



INSTITUT NATIONAL POLYTECHNIQUE DE LORRAINE

Ecole Nationale Supérieure de Géologie de Nancy

LABORATOIRE DE GEOMECANIQUE

---

ECOLE DOCTORALE  
PROMEN

## **T H E S E**

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

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

par

**Meïssa FALL**  
Ingénieur IST

**IDENTIFICATION ET CARACTERISATION MECANIQUE DE  
GRAVELEUX LATERITIQUES DU SENEGAL : APPLICATION AU  
DOMAINE ROUTIER.**

---

*Soutenue publiquement le 27 octobre 1993 devant la Commission d'Examen*

---

Membres du Jury :

M.	<b>J.-P. TISOT</b>	Président et Directeur de Thèse
M.	<b>P. JOUVE</b>	Rapporteur
M.	<b>J. MARTINEZ</b>	Rapporteur
M.	<b>A. REMILLON</b>	Examineurs
Mlle	<b>F. MASROURI</b>	
M.	<b>G. AUVINET</b>	

# **AVANT - PROPOS**

*Au terme de ce travail, je voudrais remercier les personnes qui ont, de près ou de loin, contribué à sa réalisation ; Dieu le Tout Puissant sait qu'ils sont très nombreux.*

*Après cinq années passées au Laboratoire de Géomécanique de l'Ecole Nationale Supérieure de Géologie de Nancy, je tiens à exprimer ma profonde reconnaissance à Monsieur le Professeur Jean-Paul TISOT ; qui a eu la lourde tâche d'être le responsable scientifique de ce travail. Je tiens à le remercier vivement pour l'aide précieuse qu'il m'a apportée pendant toute la préparation de cette thèse. Il m'a initié à la recherche et guidé jusqu'à maintenant, je lui dois d'avoir complété ma formation en mécanique des sols ; j'espère avoir profiter de son immense savoir en géotechnique. Il a toujours su me faire profiter de son expérience et de sa connaissance dans le domaine très complexe de la mécanique ainsi que de la physique des sols. Par son soutien et sa patience, il m'a permis de mener cette étude à terme.*

*Je voudrais également exprimer une pensée pour Monsieur R. HOUPERT, ancien directeur du Centre de Géomécanique qui m'avait chaleureusement accueilli au laboratoire lors de mon arrivée.*

*Je tiens à exprimer mes remerciements à Madame le Professeur F. HOMAND, actuelle directrice du Laboratoire de Géomécanique de l'ENSG, pour m'avoir accueilli dans son laboratoire.*

*La présence de Monsieur le Professeur J. MARTINEZ de l'INSA de Rennes dans le Jury comme rapporteur est pour moi une heureuse occasion. Ses travaux ont été une référence dans cette thèse et je tiens à le remercier très vivement.*

*Mes remerciements s'adressent aussi au Professeur P. JOUVE, du Laboratoire de Mécanique et Géomécanique de l'Université de Nantes qui a bien accepté d'être rapporteur de cette thèse.*

*Mes remerciements s'adressent également à Monsieur le Professeur G. AUVINET du Laboratoire de Géomécanique, à Monsieur G. REMILLON Directeur du projet MATERLOC "Calcaires" et à Mademoiselle F. MASROURI Maître de Conférences à l'ENSG ; qui m'ont fait l'honneur de participer au jury. A cette dernière, je tiens à lui témoigner ma gratitude pour ses conseils avertis.*

*Monsieur P. CHAMBON, Professeur à l'Ecole des Mines de Nancy, m'a fait profiter de sa grande expérience de l'analyse des données statistiques et je tiens à lui exprimer toute ma gratitude. Il en est de même pour Madame V. SOUKATCHOFF, Maître de Conférences à l'Ecole des Mines.*

*J'aimerais exprimer ma reconnaissance et mes vifs remerciements aux personnes ayant contribué de près ou de loin, à la réalisation de ce travail.*

*Je commencerais par mes anciens Professeurs de l'Institut des Sciences de la Terre de l'Université Cheikh Anta Diop de Dakar (IST). Monsieur J. J. COLLIN du BRGM a appuyé ma demande d'inscription à l'INPL de Nancy et tout au long de mon séjour en France il n'a cessé de m'encourager. Je lui dois une bonne partie de ma bibliographie sur les latérites car uniquement accessible au BRGM d'Orléans. C'est également le cas de Monsieur M. MAURICE, Docteur-Ingénieur du CEBTP, détaché à Dakar ; qui a initié mes premiers pas en géotechnique et m'a encouragé à poursuivre en mécanique des sols. Son expérience en géotechnique routière m'a beaucoup servi ; mes correspondances avec lui m'ont beaucoup éclairés sur certaines démarches, seulement propres aux ingénieurs routiers africains, ce qu'il est. J'aimerais ne pas omettre la direction de cet Institut qui a appuyé ma candidature de bourse pour un troisième cycle et plus*

*particulièrement en la personne de Monsieur le Professeur A. DIA, qui à ne pas en douter à beaucoup orienté ma destination vers la recherche et aujourd'hui vers l'enseignement de la Géologie de l'Ingénieur.*

*Le CEREEQ, par son directeur et plusieurs de ses ingénieurs, notamment Monsieur D. NDONG ; m'ont assuré un immense soutien logistique et sans eux je n'aurais pu échantillonner les sols que nous avons fait parvenir à Nancy : je leur exprime ici ma profonde gratitude.*

*Le laboratoire de Mécanique des Sols de l'IUT de Dakar m'a toujours accueilli durant mes séjours au Sénégal et par le biais de son responsable doublé d'un frère ; Monsieur I. K. CISSE, j'aimerais leur adresser mes vifs remerciements.*

