	53	26	17	Sols argileux	A-7-6
21	71	35	15.3	9.72	Sols argileux	A-7-6
29	77	29	8.6	8	Sols limoneux	A4

tableau(4.9)

4.2.3. Classification selon R.T.R :

Les matériaux étudiés ont un diamètre inférieurs à 50 mm et que les tamisats à 80 $\mu.m$ sont plus de 35 %. Donc ces matériaux sont des sols fins (classe A) , à l'exception du point kilométrique PK 17 qui a moins de 35 % d'éléments inférieure à 80 $\mu.m$, donc ce matériaux est un sol sableux avec fines (classe B).

Il faut, néanmoins, noter que les matériaux du corps de chaussée récupérés aux points kilométrique (PK11, PK13 ,PK15, PK17, PK29)et après 24 h d'imbibition, se diluent progressivement au tamisage, ce qui nous permet de dire que ces matériaux sont des argiles à caractères évolutifs (classe E) .

PK	% des éléments < 80 $\mu.m$	Ip	types de sols	symboles
11	57	10.8	Sols fins	A ₂ +E ₃
13	48	17.8	Sols fins	A ₂ +E ₃
15	81	15.5	Sols fins	A ₂ +E ₃
17	23	13.5	Sable avec fins	B6+E ₃
29	51	12.3	Sols fins	A ₂ +E ₃

tableau (4.10)

4.2.4. Classification finale :

Pour le matériau récupéré du corps de la chaussée :

PK	types de matériaux
11	Argiles peu plastiques à caractère évolutif
13	Sables argileux à caractère évolutif
15	Argiles peu plastiques à caractère évolutif
17	Sables argileux à caractère évolutif
29	Argiles peu plastique à caractère évolutif

tableau(4.11)

Pour le matériau du sol support :

PK	types de sols
15	Argiles très plastiques
21	Argiles peu plastiques avec un fort pourcentage de sel
29	Argiles calcaire peu plastiques

tableau(4.12)

4.3. ESSAIS MECANIKES

Introduction:

Après classification de ces matériaux, on procède aux essais mécaniques pour chaque famille (PK15, PK21, PK29), ces essais consistent :

- L'essai Proctor modifié .
- L'essai CBR.
- L'essai de compression simple .
- L'essai triaxial .

4.3.1. Essai Proctor :

◇ But de l'essai :

Le but de l'essai est la détermination de la teneur en eau qui correspond à une densité maximale du sol lorsque on le compacte avec une énergie donnée.

◇ Principe de l'essai :

Lorsqu'on compacte de façon identique des échantillons d'un même sol à des teneurs en eau différentes, on constate que les densités sèches obtenues varient avec les teneurs en eau des échantillons au moment du compactage. La densité sèche croît d'abord avec la teneur en eau, puis à partir d'une certaine teneur en eau, elle décroît quand la teneur en eau augmente .

◇ Description de l'essai :

Avant qu'on commence l'essai, il faut qu'on dispose d'au moins 27.5 kg de sol étuvé et passé au tamis de 20 mm. Si le refus est supérieure à 25 % du poids de ce sol, alors l'essai n'est pas réalisable, puisque la densification n'est pas réalisable pour les gros éléments. Si tous les éléments passent au tamis de 5 mm, on utilise le petit moule (moule proctor). S'il ya des éléments supérieure à 5 mm, on travail avec le grand moule (le moule CBR).

Il est à noter que pour les études routières, le compactage est intense, il correspond en principe au compactage maximum que l'on peut obtenir sur chantier, il est donc réalisé avec la dame Proctor modifié.

Pour la réalisation de l'essai, on prend 5.5 kg d'argile on les mets dans un gros bac et on ajoute de l'eau, la quantité d'eau ajoutée est fixée par tâtonnement; sachant que pour les argiles la teneur en eau optimale tourne autour de 14 % ce qui nous permet de supposer les teneurs en eau suivantes (10%, 12%, 14%, 16%, 18%).

On détermine ainsi plusieurs points de la courbe représentative des densités sèches en fonction des teneurs en eau. On trace alors la courbe en interpolant entre les points expérimentaux. Elle présente un maximum dont l'abscisse est la teneur en eau Proctor et l'ordonnée est la densité sèche maximum Proctor . (voir annexe)

Les résultats de l'essai Proctor sur les trois emprunts étudiés, sont donnés sur la tableau suivant:

PK	W_{opt}	$\gamma_{d\ opt}$
15	13.5	1.88
21	13.2	1.90
29	14.4	1.84

tableau (4.13)

4.3.2. Essai C.B.R :

◇ Principe de l'essai :

Dans la plupart des méthodes de dimensionnement des chaussées, les épaisseurs des couches de la structure de chaussée étaient calculées à partir de la valeur du C.B.R du sol support. Cet essai empirique traduit le rapport entre la force que le sol peut supporter pour une certaine pénétration d'un piston normalisé, et la force nécessaire pour que le même piston pénètre dans un matériau étalon .

L'essai CBR a été à l'origine développé en 1940 en CALIFORNIE, et a été utilisé universellement. La grande expérience acquise avec cet essai pendant des décennies fait qu'aujourd'hui il est encore utilisé dans certains manuels de dimensionnement des chaussées. Associé à cette expérience, il est souvent possible de trouver une corrélation entre certains paramètres mécanique bien définis et la valeur du CBR, comme par exemple, la cohésion et le module de déformabilité .

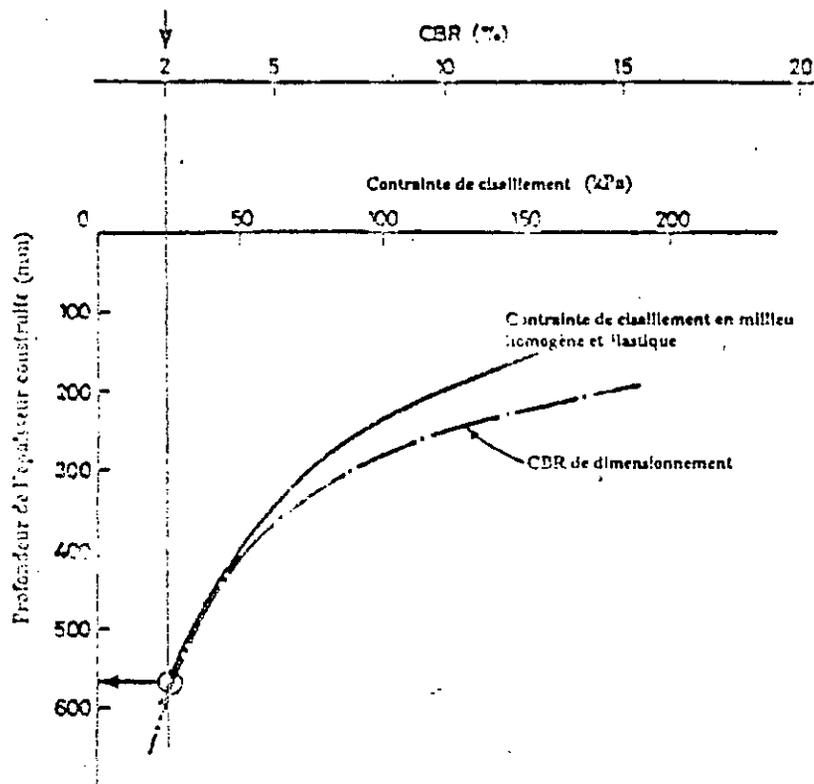


fig : 4.4 - Variation de la contrainte de cisaillement avec la profondeur et du CBR avec l'épaisseur construite.

Une explication théorique de la méthode de dimensionnement des chaussées par le CBR peut être donnée au moyen de la figure (4.4). En effet, pour une charge circulaire appliquée à la surface, on vérifie que la contrainte de cisaillement induite dans un milieu élastique homogène

semi- infini a une allure similaire à la courbe de dimensionnement par le CBR. Ceci vient du fait que le module de la couche de base n'est pas différent du sol sur lequel elle repose, et par conséquent les contraintes de cisaillement sont voisines de celles que l'on trouve dans un milieu homogène semi infini. cette démarche implique une corrélation entre la valeur du CBR et celle de la résistance non drainé, ce qui est à la base de certaines relations empiriques, comme par exemple, celle proposée par BLACK (1978) pour des sols remaniés :

$$C_u = 23 * CBR$$

◇ Description de l'essai :

Dans cet essai, on mesure la charge nécessaire pour obtenir à une vitesse fixée de 1.27mm/mn. l'enfoncement d'un poinçon normalisé dans le sol, avant ou après que le sol ait été imbibé pendant 4 jours .

L'imbibition totale du corps de chaussée dans les régions Sahariennes est improbable, pour cela le poinçonnement se fait sans que le moule ne soit immergé dans l'eau. Donc, on procède directement à un poinçonnement immédiat (juste après compactage).

Pour déterminer le CBR correspondant à la densité fixée au cahier de charge (95 % de la densité optimum Proctor), on trace la courbe $CBR = f(\gamma d)$ (fig (4.5)), toute en fixant les énergies de compactages suivantes (55 C/C, 35 C/C, 10 C/C); comme l'énergie de 55 C/C donne une compacité de 100 %, celle de 95 % sera déduite facilement .

IL y a lieu de noter que l'essai CBR est entaché d'erreurs dues surtout au fait que les sols ne sont pas homogènes. Pour cela chaque indice CBR est déterminé par la moyenne des trois valeurs obtenus sur trois moules identiques.

Résultats des essais : (fig :4.5)

PK 21	γd (g/cm ³)	CBR %
10 C/C	1.48	9.7
35 C/C	1.81	29.7
55 C/C	1.89	31.8

tableau(4.14)

Ainsi le :

$$CBR(95 \%) = 27.3$$

Pour le PK 15 et à défaut de matériau, on s'est fixé deux énergie de compactage seulement (55 C/C , 25 C/C), à raison de trois moule par énergie on aura aussi comme résultats :

PK 15	γd (g/cm ³)	CBR (%)
25 C/C	1.78	26.58
55 C/C	1.87	32.45

tableau(4.15)

Le :

$$CBR (95 \%) = 26.7$$

Variation du CBR en fonction de la densité

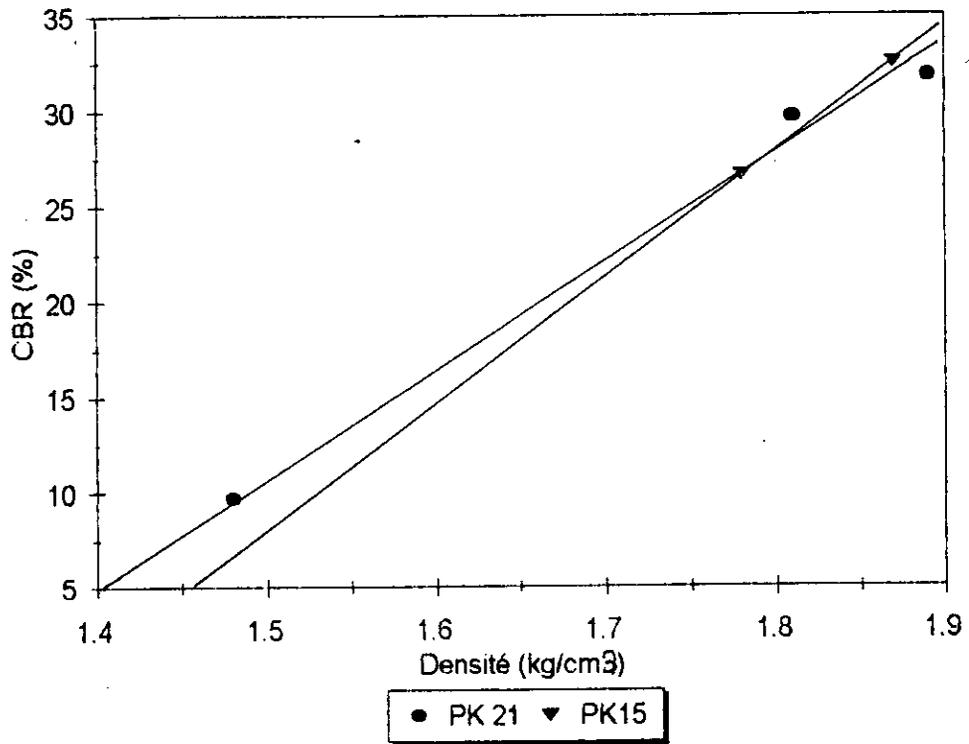


fig : 4.5

la variation du CBR en fonction de la teneur en eau (PK 15)

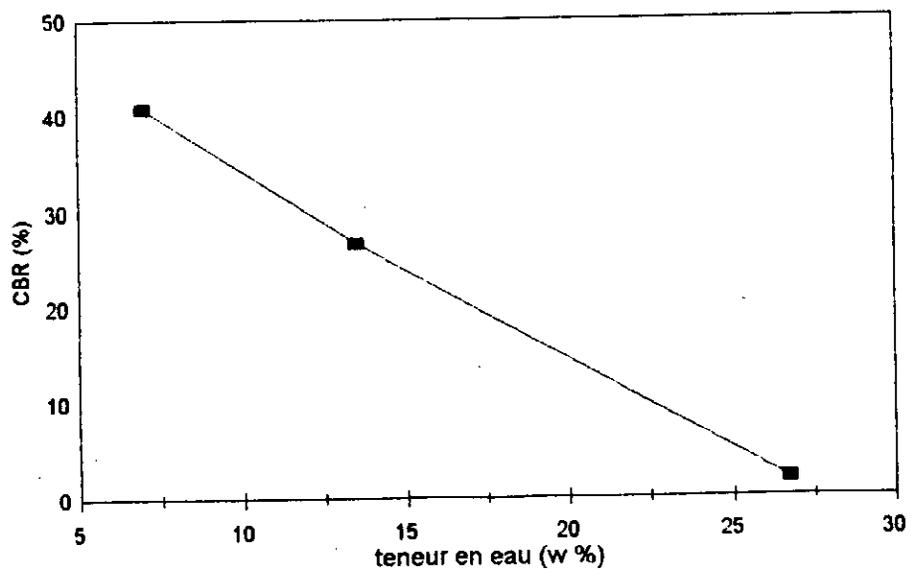


fig : 4.6

◇ Influence de la teneur en eau sur le CBR du sol :

Pour pouvoir montrer l'influence de teneur en eau sur le CBR du sol du PK 15, on a fixé l'intensité de l'énergie de compactage à 25 C/C (ce qui correspond à une compacité de 95 %) et on a réalisé six (6) autres moules compactés à la teneur en eau optimale. Les trois premiers moules sont laissés à l'air libre jusqu'à la teneur en eau ($W_{opt}/2$) qui correspond à un poids du moule qui est égal :

$$ph = ps * (1 + W_{opt}/2)$$

Ce poids atteint, on poinçonne les trois moules et on déduira ainsi la valeur moyenne des trois CBR .