*Je suis reconnaissant aux techniciens du laboratoire de Géomécanique et plus particulièrement à Monsieur Eric LEFEBVRE, pour m'avoir initié à l'expérimentation ; surtout sur ce type de matériaux qu'est la latérite. Je ne me permettrais pas d'omettre Messieurs P. GAIRE et L. SCHOUMACKER, du Laboratoire de Mécanique des Roches et très particulièrement Madame D. PARMENTIER du laboratoire de Mécanique des Sols pour être toujours de très bonne humeur. Leurs contribution à cette thèse est immense, sans eux la partie expérimentale n'aurait certainement pas pu être menée à bien. Je n'oublie pas non plus le personnel de la Fondation de la Géologie et ses Applications pour leur sympathie.*

*A mes amis chercheurs du Laboratoire, je tiens à leur exprimer mon amitié et plus particulièrement à T. BELEM, M.SOULEY et J.-M. REMY avec qui les dernières nuits de rédaction furent pleines de chaleur mais aussi de joie de vivre africaine et aussi froidement nancéenne. J'ai su bénéficier de leur expériences respectives pour mieux "connaître".*

*Je n'oublie pas non plus F. DAOUD, avec qui j'ai beaucoup discuté de mes résultats. Il en est de même pour C. FLEURIE, concernant les "Stat".*

*A F. PAYE, je dis tout simplement merci.*

*Je n'ose pas terminer cet avant-propos sans remercier ma famille, en la personne de ma mère Rokhaya BEYE, sans elle ....Mais aussi à mon Oncle Bathie sans qui "ces" latérites ne seraient pas parvenues à Nancy. Il s'est substitué aux autorités gestionnaires de ma bourse d'études à qui revenaient cette tâche, enfin ....Ceci pour dire aussi merci à Mme Marchal du CROUS de l'Académie de Nancy-Metz, qui s'est particulièrement bien occupée des boursiers sénégalais.*

*A mes frères et sœurs, je vous dédie ce modeste travail, à la mémoire de notre mère DIBA, qu'elle repose en paix.*

*A tous les "Slim" que j'ai connu et que j'estime, je vous dis "SU BOBBA".*

*Arrivé au terme de ces remerciements, j'aimerais dire un mot à la famille SAKHO, ma famille à Nancy : je vous dois beaucoup et j'espère dans ce bas monde vivre assez longtemps pour me le rappeler. Sans votre présence à Nancy, je crois que beaucoup de nous autres seraient orphelins. Que le Dieu tout puissant Soit témoin et que la Paix soit toujours avec vous. Merci Aladji, merci Aïda.*

# ***SOMMAIRE***

## **LISTE DES FIGURES**

## **LISTE DES TABLEAUX**

## **PRINCIPALES NOTATIONS**

## **RESUME**

## **INTRODUCTION GENERALE ..... 1**

## ***PREMIERE PARTIE : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE***

- *Genèse et formation des sols latéritiques*
- *Identification et caractérisation géomécaniques*

## **CHAPITRE I - GENESE ET FORMATION DES SOLS LATERITIQUES ..... 4**

Introduction .....	4
1 - Les sols résiduels tropicaux .....	5
1.1 - Introduction .....	5
1.2 - Altération tropicale.....	6
1.3 - Formation des latérites .....	6
1.3.1 - Caractérisation .....	6
2 - Les grands types de sols résiduels tropicaux .....	9
2.1 - Les sols fersialitiques .....	9
2.2 - Les sols ferrugineux .....	9
2.3 - Les sols ferralitiques.....	10
2.4 - Autres types de sols évoluant en sols latéritiques .....	10
2.5 - Les encroûtements ou croûtes durcies (duricrust) .....	11
3 - Classification des sols résiduels tropicaux.....	11
Conclusion.....	13
4 - La Latérite et son utilisation en technique routière.....	13
4.1 - Terminologie adoptée .....	13
4.2 - Spécifications routières .....	14
Conclusion.....	15

## **CHAPITRE II - IDENTIFICATION ET CARACTERISTIQUES MECANQUES DES GRAVELEUX LATERITIQUES NATURELS ..... 17**

Introduction .....	17
1 - Identification des graveleux latéritiques .....	17
1.1 - Caractéristiques minéralogiques et chimiques.....	17
1.2 - Caractéristiques granulométriques et de plasticité.....	18
1.2.1 - Caractéristiques granulométriques.....	18
1.2.2 - Plasticité.....	19

1.3 - Détermination de la masse spécifique.....	20
1.4 - Dureté des nodules.....	21
1.5 - Caractéristiques de compactage.....	21
1.5.1 - Facteurs influençant les caractéristiques de compactage.....	22
1.5.2 - Comparaison entre l'essai Proctor classique et l'essai Harvard.....	22
1.6 - La Portance - L'Essai CBR.....	22
1.6.1 - Essai CBR.....	22
Remarques.....	23
1.6.2 - Facteurs affectant le CBR des sols latéritiques.....	24
2 - Résistance au cisaillement.....	27
2.1 - Influence des facteurs pédogénétiques et compositionnels.....	27
2.2 - Influence des paramètres de compactage sur la résistance au cisaillement.....	28
2.3 - Autres paramètres influençant la résistance au cisaillement.....	29
2.4 - Comportement particulier observé sur des graveleux latéritiques intacts et compactés.....	30
3 - Compressibilité et perméabilité des sols latéritiques.....	32
3.1 - Compressibilité des sols latéritiques.....	32
3.2 - Perméabilité des sols latéritiques.....	35
Conclusion.....	35

## **DEUXIEME PARTIE :**

- *Généralités sur les latérites du Sénégal*
- *Etudes statistiques sur une banque de données géotechniques*

<b>CHAPITRE III - ELABORATION DE LA BANQUE DE DONNEES.....</b>	<b>37</b>
1 - Origine des données.....	37
2 - Choix et triS des paramètres.....	37
2.1 - Paramètres du gisement.....	37
2.2 - Caractéristiques d'identification.....	38
2.3 - Paramètres nouveaux.....	38
2.4 - Nature et origine pédologique des graveleux latéritiques pour chaque site.....	38
3 - Description de la banque de données.....	38
Conclusion.....	39
<b>CHAPITRE IV - GENERALITES SUR LES LATERITES DU SENEGAL.....</b>	<b>40</b>
Introduction.....	40
Identification.....	40
Différenciation.....	40
Le cas des sols du Sénégal.....	40
Conclusion	
1 - Caractéristiques granulométriques.....	43
2 - Evolution de la plasticité.....	44
Conclusion.....	45
<b>CHAPITRE V - STATISTIQUES SUR LA BANQUE DE DONNEES.....</b>	<b>46</b>
Introduction.....	46
1 - Objet et motivations de l'étude.....	46
2 - Travaux antérieurs.....	47

2.1 - Les travaux du Lyons Associates (Vallerga et al., 1969).....	47
2.2 - Les travaux du CEBTP (CEBTP - ISTED, 1984) .....	47
Conclusion.....	47
3 - Etudes des graveleux latéritiques du Sénégal .....	48
3.1 - Etudes antérieures et comparaisons.....	48
3.2 - Statistiques élémentaires .....	50
3.2.1 - Etude de la matrice de corrélation .....	51
4 - Analyses des données - interconnexions multiples.....	53
4.1 - Analyse en composantes principales.....	53
4.1.1 - Résultats de l'ACP .....	54
4.1.2 - Interprétations des nuages de points sur les plans factoriels .....	55
4.1.3 - Conclusion .....	58
4.2 - Analyse factorielle discriminante.....	58
4.2.1 - Résultats de l'AFD.....	59
4.2.2 - Conclusion .....	63
4.3 - Test de comparaison des moyennes par familles .....	63
4.3.1 - La méthode .....	63
4.3.2 - Résultats et analyse du test de comparaison des moyennes .....	64
4.4 - Essai de classification - Choix et répartition des classes de variables significatives.....	67
4.4.1 - Justification des intervalles de variables.....	67
4.4.2 - Corrélations intuitives.....	69
4.4.3 - Distribution des paramètres .....	69
4.4.4 - Classifications adoptées.....	69
4.4.4a - Selon les classifications internationales classiques.....	69
4.4.4b - Classification en fonction de m <sub>lp</sub> ou f <sub>lp</sub> .....	70
4.5 - Synthèse des systèmes de classifications proposés .....	81
4.5.1 - Remarques .....	82
4.5.2 Conclusion .....	82
Conclusions .....	83

***TROISIEME PARTIE : Etude du comportement sous chargement monotone et cyclique des trois latérites compactées à l'Optimum Proctor Modifié.***

<b>CHAPITRE VI - PROPRIETES DES TROIS LATERITES UTILISEES .....</b>	<b>86</b>
Introduction .....	86
1 - Origine des trois graviers latéritiques .....	86
2 - Nature des sols étudiés.....	88
2.1 - La latérite de Yenne/mer .....	88
2.2 - Les latérites de Ndienné et de Sébikotane.....	88
3 - Résultats des essais préliminaires .....	88
3.1 - Identifications préliminaires.....	88
3.2 - Poids spécifiques des trois latérites .....	89
4 - Analyse minéralogique .....	89
5.- Courbes granulométriques .....	90
Conclusion.....	92

<b>CHAPITRE VII - EVALUATION A LA BOITE DE CISAILLEMENT .....</b>	<b>93</b>
1 - Essais de cisaillement à la boîte de Casagrande .....	93
1.1 - Dispositif expérimental .....	93
1.2 - Choix et procédures expérimentales.....	93
1.3 - Interprétation des résultats.....	94
1.3.1 - Echantillons de Ndienné.....	94
1.3.1a - En condition "non saturé" .....	94
1.3.1b - En condition "saturé" .....	96
1.3.2 - Echantillons de Sébikotane.....	98
1.3.2a - En condition "non saturé" .....	98
1.3.2b - En condition "saturé" .....	100
1.3.3 - Echantillons de Yenne/mer.....	102
1.3.3a - En condition "non saturé" .....	102
1.3.3b - En condition "saturé" .....	104
1.4 - Comparaisons et interprétations des résultats des essais de cisaillement à la boîte .	106
1.4.1 - Conditions de l'essai .....	106
1.4.2 - Comparaisons et interprétations des résultats.....	107
1.4.2a - Comportement et paramètres de résistance.....	107
1.4.2a - A propos de l'imbibition en référence à l'essai CBR .....	109
Conclusion.....	110
 <b>CHAPITRE VIII - COMPORTEMENT SOUS CHARGEMENT MONOTONE</b>	
<b>AU TRIAXIAL DES TROIS GRAVIERS LATERITIQUES .....</b>	<b>111</b>
1 - Introduction.....	110
2 - Procédure expérimentale.....	110
2.1 - Préparation des échantillons.....	110
2.2 - Programme d'essais et conditions initiales.....	111
2.3 - Définitions des paramètres utilisés.....	111
3 - Présentation et analyse des résultats .....	112
3.1. - Latérite de Ndienné .....	112
3.2. - Latérite de Sébikotane.....	115
3.3. - Latérite de Yenne/mer .....	118
4 - Interprétations des résultats - Comparaisons .....	122
4.1 - Constatations expérimentales.....	122
4.2 - Interprétation des résultats .....	123
5 - Analyse de la rupture .....	129
6 - Essais de compression œdométrique - Pression de préconsolidation .....	131
6.1 - Conditions des essais.....	131
6.2 - Résultats des essais.....	131
7 - Approximation hyperbolique de Kondner (1963).....	133
7.1 - Formulation .....	133
7.2 - Résultats .....	134
<b>Conclusions .....</b>	<b>138</b>
 <b>CHAPITRE IX - COMPORTEMENTS DES TROIS GRAVELEUX LATERITIQUES</b>	
<b>SOUS SOLLICITATIONS CYCLIQUES .....</b>	<b>139</b>