Les trois autres moules sont immergés dans l'eau pendant 4 jours, l'argile en contact avec l'eau va gonfler. le schéma de gonflement nous donne une idée sur le comportement de cette argile en zone humide (voir l'annexe). Après 4 jours on poinçonne les trois moules, tout en déterminant par étuvage la teneur en eau après poinçonnement et on aura le CBR d'une argile imbibée voir figure (4.6).

Résultats des essais :

Le tableau (4.16) donne la valeur du CBR à différentes teneurs en eau :

Teneur en eau	CBR (%)
$W_{imbibé} = 26.73 \%$	1.91
$W_{opt} = 13.5 \%$	26.58
$W_{opt}/2 = 7 \%$	40.75

tableau (4.16)

◇ Phénomène du coussin de caoutchouc :

Rappelons que le but du compactage est de chasser l'air du sol et rapprocher les grains entre eux pour pouvoir résister par frottement .

Pour la même énergie de compactage de 55 C/C qui correspond à une compacité de 100 % et à des teneurs en eau supérieures à la teneur en eau optimale, on remarque lors du compactage, que le sol se déforme au alentour de la dame et la déformation est d'autant plus grande que la teneur en eau est grande. ce phénomène apparaît souvent dans les sols fins et on peut l'explique par une perméabilité à l'air (fig :4.7) qui décroît principalement entre 0 et 5 % de saturation. Elle devient nulle à 77 %. Il y a donc continuité de la phase gazeuse en dessous de 77 %, et occlusion de l'air, qui est alors présent sous forme de bulles d'air au dessus de 77 %. Cette notion d'occlusion est assimilée à un coussin de caoutchouc du fait de sa déformabilité qui apparaît à 3 % en dessus de l'optimum .

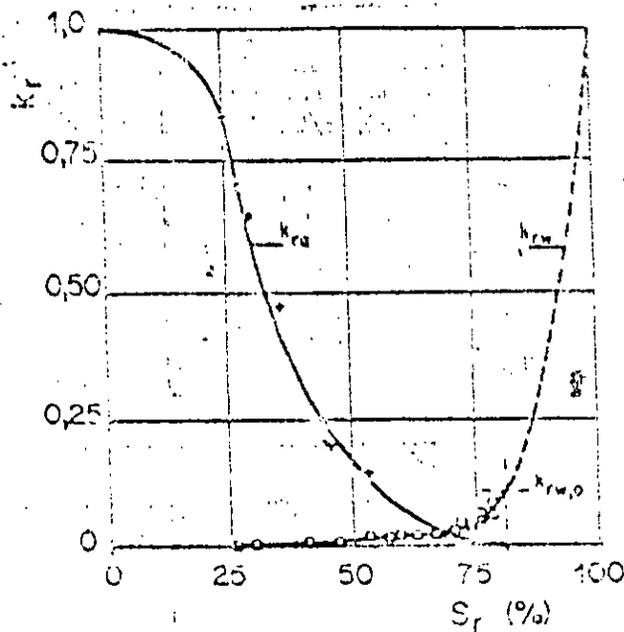


fig : 4.7 *Perméabilités d'un sol non saturé (VACHAUD et al., 1974).*

◇ **Interprétation des résultats :**

Nous ne disposons pas de résultats de mesure de la teneur en eau sous chaussée sur cette section. Cependant, lors de la réalisation des sondages de chaussée, nous avons pu constater que les matériaux étaient pratiquement secs. Les teneurs en eau sont donc inférieures à 2 %.

Lors du séchage du matériau argileux à la moitié de l'opm, la cohésion apparente du sol augmente engendrant un indice CBR très grand (CBR à $W_{opm}/2 = 40.75\%$ → classe S5), à l'encontre du CBR imbibé qui est proche de zéro (CBR à $W_{imbibé} = 1.91\%$ → classe S1).

Il est clair que si on pousse le séchage du sol à une teneur en eau inférieure à OPM/2, la portance augmenterait davantage.

Donc ces matériaux dans les conditions de la région de IN AMENAS présentent une très forte portance.

Sachant que le but du dimensionnement est de limiter la déformation du sol support; comme celui-ci est très portant, une couche de base de quelques centimètre suffira pour limiter cette déformation. Rappelant à cet effet que les abaques de dimensionnement limite le CBR à 20.

4.3.3. Essai de résistance à la compression :

◇ **But de l'essai :**

L'essai de résistance à la compression est utilisé dans la technique routière Saharienne pour apprécier la qualité des matériaux fins (tufs, sables gypseux, etc). L'essai consiste à confectionner des éprouvettes cylindriques (hauteur= 10cm, diamètre 5cm), à une compacité voulue et de les écraser après séchage en mesurant l'effort à la rupture. La résistance à la compression caractérise conventionnellement le comportement de ces matériaux.

A cet effet, nous avons voulu étudier l'influence de la compacité et de la teneur en eau sur le comportement de matériaux argileux prélevés.

Pour cela on a réalisé pour chaque point kilométrique (PK15, PK21, PK29) deux séries d'éprouvettes confectionnées à la teneur en eau optimale .

PK	W_{opt}
15	13.5 %
21	13.2 %
29	14.4 %

tableau (4.17)

- La première série est réservée à l'étude de l'influence de la compacité sur la résistance à la compression .
- Pour la deuxième série on fait varier la teneur en eau des éprouvettes pour étudier l'influence de celle-ci sur la résistance à la compression .

Confection des éprouvettes :

Pour la première série et pour chaque point kilométrique, on imbibe 4.5 kg du sol (tamisé au tamis de 5 mm) à la teneur en eau optimale .

Pour différents compactées (100 %, 99 %, 98 %, 97 %, 95 %, 94 %, 92 %, 90 %, 88 %, 86 %), on calcul le poids du sol correspondant, par la formule :

$$ph = \gamma_d * v * (1 + W_{opt}) * \text{compacité}$$

ou v : est le volume du moule ($v = 201.4 \text{ mm}^3$).

γ_d : la densité sèche optimum Proctor .

Une fois la compacité voulue est fixée, on pèse le poids correspondant, cette quantité de matériau sera introduite dans la moule et compactée à l'aide d'une presse hydraulique avec beaucoup de soin. De même pour le démoulage, il exige un soin similaire, afin de ne pas endommager l'éprouvette; une fois démoulé on prélève pour chacune ses dimension (hauteur et diamètre) et son poids. On passe à l'étuvage à 60 ° jusqu'au poids constant, une fois ce poids est atteint on écrase ces éprouvettes .

Pour la deuxième série et pour chaque point kilométrique encore, on imbibe 5 kg de matériau à la teneur en eau optimale et on confectionne tous les éprouvettes à la compacité 95 % de la compacité maximale. Le poids correspondant est donné par :

$$ph = \gamma_d * v * 0.95 * (1 + W_{opt})$$

Comme notre but est l'étude de l'influence de la teneur en eau sur la résistance à la compression on laisse les éprouvettes séchées à l'aire libre jusqu'à des teneurs en eau voulues (W_{opt} , 10%, 8%, 4%, 3%, 2%, 1.5%, 1%, 0.5%, 0%) .

On aura ainsi plusieurs éprouvettes à réaliser; l'éprouvette à teneur en eau optimale est écrasé immédiatement, pour les autres éprouvettes il est nécessaire de contrôler le poids à atteindre par la formule :

$$ph_w = \gamma d * v * 0.95 * (1 + W_{\text{VOULUE}})$$

Quand ce poids est atteint, on conserve l'éprouvette pendant 48h sous étui étanche afin d'obtenir une teneur en eau homogène, et on passe à l'écrasement .

◇ Calcul de E :

Par définition, le module de déformation E représente la pente de la partie linéaire, il se calcul par la formule suivante :

$$E = \frac{\Delta\sigma}{\frac{\Delta H}{H}}$$

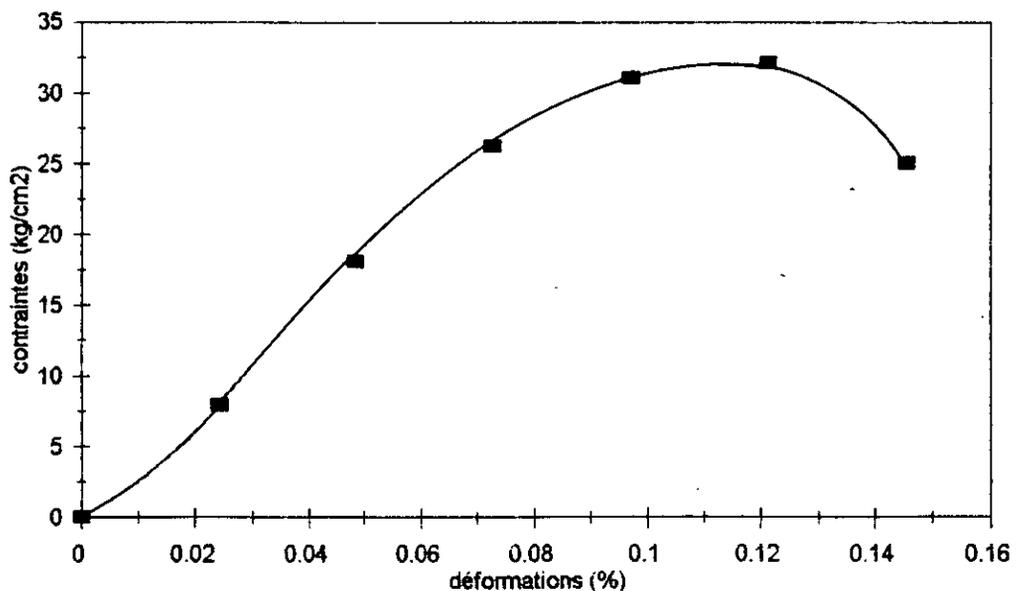
$\Delta\sigma$: gradient de pression (bars).

ΔH : déplacement correspondant au gradient d'effort .

H : hauteur initial de l'éprouvette .

Les graphes efforts-déformation établis à partir des essais de résistance à la compression sont présentés en annexe et servent à calculer le module de déformation tangent à l'origine. Pour le cas de (fig 4.10), on remarque que la première partie du graphe ne présente pas le comportement réel du matériaux (elle est liée aux condition de contact entre l'éprouvette et le plateau de la presse), pour ce cas nous définissant le module E comme étant la pente de partie linéaire qui suit la première branche .

fig : 4.10 Graphe contraintes-déformations
compacité c=100% , PK15



Résultats des essais :

- Variation de la limite élastique et du module de déformation avec la compacité :

	PK 15		PK 29		PK 21	
compacité	Rc (bars)	E (bars)	Rc(bars)	E(bars)	Rc(bars)	E(bars)
100 %	32.1	6500	17.84	1658	18.3	4060
99 %	23.57	5500	13.43	1540	16	3200
98 %	21.51	4900	12.49	1281	15.1	2793.46
97 %	19.25	4577.48	12.18	1114.6	13	1800
95 %	13.65	3329.46	11.23	900	10.5	2100
94 %	13.52	3000	8.3	850	9.33	1722
92 %	10.93	2346.24	6.67	1050.6	6.34	1793.44
90 %	9.03	2362.88	4.1	657.9	5.6	1516.44
88 %	6.90	1500	3.65	632.6	4.3	1644.8
86 %	5.01	996.1	2.1	482	1.86	775.68

tableau (4.18.a)

- Variation de la limite élastique et du module de déformation avec la teneur en eau :

	PK 15		PK 29		PK 21	
teneur en eau	Rc(bars)	E(bars)	Rc(bars)	E(bars)	Rc(bars)	E(bars)
W_{OPM}	2.61	514.63	1.24	224.25	1.4	135.43
10 %	3.3	785.9	2.63	284.28	1.47	193.08
8 %	6.88	1110.72	3.38	560.32	1.75	143.64
4 %	8.22	1755.6	4.2	683.26	4.5	1010.38
3 %	8.24	1684.8	5.55	819.08	5.9	1537.5
2 %	11.27	2140.16	5.68	1055	6.39	1624.45
1.5 %	10.8	2150	7.34	1071.2	7	1670
1 %	11.5	2325	8.34	1300	7.5	1800
0.5 %	12.4	2440	9.76	1400.8	8.3	1925
0 %	16.24	2557.94	11.06	1893.31	9.12	2103.3

tableau (4.18.b)

◇ Interprétation des résultats :

- * Influence de la teneur en eau sur le comportement du sol :

- Augmentation du module élastique avec les faibles teneurs en eau : fig(4.8.a)

Comme nous l'avons déjà signalé plus haut, les échantillons ont été préparés par compactage à l'optimum Proctor modifié, puis séchés. Les résultats sont présentés au tableau (4.8.b).