1 - comportement de matériaux soumis à des chargements répétés sur des chemins particuliers ou classiques .....	139
2 - Définitions.....	140
3 - Concept de la rupture sous sollicitations cycliques .....	142
4 - Application à la géotechnique routière .....	143
4.1 - Aspect théorique.....	143
4.1.a - Définitions, notations.....	143
4.1.b - Essai triaxial classique - Aspect théorique .....	144
4.5 - Essais triaxial classique - Application à la chaussée.....	147
4.6 - Etude de la déformation permanente.....	148
4.7 - La réponse élastique .....	150
4.8 - Comportement sous chargement cyclique des graveleux latéritiques.....	152
4.8.1 - Travaux de Sweere et al.(1990) .....	153
4.8.2 - Travaux de Sikali et al.(1980) .....	153
5. - Etudes expérimentales.....	155
5.1. - Conditions initiales des essais cycliques.....	155
5.1.a. - Moyens expérimentaux .....	158
5.1.b. - Conditions initiales des essais cycliques .....	159
5.2. - Conditions finales des essais cycliques (après 5000 cycles).....	160
5.3. - Etude de la déformation permanente .....	161
5.4. - Loi d'évolution de la déformation permanente .....	166
5.5. - Réponse élastique.....	168
5.5.1 - Evolution de la réponse élastique .....	169
5.5.2 - Approximation par la loi q.....	172
Conclusion.....	173

## **CONCLUSIONS GENERALES**

## **REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES**

## **ANNEXES (I & II)**



# ***LISTE DES FIGURES***

Pages

## **Chapitre I**

I.1	Coupe pédologique type d'un profil latéritique	5
Schéma I.1	Pédogenèse et évolution du phénomène de latéritisation (Maignien, 1966)	8

## **Chapitre II**

II.1	Fuseau granulométrique type des sols latéritiques (BCEOMCEBTP, 1984)	19
II.2	Influence de la teneur en eau de moulage sur le CBR de quelques	24
II.3a	Influence de l'imbibition et de la teneur en eau de moulage sur le CBR (Evans, 1958)	25
II.3b	Influence de l'imbibition et de la teneur en eau de moulage sur le CBR (Evans, 1958)	25
II.4	Influence de la teneur en eau de moulage et de l'énergie de compactage sur le CBR.	26
II.5	Procédures de détermination du CBR (West African Compaction)	27
II.6	Influence de la teneur en eau de moulage sur l'enveloppe de rupture de latérites compactées provenant de gneiss (a et b) (Baldovin, 1969)	29
II.7	Mise en évidence de comportement d'effondrement (Malomo S., 1983)	30
II.8	Influence du mode d'essai sur la compressibilité de sols résiduels	32
II.9a	Comportement de sols "collapsible" (Vargas, 1974)	33
II.9b	Pression de préconsolidation	34
II.9c	Pression de préconsolidation apparente observée à l'oedomètre	34

## **Chapitre IV**

IV.1a	Position des latérites du Sénégal avant compactage dans le diagramme	41
IV.1b	Position des latérites du Sénégal après compactage dans le diagramme	41
IV.2a	Influence du compactage sur la granulométrie	43
IV.2b	Influence du compactage sur la granulométrie	44
IV.3	Influence du compactage sur la plasticité	45

## **Chapitre V**

V.1	Influence de la fraction fine sur la portance CBR Latérite du Sénégal	48
V.2	Position des latérites du Sénégal dans le diagramme de Remillon (1967)	49
V.3	Evolution de la teneur en eau à l'Optimum en fonction de la densité sèche maximale	53
V.4	ACP - Représentation des variables dans les plans factoriels	55
V.5	ACP - Représentation des individus dans les plans factoriels	58
V.6	Plans de l'ensemble des variables (a) Pédologie discriminante	60
V.7	Plans des individus (a) Pédologie discriminante; b - Roche mère discriminante)	61
V.8	Plans des variables essentiels (a - Pédologie discriminante; b - Roche mère discriminante)	62
V.9	Plans des individus (a - Pédologie discriminante ; b - Roche mère discriminante)	63
V.10a	Répartition du CBR par classe de mIp	71
V.10b	Répartition de la teneur en eau optimale par classe de mIp	72

V.10c	Répartition de la densité sèche maximale par classe de mIp	72
V.10d	Répartition de l'indice de plasticité par classe de mIp	73
V.10e	Répartition de la fraction granulométrique par classe de mIp	73
V.11a	Ajustement de mIp à la loi normale	74
V.11b	Ajustement de f à la loi normale	75
V.11c	Ajustement de Ip à la loi normale	75
V.11d	Ajustement de la densité sèche maximale OPM à la loi normale	75
V.11e	Ajustement de la teneur en eau optimale à la loi normale	76
V.11f	Ajustement du CBR à la loi normale	76
V.12	Classification des Graveleux latéritiques du Sénégal	78
V.13	Histogramme de l'indice portant (CBR)	79
V.14	Intervalles de confiance pour quelques paramètres géotechniques	80

## Chapitre VI

VI.1	Géologie sommaire du Sénégal Occidental et Localisation des sites d'échantillonnage (d'après Nahon (1971))	87
VI.2	Courbe granulométrique de la latérite de Ndienné	91
VI.3	Courbe granulométrique de la latérite de Sébikotane	91
VI.4	Courbe granulométrique de la latérite de Yenne/mer	92