Variation du module de déformation en fonction de la teneur en eau

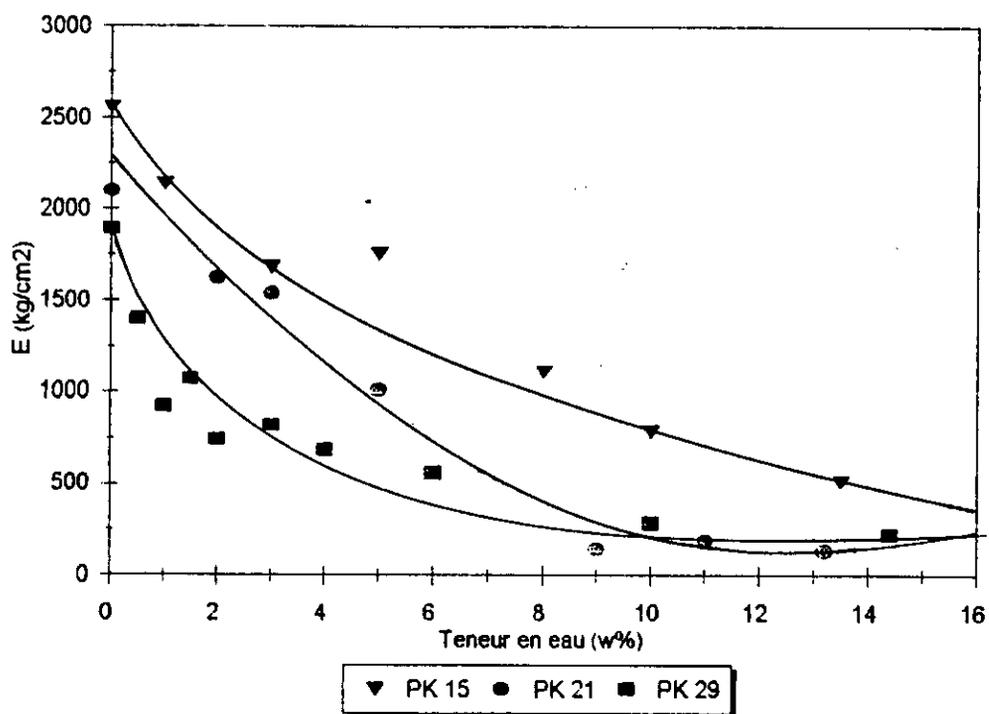


fig : 4.8a

Variation du module de déformation en fonction de la compacité

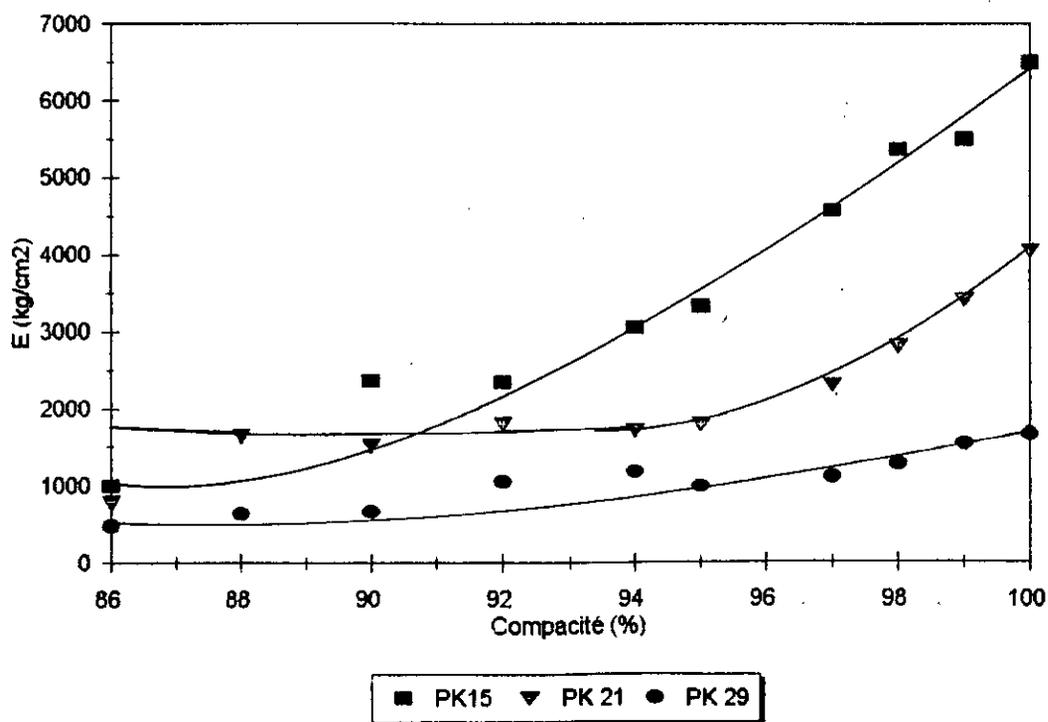


fig : 4.8b

On observe dans ces essais une augmentation du module lorsque la teneur en eau des échantillons diminue. (c'est à dire lorsque leur pression négative augmente). L'effet de la teneur en eau est très important puisque le module peut être multiplié par 15 lorsque la teneur en eau passe de 0 à W_{OPM} .

Ceci veut dire qu'une chaussée à teneur en eau optimum W_{opm} , accepte 15 fois plus de déformation que lorsqu'elle est sèche, sous l'effet d'une même sollicitation.

- **Augmentation de la limite élastique avec les faibles teneurs en eau :fig:(4.9.a)**

Il apparaît notamment sur cette essai que la limite élastique augmente avec la pression négative (avec des faibles teneurs en eau) fig:4.9. Cette augmentation s'accroît entre $W = 6\%$ et $W = 0\%$, pour représenter 70 % de la résistance du sol.

- **Augmentation de la fragilité du sol avec les faibles teneurs en eau :fig:(4.10)**

La courbe effort - déformation axial fig:(4.10), présente un pic suivis par une forte décroissance de la force. Cette allure est caractéristique d'un comportement fragile que l'on retrouve très fréquemment dans les sols non saturés, cet aspect fragile est très important et doit être pris en compte dans la loi de comportement, d'autant plus que le matériau est plus sec .

- * **Influence du taux de compactage sur le comportement du sol :fig:(4.8.b)**

L'influence du taux de compactage par rapport à la densité de l'essai Proctor modifié est très important. Le module E_c est d'autant élevé que la compacité à l'OPM est forte . fig:(4.8.b) .

C'est la raison pour laquelle ont été fixés des seuils de compacité à atteindre . En technique routière Saharienne on fixe 95 % de compacité.

4.3.4. Essai triaxial statique :

◇ But de l'essai :

Le but des essais effectués est :

- Déterminer les caractéristiques intrinsèques du sol (la cohésion et l'angle de frottement interne).
- Mettre en évidence l'évolution du déviateur à différentes pressions latérales (1 bars, 2 bars, 3 bars).
- Représenter l'évolution des contraintes dans l'éprouvette par le cheminement d'un point dans un système d'axe ($p = \frac{\sigma_1 + 2 \cdot \sigma_3}{3}$, $q = \sigma_1 - \sigma_3$), à différents degrés de saturation .

Variation de la résistance à la compression avec la teneur en eau

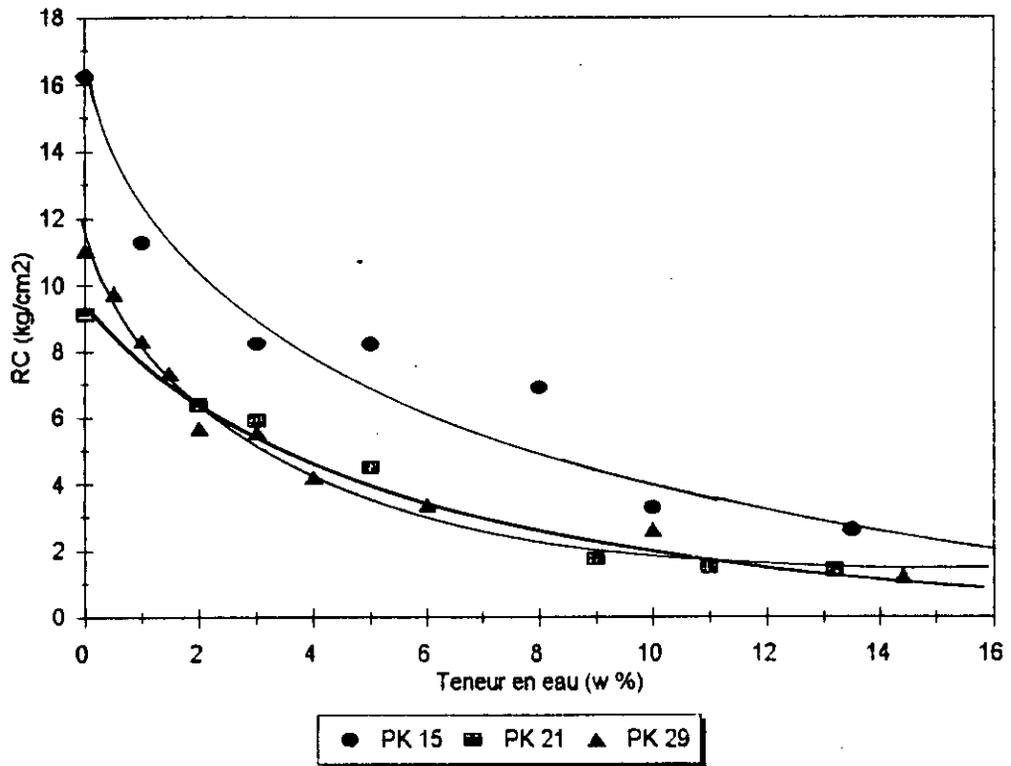


fig : 4.9a

Variation de la résistance à la compression avec la compacité

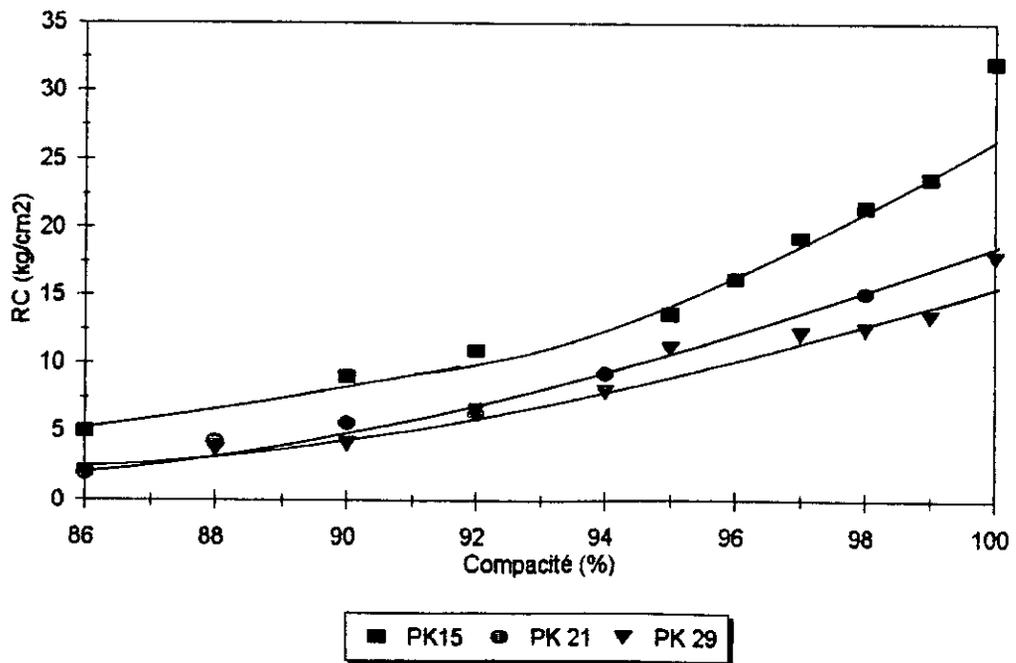


fig : 4.9.b

◇ Description de l'essai :

Notre travail consiste à cisailer des éprouvettes confectionnées à 95 % de compacité à différents teneurs en eau ($W_{sat}, W_{opm}, W_{opm} / 2, à sec$), à raison de quatre éprouvettes par teneur en eau, pour les différents points kilométriques (PK 15, PK21, PK29).

Pour chaque teneur en eau, et pour des contraintes latérales de (1 bars, 2 bars, 3 bars) respectivement, on cisaille les trois éprouvettes en augmentant la charge axiale à une vitesse de 1 mm/mn jusqu'à la rupture. La quatrième éprouvette est réservée au calcul du degré de saturation à l'aide de la balance hydrostatique.

Tous les essais ont été réalisés dans des conditions non - consolidées et non - drainées (UU)

Pour les éprouvettes à teneur en eau optimum Proctor, le cisaillement est effectué immédiatement après la confection de celles-ci; pour celles de $W_{opm} / 2$, il faut les laisser sécher à l'aire libre jusqu'à poids correspondant, puis on les conserve pendant 48h dans un film en plastique pour avoir une distribution isotrope de l'eau interstitielle. Pour les éprouvettes cisillées à sec, après confection on les mets à l'étuve à 60°C jusqu'à poids constant. Finalement pour les éprouvettes saturées; la saturation est réalisée par un dispositif d'application d'une contre pression (dispositif utilisé également pour contrôler la pression interstitielle); la saturation est atteinte lorsque l'incrément de la pression interstitielle rapporté à l'incrément de la pression latérale est compris entre (0.95 et 1), c'est à dire :

$$0.95 \leq \frac{\Delta U}{\Delta \sigma_3} \leq 1$$

La détermination de la cohésion et de l'angle de frottement interne se réalise par tracé de la courbe intrinsèque .

◇ Critère de rupture :

* Le critère de Mohr-Coulomb :

Le concept de résistance par frottement développé par Coulomb(1776), permet de définir la valeur limite de la contrainte de cisaillement sur une surface. On peut, par des essais réalisés sous des contraintes normales différentes fig (4.11), déterminer la droite limite, d'équation :

$$\tau = c + \sigma * \tan \phi$$

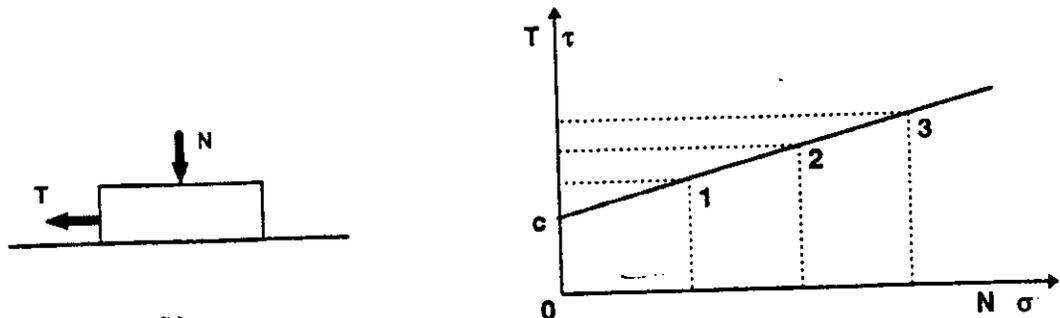


fig : 4.11 Critère de frottement de Coulomb

Vers la fin du 19ème siècle, Mohr a introduit une description différente des conditions de stabilité des sols en se référant au cercle qui porte son nom et qui présente l'ensemble des vecteurs de contraintes en un point d'un milieu continu. Mohr admet que la condition de stabilité peut s'écrire sous la forme d'une relation entre la contrainte tangentielle τ et la contrainte normale σ_n , uniquement :

$$\tau < \tau_{\max} = f(\sigma_n)$$

C'est à dire qu'elle peut être définie en utilisant le cercle de Mohr. Si le sol est localement dans un état de rupture, il existe une surface de glissement interne qui passe par le point considéré, donc l'un des points de cercle de Mohr fait partie du critère de rupture du matériau : C'est l'enveloppe des cercles de Mohr fig(4.12). Le point de contact d'un cercle avec cette enveloppe définit l'orientation de la facette sur laquelle se produit la rupture au point considéré. l'enveloppe des cercles de Mohr peut avoir une forme quelconque.

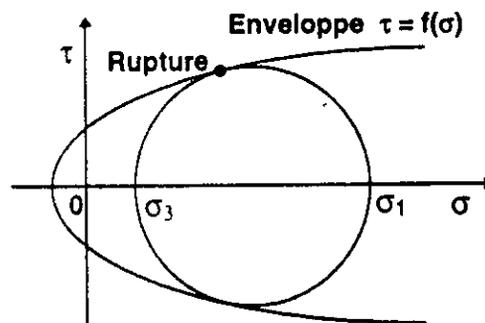


fig : 4.12 : Critère de rupture de Mohr

Le critère appelé "de Mohr-Coulomb" est la combinaison des deux approches précédentes: relation linéaire entre les contraintes normales et tangentielles, d'une part, et expression du critère comme enveloppe des cercles de Mohr, d'autre part. Il résulte des deux définitions précédentes que tout point du critère de rupture représente directement les contraintes à la rupture sur la facette de rupture et définit d'autre part totalement le cercle de Mohr au point considéré (cercle tangent à la droite représentant le critère et centré sur l'axe $O\sigma$), donc l'orientation de la facette sur laquelle se produit la rupture. fig(4.13)

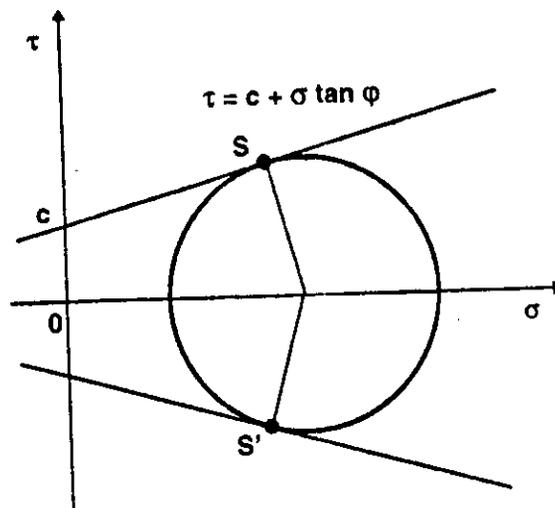


fig : 4.13 Critère de rupture de Mohr-Coulomb

* Autre représentation du critère de Mohr-Coulomb:

Si l'on admet que l'éprouvette reste homogène pendant un essai triaxial, l'état de contraintes totales est caractérisé à chaque instant par un cercle de Mohr de diamètre $(\sigma_1 - \sigma_3)$ centré au point d'abscisse $(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2})$ sur l'axe des contraintes normales. Ce cercle de Mohr est totalement décrit par les valeurs σ_v et σ_h . On peut donc représenter l'évolution des contraintes dans l'éprouvettes dans un système d'axe $(s = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}, t = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2})$ ou encore dans système d'axes $(p = \frac{\sigma_1 + 2 \cdot \sigma_3}{3}, q = \sigma_1 - \sigma_3)$. La figure (4.14) montre l'allure de ces diagrammes et donne la relation entre les pentes des droites représentant le critère de Mohr-Coulomb dans chacune d'entre eux.

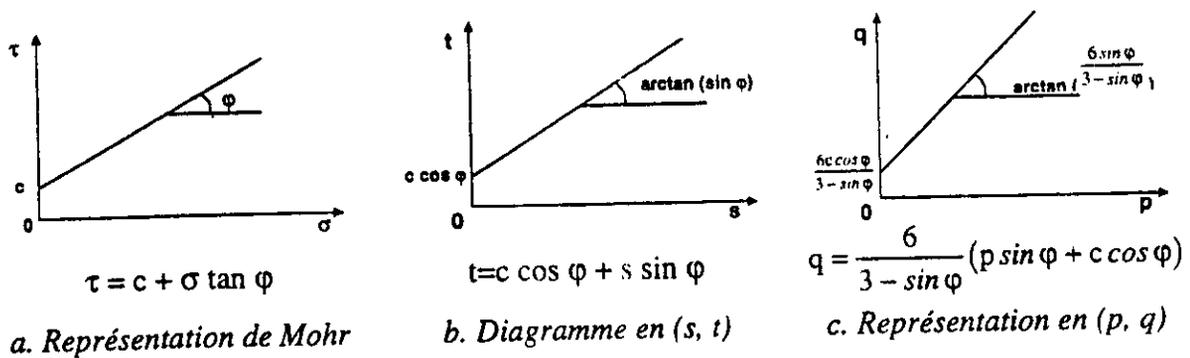


fig : 4.14 Représentations du critère de Mohr-Coulomb dans divers systèmes

◇ Interprétation des résultats:

* Influence de la contrainte latérale sur le déviateur:

Lors des essai on remarque que le déviateur augmente avec les pressions latérales, ces pression représente en réalité, la poussée des terres dans le sol à différentes profondeurs, cette augmentation de résistance explique le phénomène de diffusion des contraintes en profondeur.

Sur la figure(4.15), la variation du déviateur en fonction de la déformation axiale tendent vers une asymptote, sans marquer de pic, cette allure est typique des sols remaniés, et on peut l'expliquer par la présence des particules argileuses de faibles dimension, dont l'empilement délimite des pores de faibles dimensions ou l'eau circule avec lenteur. Les contacts des particules sont d'autre part visqueux, de sorte que le comportement mécanique de ces sols dépend du temps. Pour la figure(4.15.a) ou l'argile est sèche, on trouve des courbes avec des pics; ces pics sont rencontrés lorsque le sol est structuré avec des particules qui ont des liens fragiles de cimentation, cette cimentation est le fait des tensions capillaires très importantes créés lors du séchage.

*** Influence du degré de saturation sur la résistance au cisaillement :**

Sur les figures (4.16), on remarque que la pente de l'enveloppe de rupture dans le plan (q,p), décroît avec le degré de saturation, ce qui nous permet d'avoir un large domaine de stabilité à sec.

La pente dans plan (4.16) qui est égale à $\frac{6 * \sin \phi}{3 - \sin \phi}$ nous permet de conclure que l'angle de

frottement interne de l'argile augmente avec diminution du degré de saturation, de même pour la cohésion.

Pour le cas de la courbe à $S_r=100\%$, L'angle de frottement interne est nulle ce qui correspond bien aux résultats obtenues lors du tracé des cercles de Mohr ou les diamètres à la rupture ont à peu près les mêmes valeurs, leurs tangente commune « enveloppe des cercles de Mohr » est donc une droite horizontale, qui coupe l'axe des contraintes tangentielles $O\tau$ au point d'ordonné C_u . Ce paramètre est appelé « cohésion non drainé ».

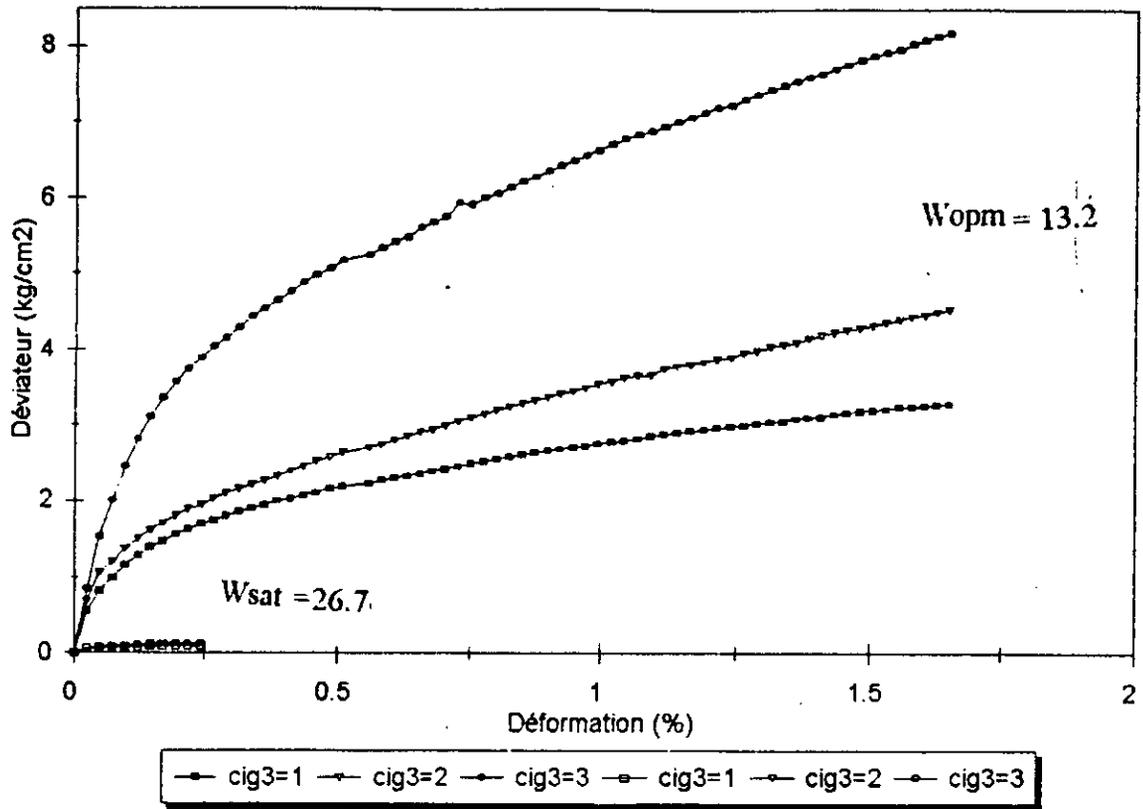
PK	S_r (%)	ϕ (°)	C_u (kg/cm ²)
15	95	0.6	0.1
21	99.6	0.3	0.1
29	99.5	0.2	0.2

tableau (4.19)