## Chapitre VII

VII.1	Courbes d'évolution de la contrainte tangentielle en fonction du déplacement tangentiel pour des contraintes normales variables (Echantillon de Ndienné "non saturé")	95
VII.2	Courbes d'évolution de la déformation volumique en fonction du déplacement tangentiel (Ndienné "non saturé")	95
VII.3	Courbe intrinsèque de la latérite de Ndienné à l'état "non saturé"	96
VII.4	Courbes d'évolution de la contrainte tangentielle en fonction du déplacement tangentiel pour des contraintes normales variables (Echantillon de Ndienné "saturé")	97
VII.5	Courbes d'évolution de la déformation volumique en fonction du déplacement tangentiel (Ndienné "saturé")	97
VII.6	Courbe intrinsèque de la latérite de Ndienné à l'état "saturé"	98
VII.7	Courbes d'évolution de la contrainte tangentielle en fonction du déplacement tangentiel pour des contraintes normales variables (Echantillon de Sébikotane "non saturé")	99
VII.8	Courbes d'évolution de la déformation volumique en fonction du déplacement tangentiel (Sébikotane "non saturé")	99
VII.9	Courbe intrinsèque de la latérite de Sébikotane à l'état "non saturé"	100
VII.10	Courbes d'évolution de la contrainte tangentielle en fonction du déplacement tangentiel pour des contraintes normales variables (Echantillon de Sébikotane "saturé")	101
VII.11	Courbes d'évolution de la déformation volumique en fonction du déplacement tangentiel (Sébikotane "saturé")	101
VII.12	Courbe intrinsèque de la latérite de Sébikotane à l'état "saturé"	102
VII.13	Courbes d'évolution de la contrainte tangentielle en fonction du déplacement tangentiel pour des contraintes normales variables (Echantillon de Yenne/mer "non saturé")	103
VII.14	Courbes d'évolution de la déformation volumique en fonction du déplacement tangentiel (Yenne/mer "non saturé")	103
VII.15	Courbe intrinsèque de la latérite de Yenne/mer à l'état "non saturé"	104
VII.16	Courbes d'évolution de la contrainte tangentielle en fonction du déplacement tangentiel pour plusieurs valeurs de la contrainte normale (Echantillon de Yenne/mer "saturé")	105

VII.17	Courbes d'évolution de la déformation volumique en fonction du déplacement tangentiel (Yenne/mer "saturé")	105
VII.18	Courbe intrinsèque de la latérite de Yenne/mer à l'état "saturé"	106
VII.19	Courbes intrinsèques	109

## Chapitre VIII

VIII.1	Evolution du déviateur de contraintes en fonction de la déformation axiale (Ndienné)	113
VIII.2	Evolution de la pression interstitielle normée en fonction de la déformation axiale (Ndienné)	113
VIII.3	Evolution de la déformation volumique en fonction de la déformation axiale (Ndienné)	114
VIII.4	Variation du rapport des contraintes principales en fonction de la déformation axiale (Ndienné)	114
VIII.5	Evolution du déviateur normé en fonction de la déformation axiale (Ndienné)	115
VIII.6	Evolution du déviateur de contraintes en fonction de la déformation axiale (Sébikotane)	116
VIII.7	Evolution de la pression interstitielle normé en fonction de la déformation axiale (Sébikotane)	117
VIII.8	Evolution e la déformation volumique en fonction de la déformation axiale (Sébikotane)	117
VIII.9	Variation du rapport des contraintes principales en fonction de la déformation axiale (Sébikotane)	118
VIII.10	Evolution du déviateur de contraintes normé en fonction de la déformation axiale (Sébikotane)	118
VIII.11	Evolution du déviateur de contraintes en fonction de la déformation axiale (Yenne/mer)	120
VIII.12	Evolution de la pression interstitielle normée en fonction de la déformation axiale (yenne/mer)	120
VIII.13	Evolution de la déformation volumique en fonction de la déformation axiale (Yenne/mer)	121
VIII.14	Variation du rapport des contraintes principales en fonction de la déformation axiale (Yenne/mer)	121
VIII.15	Evolution du déviateur de contraintes normé en fonction de la déformation axiale (Yenne/mer)	122
VIII.16	Variation du rapport de contraintes maximales en fonction du niveau de confinement (ensemble des sols)	125
VIII.17	Evolution du rapport des contraintes en fonction de la déformation axiale. Echantillon de Léona Niang (Samb, 1985)	125
VIII.18a	Cheminement des contraintes (Latérite de Ndienné)	126
VIII.18b	Cheminement des contraintes latérite de Sébikotane	127
VIII.18c	Cheminement des contraintes latérite de Yenne/mer	127
VIII.18d	Représentation par les cercles de Mohr de l'enveloppe de rupture	128
VIII.18e	Représentation par les cercles de Mohr de l'enveloppe de rupture	128
VIII.18f	Représentation par les cercles de Mohr de l'enveloppe de rupture	129
VIII.19	Critère de rupture pour les trois graviers latéritiques	129
VIII.20	Courbes œdométriques des trois sols latéritiques	133
VIII.20a	Courbe œdométrique de Ndienné	132
VIII.20b	Courbe œdométrique de Sébikotane	133
VIII.20c	Courbe œdométrique de Yenne/mer	133
VIII.21	Approximation hyperbolique (Kondner, 1963)	137
VIII.21a	Loi hyperbolique -Latérite de Ndienné	136
VIII.21b	Loi hyperbolique Latérite de Sébikotane	136

## Chapitre IX

IX.1	Déformation d'une éprouvette de sol sous sollicitations cyclique (Paute, 1983)	139
IX.2	Essai triaxial répété-Courbe contrainte-déformation (Sangrey et al., 1967)	140
IX.3	Evolution des pressions interstitielles au cours d'un essai de chargement répété	141
IX.4	Essai triaxial répété sur une argile normalement consolidée	142
IX.5a - 5b	Paramètres de l'essai de compression triaxial	143
IX.6	Chemins de chargement réalisés à l'essai triaxial cyclique	148
IX.6a	Essai à contrainte latérale constante (CLC)	148
IX.6b	Essai à contrainte latérale variable (CLV)	148
IX.7.	Schéma de principe de l'appareillage utilisé	159
IX.8	Evolution de la déformation axiale permanente (Echantillon de Sébikotane à confinement de 100 kPa)	161
IX.9	Evolution de la déformation axiale permanente (Echantillon de Yenne/mer à confinement de 50 kPa)	162
IX.10	Evolution de la déformation axiale permanente (Echantillon de Yenne/mer à confinement de 100 kPa)	162
IX.11	Evolution de la déformation axiale permanente (Echantillon de Ndienné à confinement de 50 kPa)	163
IX.12	Evolution de la déformation axiale permanente (Echantillon de Ndienné à confinement de 100 kPa)	163
IX.13	Evolution de la déformation volumique permanente au cours des cycles	165
IX.14	Evolution de la déformation volumique permanente au cours des cycles	165
IX.15a.	Evolution de la déformation permanente axiale. Lissage puissance	166
IX.15b	Evolution de la déformation permanente axiale. Lissage puissance (échelle semi-logarithmique)(Echantillon de Ndienné à confinement de 50 kPa)	167
IX.16	Evolution de la déformation axiale permanente (Echantillon de Sébikotane à confinement de 100 kPa) Approximation linéaire	168
IX.17	Evolution du module réversible en fonction du nombre de cycles (Echantillons de Sébikotane à confinement de 100 kPa)	169
IX.18	Evolution du degré de réversibilité en fonction du nombre de cycles	170
IX.19	Evolution de la déformation axiale permanente relative en fonction du rapport de déviateurs (Sébikotane à confinement de 100 kPa)	171
IX.20	Evolution du rapport de charge en fonction du nombre de cycles	171
IX.21	Evolution de la pression interstitielle normée permanente en fonction du nombre de cycles Echantillon de Sébikotane (à confinement de 100 kPa)	172
IX.22	Relation Module réversible (rapport déviateur cyclique sur la pression initiale de consolidation à nombre de cycles déterminé)	173