Nous remarquons sur le tableau (4.19), que nous avons pas pu obtenir la saturation parfaite des échantillons ($S_r=100\%$), et cela a été plus remarquable pour le cas de l'échantillon PK 15. Il apparaît que la saturation est de plus en plus difficile à atteindre que le matériau est fin (91 % d'élément de moins de 0.08mm pour l'échantillon du PK 15).

fig : 4.15

Graphes contraintes - déformations
pour W_{sat} , W_{opm} :(PK21)



Graphes contraintes - déformations
pour $W_{opt}/2$, $W=0$:(PK21)

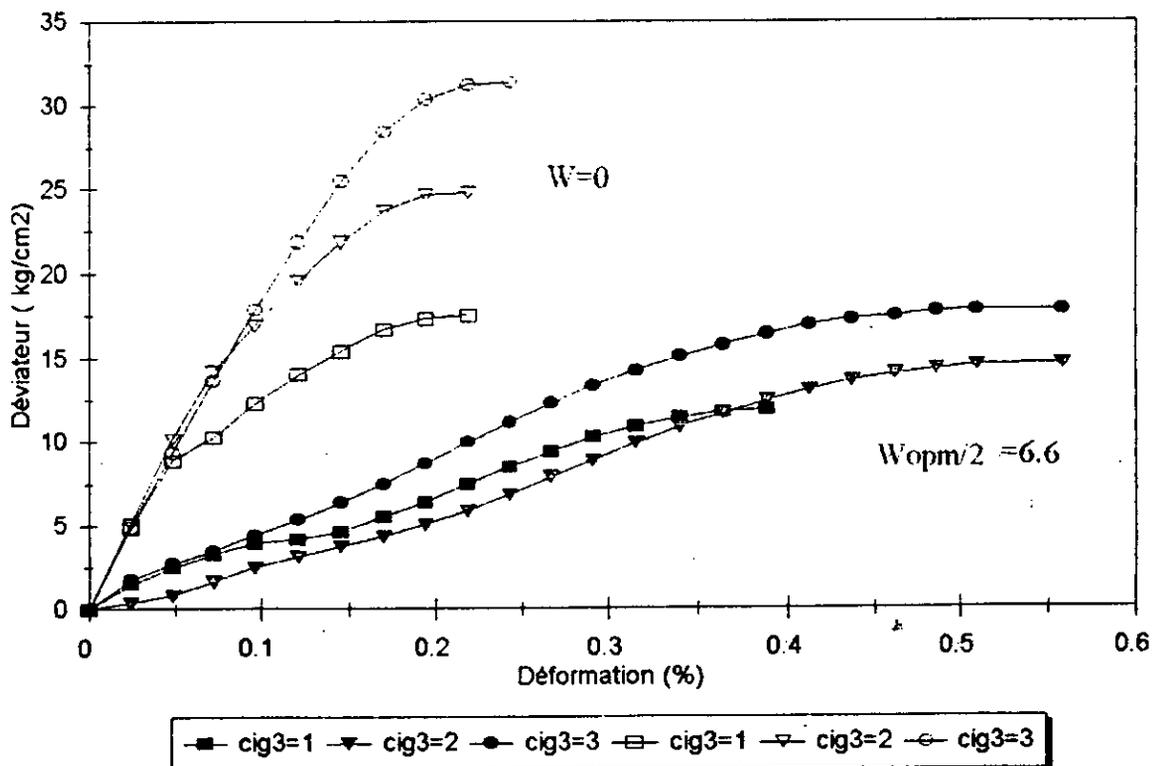
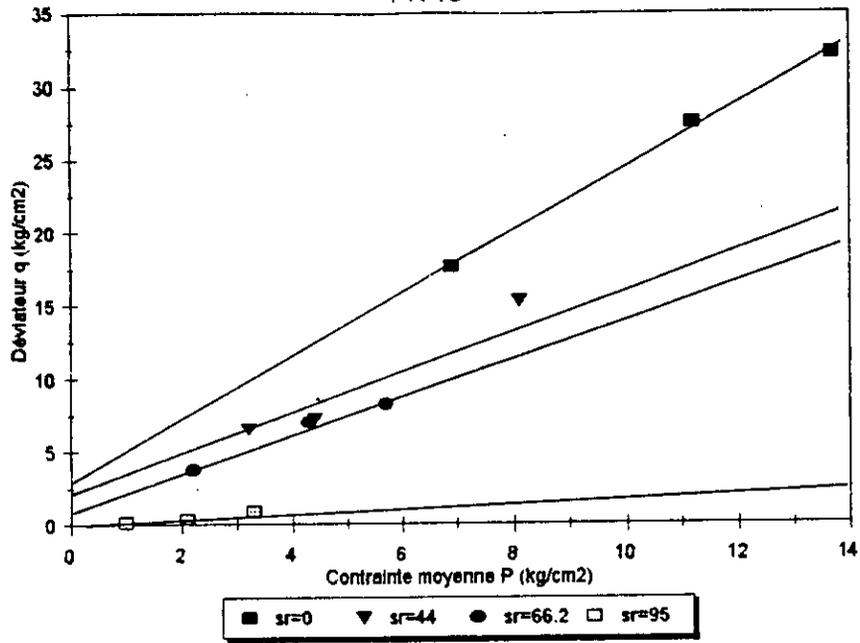
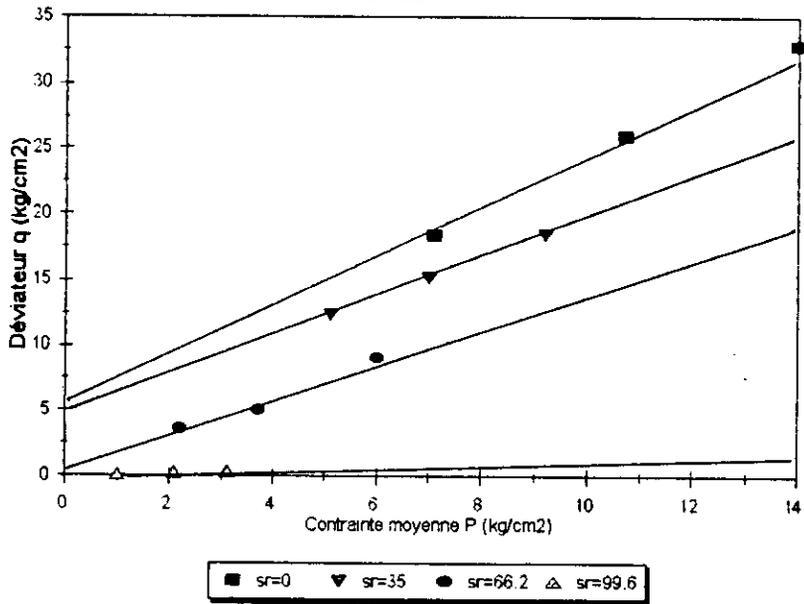


fig : 4.16

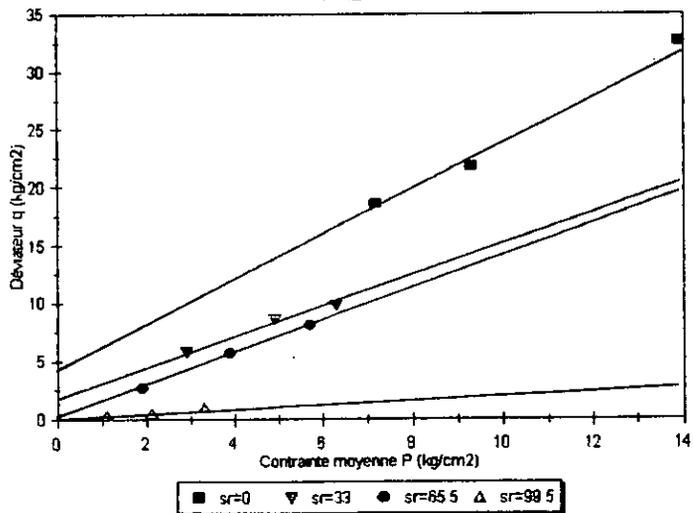
Plan p-q
PK 15



Plan p - q
PK 21



Plan p - q
PK29



CONCLUSION GENERALE

Le modeste travail présenté dans ce document, est une contribution à l'étude du comportement géotechnique des argiles; matériaux non traditionnels utilisés en couche de base des chaussées de route de IN-AMENAS, en tenant compte des conditions locales: températures élevées, faible précipitation, faible trafic.

Dans la technique routière classique, un matériau est susceptible d'être utilisé en corps de chaussée, doit répondre aux conditions suivantes:

- Un frottement interne élevé dû au squelette solide.
- Ne pas comporter des fines argileux.
- La stabilité mécanique aussi indépendante que possible des conditions climatiques.

Or, les argiles sont des matériaux à cohésion; ils sont composés essentiellement d'éléments fins (dans notre cas le pourcentage des inférieurs à 0.08mm est compris entre 71% et 91%; et les caractéristiques mécaniques sont liés directement aux conditions climatiques (vu l'indice de plasticité qui est relativement élevé, il est entre 8.6 et 26).

La technique classique qui limite l'indice de plasticité même pour les matériaux utilisés en couche de fondation, à une valeur non mesurable ($I_p < 4$), et qui limite cet indice pour l'utilisation en couche de forme à 20, n'accepte pas l'utilisation de ces matériaux argileux .

Néanmoins, l'utilisation de ceux ci en corps de chaussée dans les régions arides est justifié en tenant compte des facteurs suivants:

- La pluviométrie qui est faible (22mm/m^2) par an. A titre comparatif la pluviométrie à Alger est de 650mm/m^2).
- Une température moyenne élevée le long de l'année.
- Une insolation très importantes ($9\text{h.}30'$ sur 12) durant toute l'année.
- Une évaporation intense de 5.4mm/m^2 par an, contre 1.9mm/m^2 à Alger.

En faisant varier la teneur en eau au laboratoire, nous pouvons simuler les conditions climatiques qui peuvent amener le corps de chaussée à différents état hydriques.

L'état sec peut être retenue pour l'interprétation du comportement de ces argiles, vu l'équilibre imposé par le climat de IN-AMENAS, qui correspond à une teneur en eau presque nulle (2 à 3%).

Les résultats obtenus lors des essais au laboratoire portant sur les échantillons prélevés sur la RN3 constituent une approche de caractérisation du comportement de ce matériau, ainsi :

- La cohésion, évaluée en laboratoire par l'essai de compression simple est directement liée à la teneur en eau.

Pour une compacité de 95%, la limite élastique passe de 2.6 à 16 bars entre W_{opm} et $W=0$, pour le PK15, elle passe de 1.4 à 9.12 bars pour le PK21, et elle passe de 1.24 à 11 bars pour le PK29.

Très faible à l'opm, la cohésion, évolue considérablement avec la diminution de la teneur en eau et est d'autant plus importante que la compacité et le pourcentage des fines sont élevés.

De même pour le module de déformation, il est multiplié respectivement par (15 , 8 , 4) entre W_{opm} et $W=0$ pour les points kilométriques (PK21, PK29, PK15). Ce qui veut dire que la déformabilité du corps de chaussée de ces tronçons de route est 4 à 15 fois plus importante à l'OPM qu'à l'état sec.

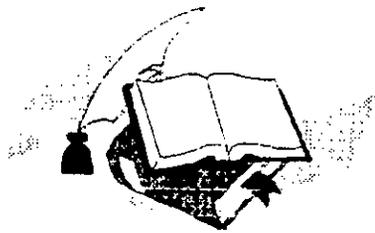
- L'étude CBR de ces matériaux montre que la portance des sols support (constitué avec les mêmes matériaux que le corps de chaussée) est également, très influencée par la teneur en eau. En effet, les sols passent de la classe de portance S1 (CBR=2), à la classe S5 (CBR=40), lorsque la teneur en eau de ces sols passe de l'OPM à l'OPM/2 (6 à 7%), cela implique donc que leur portance est très grande.
- En fin pour l'essai triaxial, on remarque que le déviateur est d'autant plus grand que la teneur en eau est plus faible, ainsi on passe pour tous les points kilométriques d'un déviateur égal à un ($q=1$ bars), pour une teneur en eau de saturation (pour une contrainte latérale de 3 bars) à 33bars pour un état sec.

RECOMMANDATIONS:

On vu des résultats précédents, les matériaux se trouvant en abondance le long de la route, sont dotés d'un comportement acceptable à sec et présente un grand avantage économique. Cet avantage est mis en valeur en comparant les grandeurs de prix de revient du kilomètre de route à 7m de largeur, suivant différentes techniques, (référence : documents C.T.T.P)

Technique utilisée	Estimation de prix de revient du KM de route
1. 6cm Béton bitumineux + 15cm Grave bitume.	9.000.000 DA
2. Enduit Superficiel + 20cm de Grave concassé.	4.000.000 DA
3. Enduit Superficiel + 20cm de matériau locaux.	2.000.000 DA

Sous réserve d'une sélection rigoureuse au laboratoire, d'une bonne mise en oeuvre au chantier, d'une imperméabilisation de surface, les matériaux locaux de nature argileuses avoisinant le projet sont acceptable pour leur utilisation en corps de chaussée dans des régions à climat très aride.