## LISTE DES FIGURES

Pages

### Chapitre I

I.1	Coupe pédologique type d'un profil latéritique	5
	Schéma I.1 Pédogenèse et évolution du phénomène de latéritisation (Maignien, 1966)	8

### Chapitre II

II.1	Fuseau granulométrique type des sols latéritiques (BCEOMCEBTP, 1984)	19
II.2	Influence de la teneur en eau de moulage sur le CBR de quelques	24
II.3a	Influence de l'imbibition et de la teneur en eau de moulage sur le CBR (Evans, 1958)	25
II.3b	Influence de l'imbibition et de la teneur en eau de moulage sur le CBR (Evans, 1958)	25
II.4	Influence de la teneur en eau de moulage et de l'énergie de compactage sur le CBR.	26
II.5	Procédures de détermination du CBR (West African Compaction)	27
II.6	Influence de la teneur en eau de moulage sur l'enveloppe de rupture de latérites compactées provenant de gneiss (a et b) (Baldovin, 1969)	29
II.7	Mise en évidence de comportement d'effondrement (Malomo S., 1983)	30
II.8	Influence du mode d'essai sur la compressibilité de sols résiduels	32
II.9a	Comportement de sols "collapsible" (Vargas, 1974)	33
II.9b	Pression de préconsolidation	34
II.9c	Pression de préconsolidation apparente observée à l'oedomètre	34

### Chapitre IV

IV.1a	Position des latérites du Sénégal avant compactage dans le diagramme	41
IV.1b	Position des latérites du Sénégal après compactage dans le diagramme	41
IV.2a	Influence du compactage sur la granulométrie	43
IV.2b	Influence du compactage sur la granulométrie	44
IV.3	Influence du compactage sur la plasticité	45

### Chapitre V

V.1	Influence de la fraction fine sur la portance CBR Latérite du Sénégal	48
V.2	Position des latérites du Sénégal dans le diagramme de Remillon (1967)	49
V.3	Evolution de la teneur en eau à l'Optimum en fonction de la densité sèche maximale	53
V.4	ACP - Représentation des variables dans les plans factoriels	55
V.5	ACP - Représentation des individus dans les plans factoriels	58
V.6	Plans de l'ensemble des variables (a Pédologie discriminante	60
V.7	Plans des individus (a Pédologie discriminante; b - Roche mère discriminante)	61
V.8	Plans des variables essentiels (a - Pédologie discriminante; b - Roche mère discriminante)	62
V.9	Plans des individus (a - Pédologie discriminante ; b - Roche mère discriminante)	63
V.10a	Répartition du CBR par classe de mIp	71
V.10b	Répartition de la teneur en eau optimale par classe de mIp	72

V.10c	Répartition de la densité sèche maximale par classe de mIp	72
V.10d	Répartition de l'indice de plasticité par classe de mIp	73
V.10e	Répartition de la fraction granulométrique par classe de mIp	73
V.11a	Ajustement de mIp à la loi normale	74
V.11b	Ajustement de f à la loi normale	75
V.11c	Ajustement de Ip à la loi normale	75
V.11d	Ajustement de la densité sèche maximale OPM à la loi normale	75
V.11e	Ajustement de la teneur en eau optimale à la loi normale	76
V.11f	Ajustement du CBR à la loi normale	76
V.12	Classification des Graveleux latéritiques du Sénégal	78
V.13	Histogramme de l'indice portant (CBR)	79
V.14	Intervalles de confiance pour quelques paramètres géotechniques	80

## Chapitre VI

VI.1	Géologie sommaire du Sénégal Occidental et Localisation des sites d'échantillonnage (d'après Nahon (1971))	87
VI.2	Courbe granulométrique de la latérite de Ndienné	91
VI.3	Courbe granulométrique de la latérite de Sébikotane	91
VI.4	Courbe granulométrique de la latérite de Yenne/mer	92

## Chapitre VII

VII.1	Courbes d'évolution de la contrainte tangentielle en fonction du déplacement tangentiel pour des contraintes normales variables (Echantillon de Ndienné "non saturé")	95
VII.2	Courbes d'évolution de la déformation volumique en fonction du déplacement tangentiel (Ndienné "non saturé")	95
VII.3	Courbe intrinsèque de la latérite de Ndienné à l'état "non saturé"	96
VII.4	Courbes d'évolution de la contrainte tangentielle en fonction du déplacement tangentiel pour des contraintes normales variables (Echantillon de Ndienné "saturé")	97
VII.5	Courbes d'évolution de la déformation volumique en fonction du déplacement tangentiel (Ndienné "saturé")	97
VII.6	Courbe intrinsèque de la latérite de Ndienné à l'état "saturé"	98
VII.7	Courbes d'évolution de la contrainte tangentielle en fonction du déplacement tangentiel pour des contraintes normales variables (Echantillon de Sébikotane "non saturé")	99
VII.8	Courbes d'évolution de la déformation volumique en fonction du déplacement tangentiel (Sébikotane "non saturé")	99
VII.9	Courbe intrinsèque de la latérite de Sébikotane à l'état "non saturé"	100
VII.10	Courbes d'évolution de la contrainte tangentielle en fonction du déplacement tangentiel pour des contraintes normales variables (Echantillon de Sébikotane "saturé")	101
VII.11	Courbes d'évolution de la déformation volumique en fonction du déplacement tangentiel (Sébikotane "saturé")	101
VII.12	Courbe intrinsèque de la latérite de Sébikotane à l'état "saturé"	102
VII.13	Courbes d'évolution de la contrainte tangentielle en fonction du déplacement tangentiel pour des contraintes normales variables (Echantillon de Yenne/mer "non saturé")	103
VII.14	Courbes d'évolution de la déformation volumique en fonction du déplacement tangentiel (Yenne/mer "non saturé")	103
VII.15	Courbe intrinsèque de la latérite de Yenne/mer à l'état "non saturé"	104
VII.16	Courbes d'évolution de la contrainte tangentielle en fonction du déplacement tangentiel pour plusieurs valeurs de la contrainte normale (Echantillon de Yenne/mer "saturé")	105