Bibliographie

BIBLIOGRAPHIE

Livres:

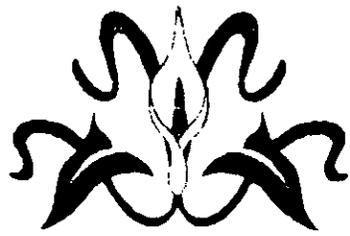
- [1] : Conception et construction des chaussées (jeux)
[2] : Cours de mécanique des sols et des roches T2 (E.N.P.C)
[3] : Dimensionnement des chaussées (E.N.P.C)
[4] : Elément de mécanique des sols (A.BENAISSA)
[5] : Fondations et ouvrages en terre (G.PHILIPPONNAT)
[6] : Guide d'auscultation des chaussées souples (SAUTERAY)
[7] : Les routes dans les zones tropicales et désertiques T2 (C.E.B.T.P)
[8] : Mécanique des chaussées (L.C.P.C)
[9] : Minéralogie des argiles (S.CAILLERE)
[10]: Routes (R.COQUAND)

Articles:

- [11] : Aspects du comportement des sols non saturés (C.T.T.P)
[12] : Comptes-rendus du séminaire routes et voies ferres (INSTITUTO SUPERIORETECNICO)
[13] : Comportement des sols non saturés (M.HAFSI)
[14] : Deuxième séminaire, les techniques routiers sahariennes Beni-Abbes (C.T.T.P)
[15] : Elément de rhéologie en mécanique des sols (C.T.T.P)
[16] : Les analyses minéralogiques des sols argileux (L.C.P.C)
[17] : Matériaux locaux traditionnels (M.TOUATI)
[18] : Réhabilitation de la RN03 In -Amenas, Illizi sur 165km (C.T.T.P)

Mémoire de.F.E:

- [19] : Analyse des méthodes empiriques et rationnelles de dimensionnement des chaussées souples (U.S.T.H.B)
[20] : Comportement des chaussée en sables gypseux (E.N.P)
[21] : Dimensionnement des chaussées souples (E.N.P)
[22] : Influence du trafic sur le dimensionnement des chaussées souples (E.N.P)

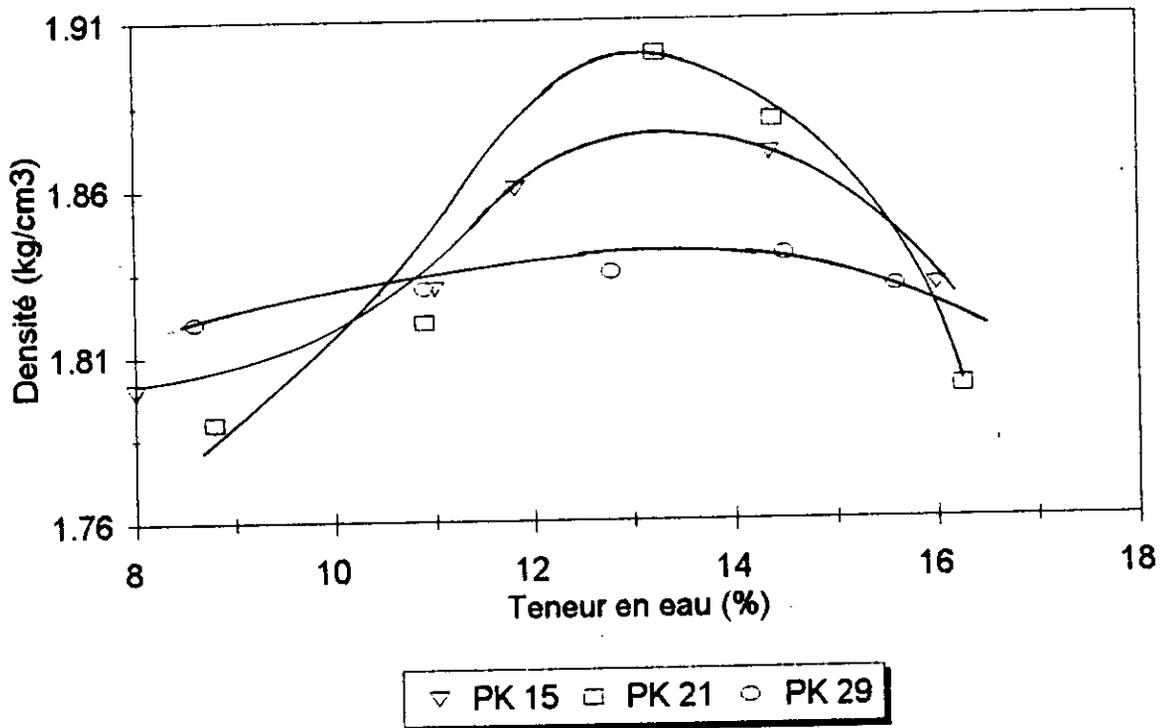


annexe

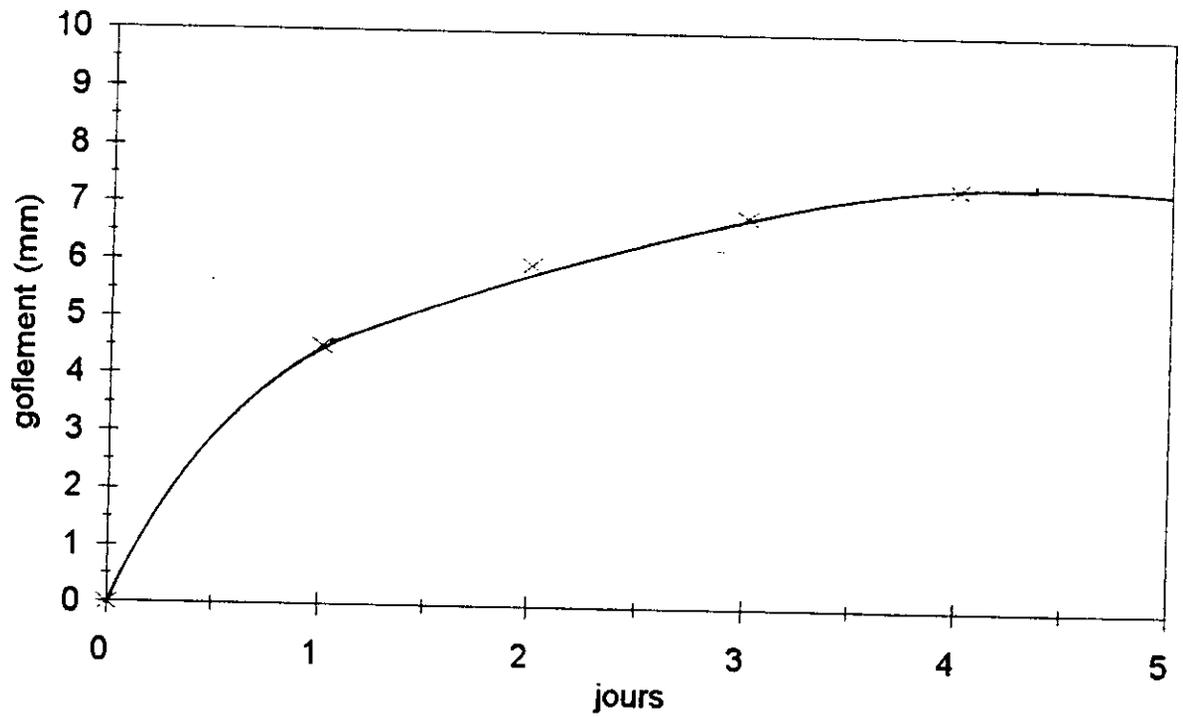
ANNEXE

- (1) Courbes proctor pour différents points kilométriques.
- (2) Schéma du gonflement lors de l'imbibition (PK 15).
- (3) Courbes contraintes déformations pour différentes teneurs en eau et différentes compacités (PK15).
- (4) Courbes contraintes déformations pour différentes teneurs en eau et différentes compacités (PK21).
- (5) Courbes contraintes déformations pour différentes contraintes latérales et différentes teneurs en eau (PK 29).
- (6) Courbes déviateurs - déformations à différentes teneurs en eau (PK15).
- (7) Courbes déviateurs - déformations à différentes teneurs en eau (PK 21).
- (8) Courbes déviateurs - déformations à différentes teneurs en eau (PK29).

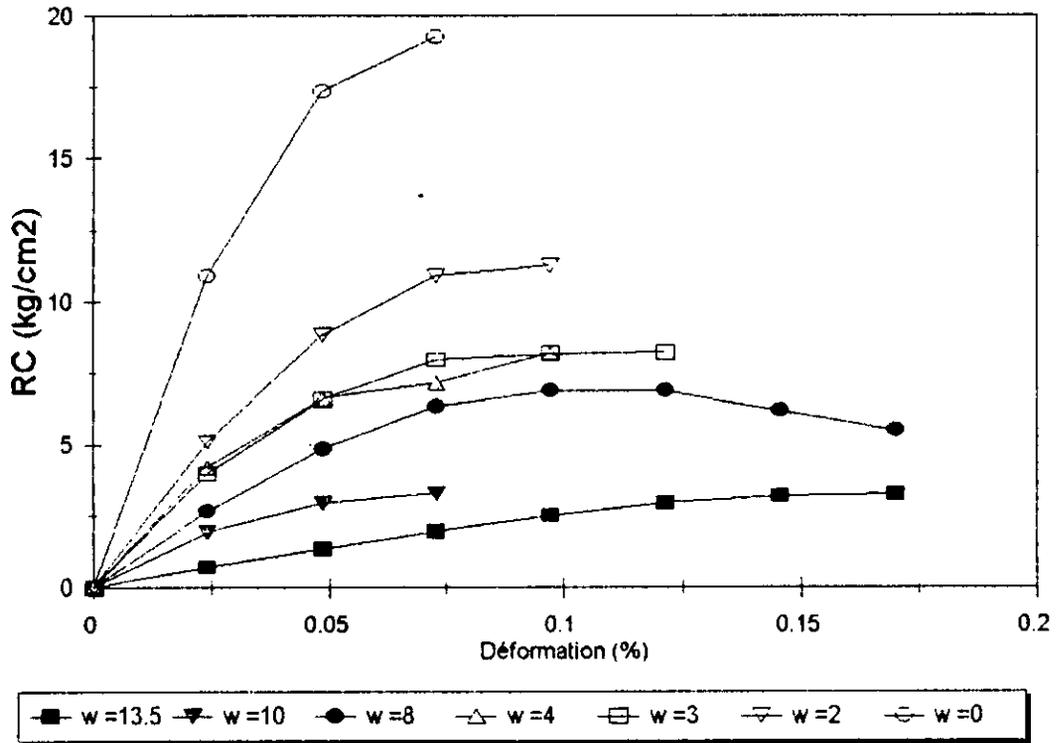
Essai Proctor



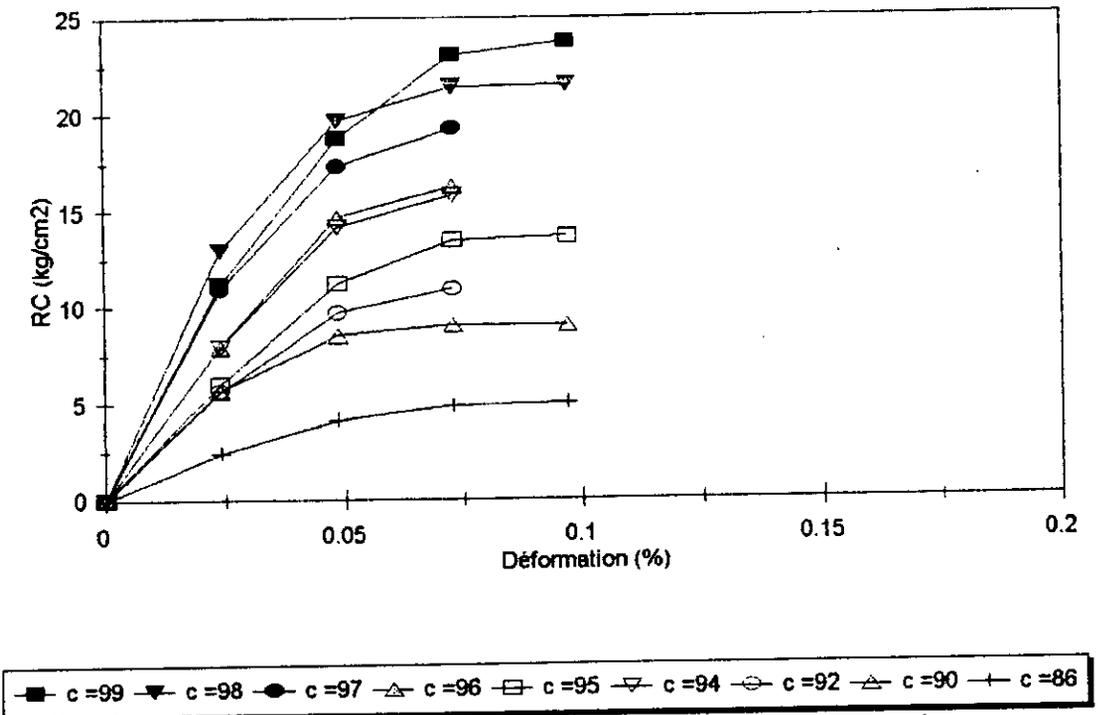
Variation du volume de l'échantillon lors de l'imbibition (PK 15)



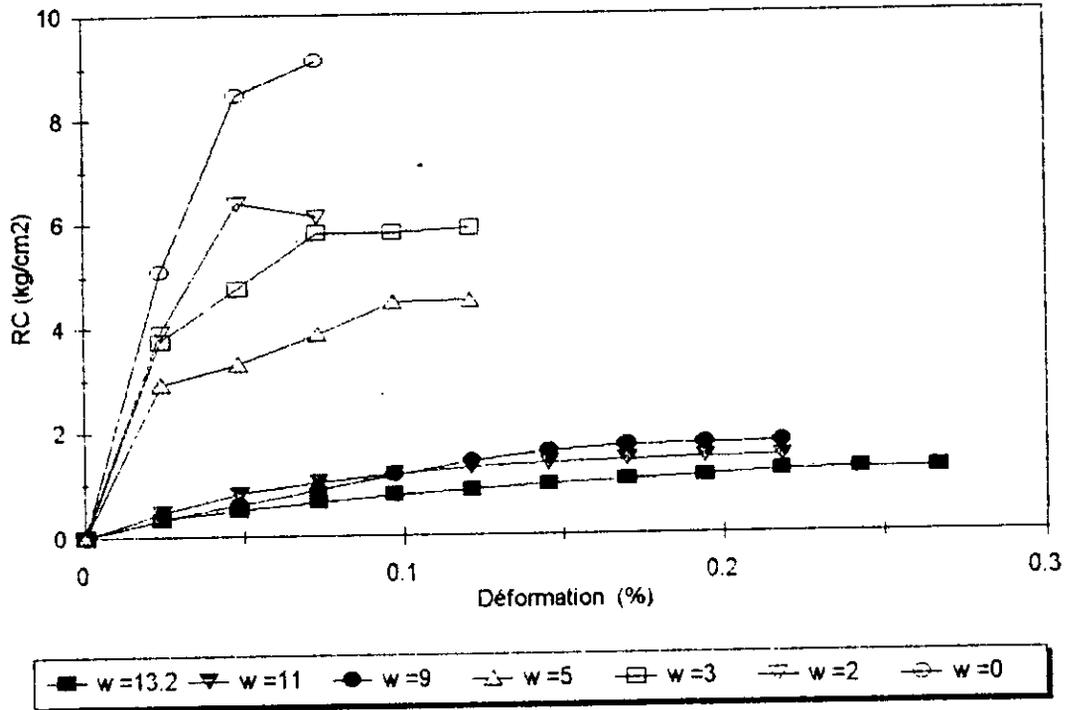
Graphes contraintes - déformations
pour différents W , c=95% (PK15)



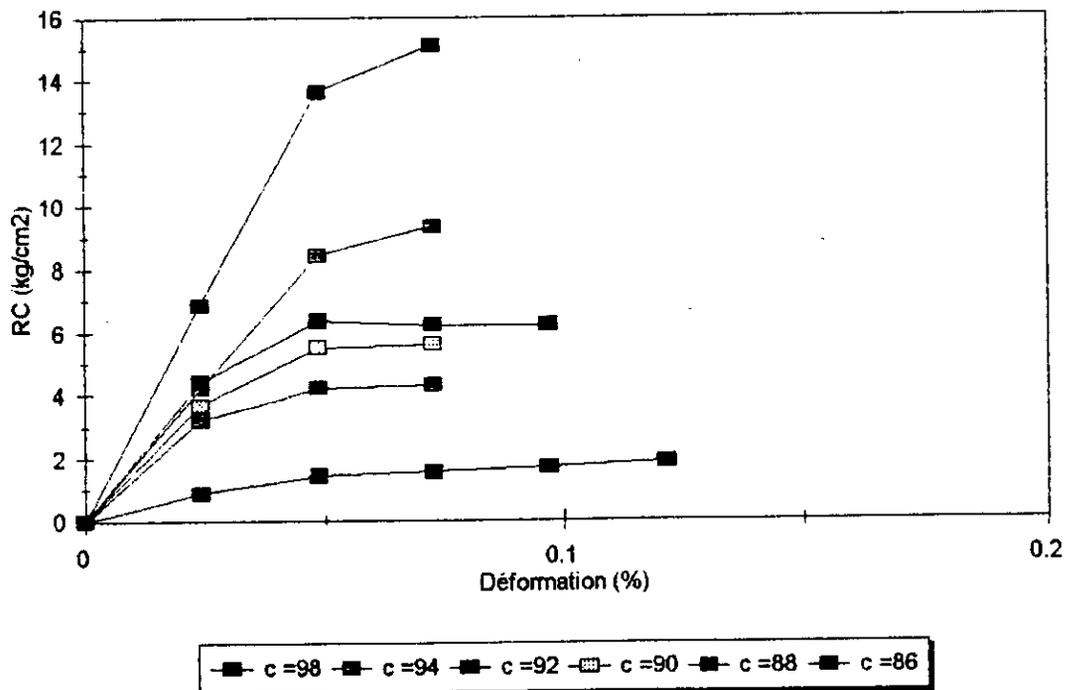
Graphes contraintes - déformations
pour différentes compacité (PK15) , W=Wopm



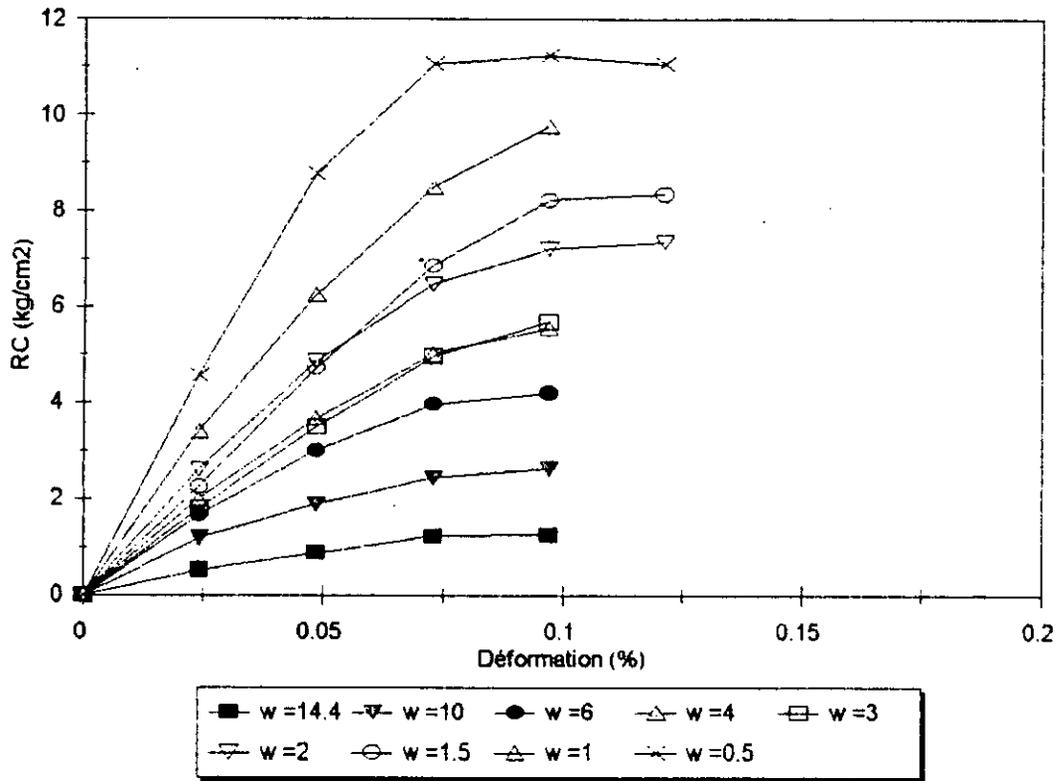
Graphes contraintes - déformations
pour différents W , c=95% (PK21)



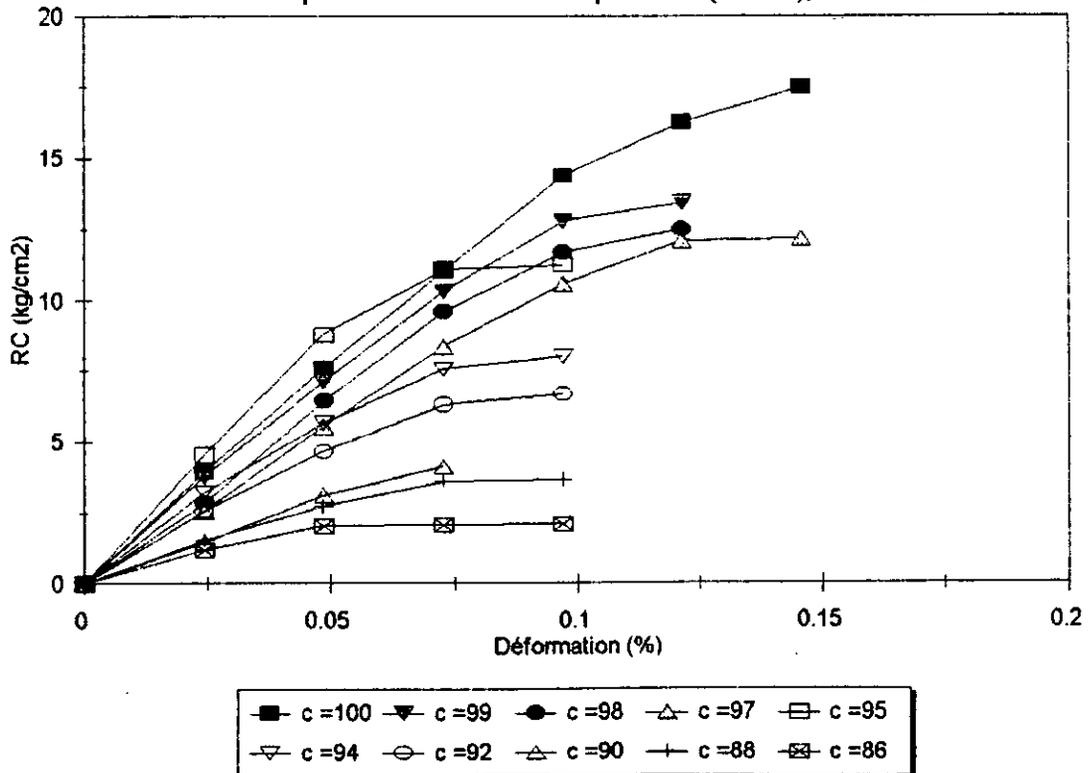
Graphes contraintes - déformations
pour différentes compacité (PK21), W=Wopm



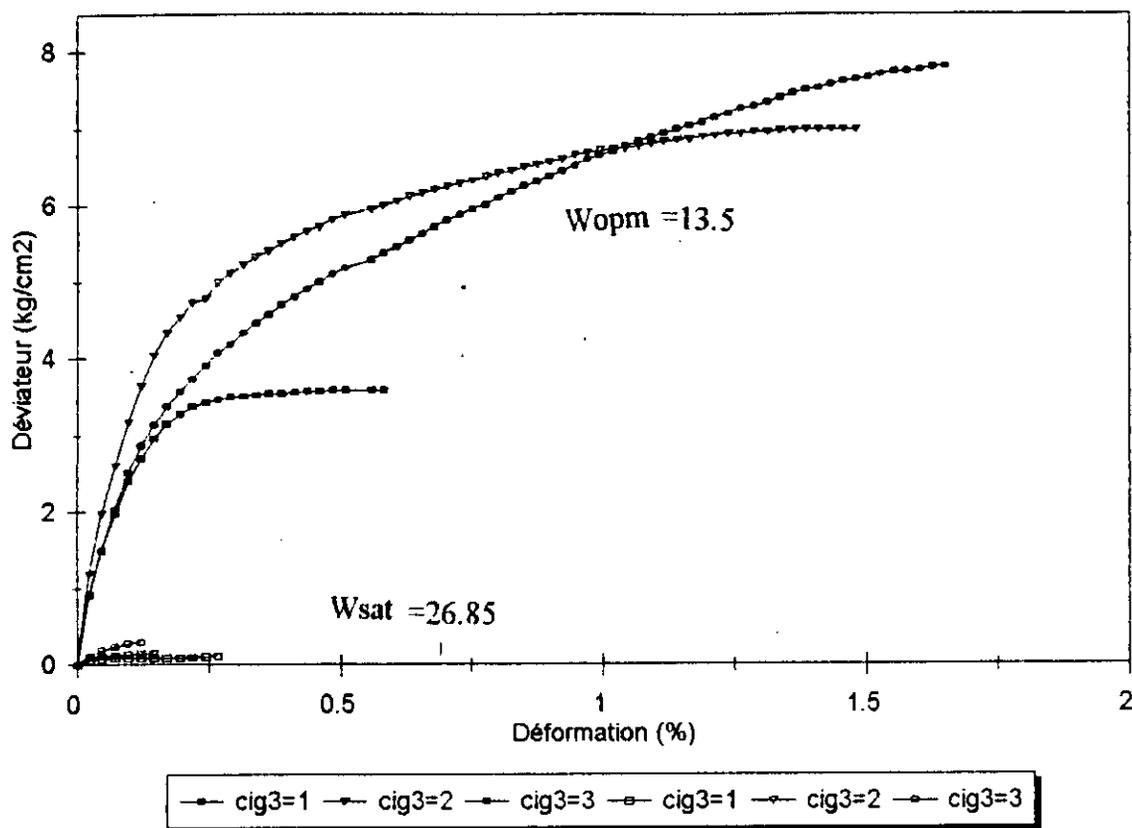
Graphes contraintes déformations
pour différentes W , c=95% (PK29)