VII.17	Courbes d'évolution de la déformation volumique en fonction du déplacement tangentiel (Yenne/mer "saturé")	105
VII.18	Courbe intrinsèque de la latérite de Yenne/mer à l'état "saturé"	106
VII.19	Courbes intrinsèques	109

## Chapitre VIII

VIII.1	Evolution du déviateur de contraintes en fonction de la déformation axiale (Ndienné)	113
VIII.2	Evolution de la pression interstitielle normée en fonction de la déformation axiale (Ndienné)	113
VIII.3	Evolution de la déformation volumique en fonction de la déformation axiale (Ndienné)	114
VIII.4	Variation du rapport des contraintes principales en fonction de la déformation axiale (Ndienné)	114
VIII.5	Evolution du déviateur normé en fonction de la déformation axiale (Ndienné)	115
VIII.6	Evolution du déviateur de contraintes en fonction de la déformation axiale (Sébikotane)	116
VIII.7	Evolution de la pression interstitielle normé en fonction de la déformation axiale (Sébikotane)	117
VIII.8	Evolution e la déformation volumique en fonction de la déformation axiale (Sébikotane)	117
VIII.9	Variation du rapport des contraintes principales en fonction de la déformation axiale (Sébikotane)	118
VIII.10	Evolution du déviateur de contraintes normé en fonction de la déformation axiale (Sébikotane)	118
VIII.11	Evolution du déviateur de contraintes en fonction de la déformation axiale (Yenne/mer)	120
VIII.12	Evolution de la pression interstitielle normée en fonction de la déformation axiale (yenne/mer)	120
VIII.13	Evolution de la déformation volumique en fonction de la déformation axiale (Yenne/mer)	121
VIII.14	Variation du rapport des contraintes principales en fonction de la déformation axiale (Yenne/mer)	121
VIII.15	Evolution du déviateur de contraintes normé en fonction de la déformation axiale (Yenne/mer)	122
VIII.16	Variation du rapport de contraintes maximales en fonction du niveau de confinement (ensemble des sols)	125
VIII.17	Evolution du rapport des contraintes en fonction de la déformation axiale. Echantillon de Léona Niang (Samb, 1985)	125
VIII.18a	Cheminement des contraintes (Latérite de Ndienné)	126
VIII.18b	Cheminement des contraintes latérite de Sébikotane	127
VIII.18c	Cheminement des contraintes latérite de Yenne/mer	127
VIII.18d	Représentation par les cercles de Mohr de l'enveloppe de rupture	128
VIII.18e	Représentation par les cercles de Mohr de l'enveloppe de rupture	128
VIII.18f	Représentation par les cercles de Mohr de l'enveloppe de rupture	129
VIII.19	Critère de rupture pour les trois graviers latéritiques	129
VIII.20	Courbes œdométriques des trois sols latéritiques	133
VIII.20a	Courbe œdométrique de Ndienné	132
VIII.20b	Courbe œdométrique de Sébikotane	133
VIII.20c	Courbe œdométrique de Yenne/mer	133
VIII.21	Approximation hyperbolique (Kondner, 1963)	137
VIII.21a	Loi hyperbolique -Latérite de Ndienné	136
VIII.21b	Loi hyperboliqueLatérite de Sébikotane	136
VIII.21c	Loi hyperboliqueLatérite de Yenne/mer	137

## Chapitre IX

IX.1	Déformation d'une éprouvette de sol sous sollicitations cyclique (Paute, 1983)	139
IX.2	Essai triaxial répété-Courbe contrainte-déformation (Sangrey et al., 1967)	140
IX.3	Evolution des pressions interstitielles au cours d'un essai de chargement répété	141
IX.4	Essai triaxial répété sur une argile normalement consolidée	142
IX.5a - 5b	Paramètres de l'essai de compression triaxial	143
IX.6	Chemins de chargement réalisés à l'essai triaxial cyclique	148
IX.6a	Essai à contrainte latérale constante (CLC)	148
IX.6b	Essai à contrainte latérale variable (CLV)	148
IX.7.	Schéma de principe de l'appareillage utilisé	159
IX.8	Evolution de la déformation axiale permanente (Echantillon de Sébikotane à confinement de 100 kPa)	161
IX.9	Evolution de la déformation axiale permanente (Echantillon de Yenne/mer à confinement de 50 kPa)	162
IX.10	Evolution de la déformation axiale permanente (Echantillon de Yenne/mer à confinement de 100 kPa)	162
IX.11	Evolution de la déformation axiale permanente (Echantillon de Ndienné à confinement de 50 kPa)	163
IX.12	Evolution de la déformation axiale permanente (Echantillon de Ndienné à confinement de 100 kPa)	163
IX.13	Evolution de la déformation volumique permanente au cours des cycles	165
IX.14	Evolution de la déformation volumique permanente au cours des cycles	165
IX.15a.	Evolution de la déformation permanente axiale. Lissage puissance	166
IX.15b	Evolution de la déformation permanente axiale. Lissage puissance (échelle semi-logarithmique)(Echantillon de Ndienné à confinement de 50 kPa)	167
IX.16	Evolution de la déformation axiale permanente (Echantillon de Sébikotane à confinement de 100 kPa) Approximation linéaire	168
IX.17	Evolution du module réversible en fonction du nombre de cycles (Echantillons de Sébikotane à confinement de 100 kPa)	169
IX.18	Evolution du degré de réversibilité en fonction du nombre de cycles	170
IX.19	Evolution de la déformation axiale permanente relative en fonction du rapport de déviateurs (Sébikotane à confinement de 100 kPa)	171
IX.20	Evolution du rapport de charge en fonction du nombre de cycles	171
IX.21	Evolution de la pression interstitielle normée permanente en fonction du nombre de cycles Echantillon de Sébikotane (à confinement de 100 kPa)	172
IX.22	Relation Module réversible (rapport déviateur cyclique sur la pression initiale de consolidation à nombre de cycles déterminé)	173