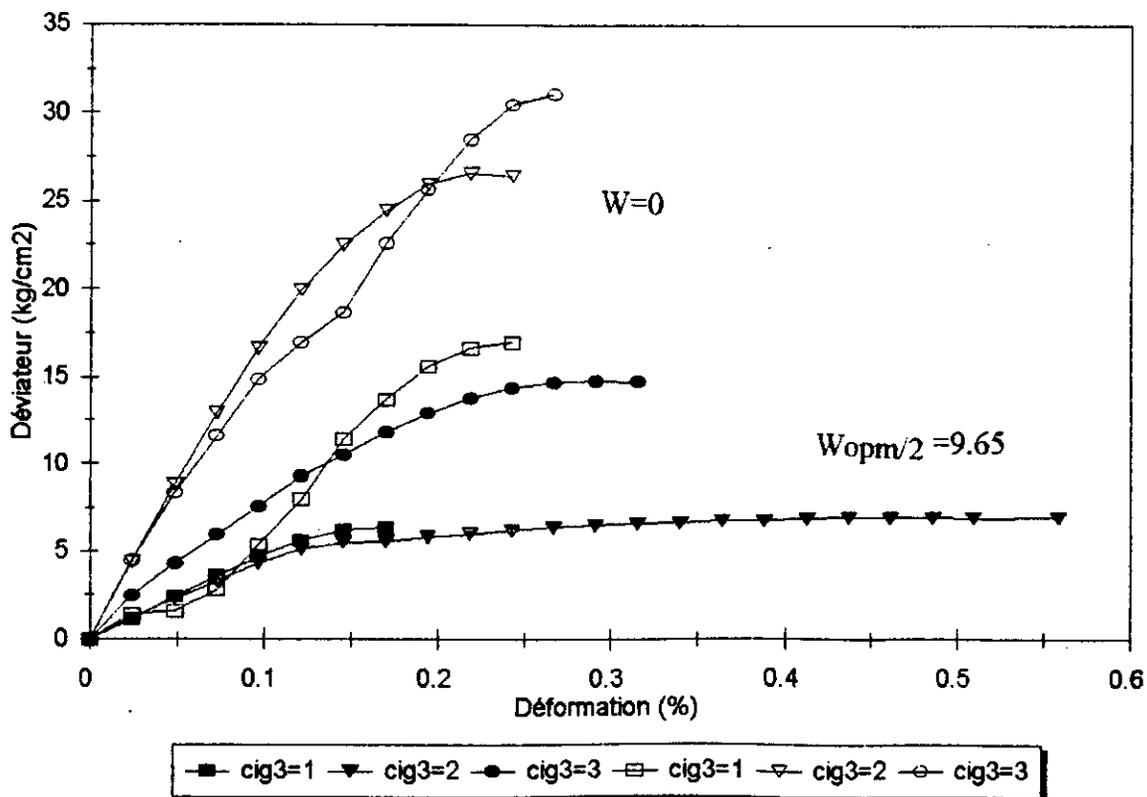
Graphes contraintes - déformations
pour différentes compacités (PK29), W=W_{opt}



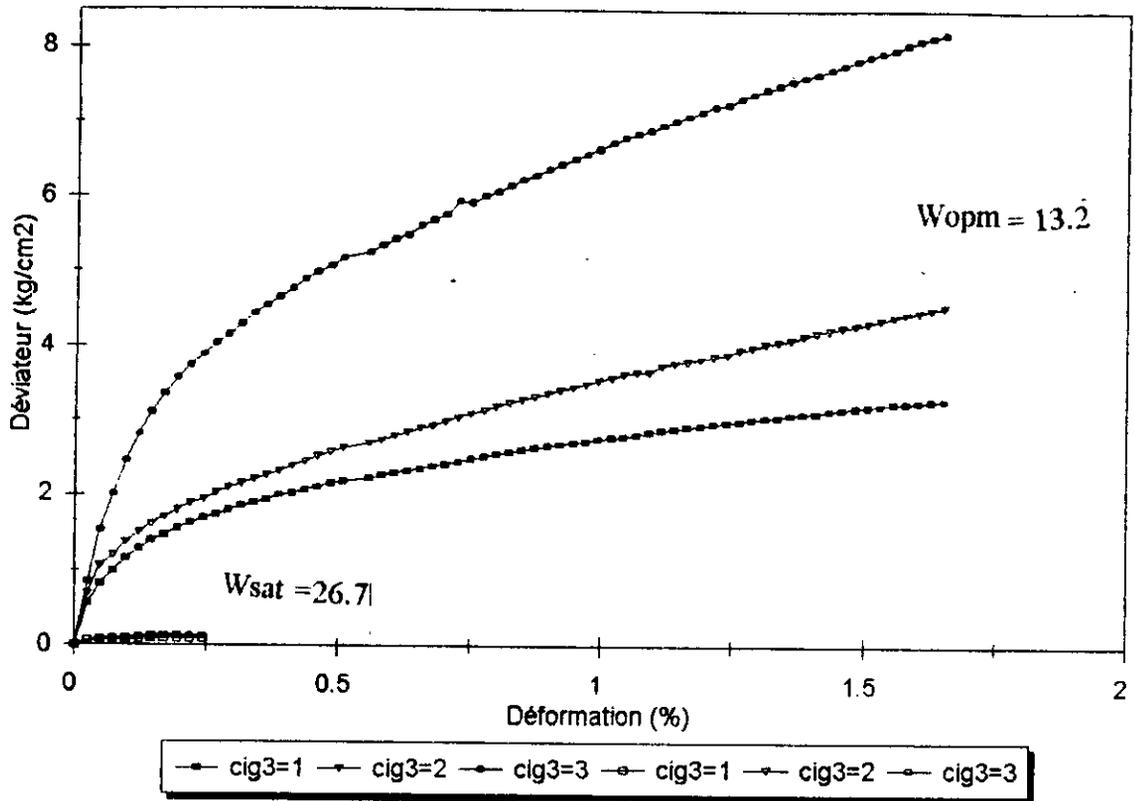
Graphes contraintes - déformations
pour W_{sat} , W_{opt} : (PK15)



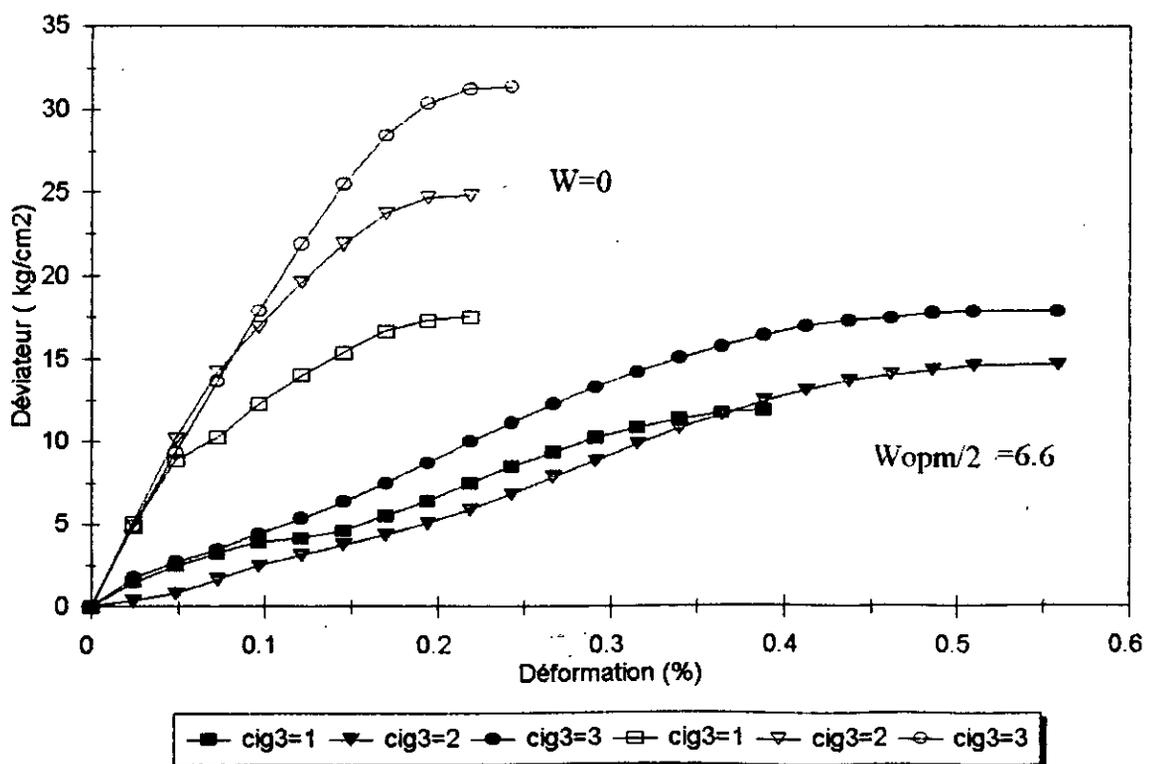
Graphes contraintes - déformations
pour $W_{opm}/2$, $W=0$: (PK15)



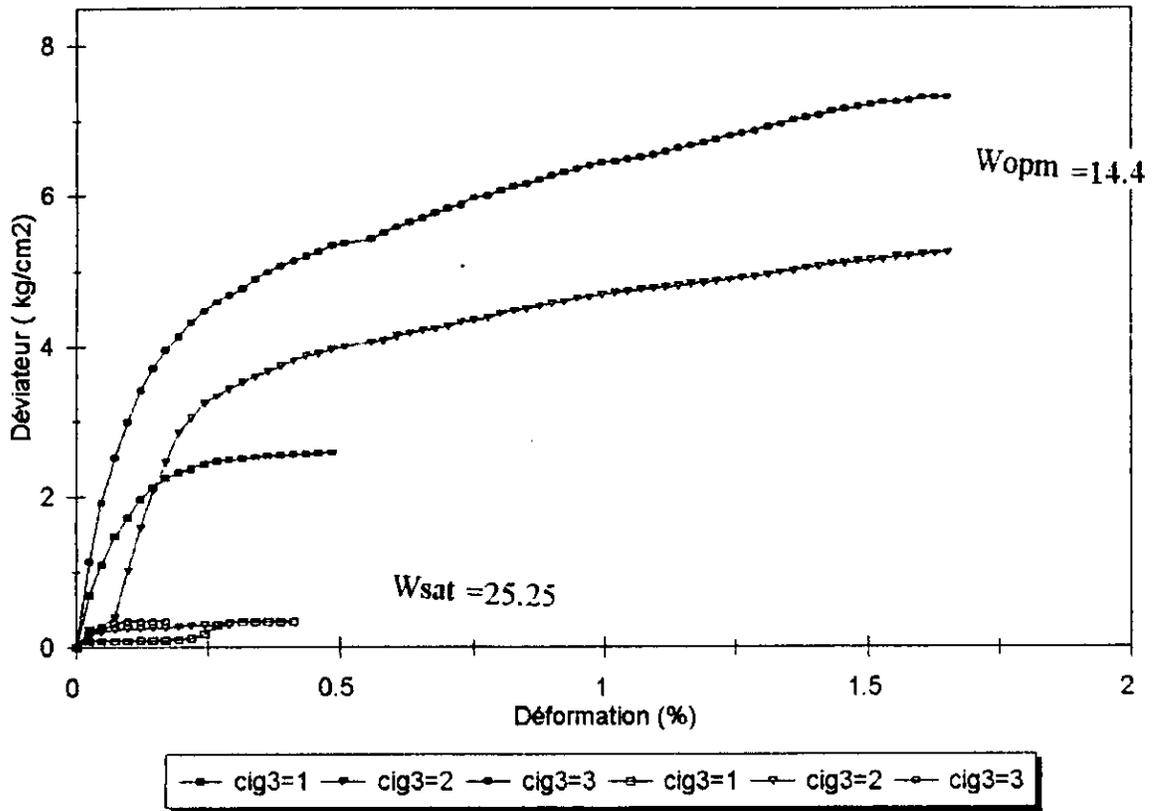
Graphes contraintes - déformations
pour W_{sat} , W_{opm} : (PK21)



Graphes contraintes - déformations
pour $W_{opt}/2$, $W=0$: (PK21)



Graphes contraintes - déformations
pour W_{sat} , W_{opm} : (PK29)



Graphes contraintes - déformations
pour $W_{opm}/2$, $w=0$: (PK29)