# LISTE DES TABLEAUX

Pages

## Chapitre I

I.1	Rapport R selon la fraction granulométrique (Autret, 1980)	7
I.2	Teneurs en oxydes entre la roche mère et la latérite (Autret, 1980)	8
I.3	Classification pédologique fonction du degré d'altération et terminologies adoptées	12
I.4	Les équivalents approximatifs des diverses majeures classes	12
I.5	Phases de développement des sols résiduels (Duchaufour, 1982 in (GSEGWPR (1990))	12
I.6	Normes du Manuel de Dimensionnement des routes dans les pays tropicaux (CEBTP, 1972)	14
I.7	Classification des graveleux latéritiques au Zaïre (BCEOM, CEBTP, 1991)	14
I.8	Classification des graveleux latéritiques de Côte d'Ivoire (Liataud G. <i>et al.</i> , 1977)	15

## Chapitre II

II.1	Influence du mode de séchage sur la plasticité pour une argile latéritique de Hawaii ( <i>selon Willis, 1946 in Gidigas (1976)</i> )	19
II.2	Influence du mode de prétraitement sur la latérite de Sasumua (Kenya)	19
II.3	Densité relative de quelques sols latéritiques	20
II.4	Densités relatives de la latérite concrétionnaires en relation avec la taille des particules (Ganse, 1957 <i>in Gidigas (1976)</i> )	21
II.5	de comparaison entre l'essai Proctor et l'essai Harvard (Autret, 1980)	22
II.6	Correspondance entre le CBR et la portance <i>ASTM, D 1883-73 (1978)</i>	23
II.7	Classification géotechnique de sols latéritiques de Hong Kong	28
II.8	Paramètres de résistance au cisaillement de quelques	28
II.9	Classification des sols résiduels tropicaux en terme de	34
II.10	Perméabilité de quelques sols résiduels tropicaux ( <i>d'après De Graft-Johnson et Bhata, 1969 in Gidigas (1976)</i> )	35

## Chapitre V

V.1	Statistiques élémentaires sur les variables les plus significatives	50
V.2	Matrice de corrélation sur l'ensemble des variables	51
V.3	Matrice de corrélation (Pédologie)	59
V.4a	Comparaison de la fraction granulométrique < 0,1 mm	65
V.4b	Comparaison de l'indice de plasticité (Ip)	65
V.4c	Comparaison de la teneur en eau à l'Optimum (Wopm)	65
V.4d	Comparaison de la densité sèche maximale ( $\gamma_d$ max)	66
V.4e	Comparaison de l'Indice Portant Californien (CBR)	66
V.4f	Comparaison du produit mIp (module de plasticité)	66
V.4g	Comparaison du produit fIp	66
V.5	Classes de portance (CEBTP, 1984)	68
V.6	Distribution des variables par intervalle de mIp	70
V.7	Distribution des variables par intervalle de fIp	70
V.8	Moyennes des différentes variables par intervalles de CBR	80
V.9	Valeurs marginales des différentes variables	81
V.10	Plages de valeurs par intervalles de CBR	81
V.11	Spécifications pour couches de chaussées	81

## Chapitre VI

VI.1	Caractéristiques des trois sols latéritiques	87
VI.2	Position des trois graviers latéritiques selon les classifications internationales des sols	88
VI.3	Valeurs de la masse spécifique par tranches granulométriques	88
VI.4	Estimations de la nature minéralogique Ndienné	89
VI.5	Estimations de la nature minéralogique Sébikotane	90
VI.6	Estimations de la nature minéralogique Yenne/mer	90

## Chapitre VII

VII.1	Caractéristiques mécaniques de la latérite de Ndienné en condition "non saturée"	94
VII.2	Caractéristiques mécaniques de la latérite de Ndienné en condition "saturée"	96
VII.3	Caractéristiques mécaniques de la latérite de Sébikotane en condition "non saturée"	98
VII.4	Caractéristiques mécaniques de la latérite de Sébikotane en condition "saturée"	100
VII.5	Caractéristiques mécaniques de la latérite de Yenne/mer en condition "non saturée"	102
VII.6	Caractéristiques mécaniques de la latérite de Yenne/mer en condition "saturée"	104
VII.7a	Caractéristiques des trois sols après consolidation en condition "non saturée"	107
VII.7b	Caractéristiques des trois sols après consolidation en condition "saturée"	107
VII.8a	Caractéristiques de frottement interne des trois latérites	108
VII.8b	Caractéristiques du frottement latérite latérite ( <i>d'après</i> Samb, 1985)	108

## Chapitre VIII

VIII.1	Conditions initiales des essais triaxiaux	111
VIII.2	Caractéristiques de l'échantillon de Ndienné	112
VIII.3	Caractéristiques mécaniques de l'échantillon de Ndienné à $q_{max}$	112
VIII.4	Caractéristiques de l'échantillon de Sébikotane	115
VIII.5	Caractéristiques mécaniques de l'échantillon de Sébikotane à $q_{max}$	115
VIII.6	Caractéristiques de l'échantillon de Yenne/mer	119
VIII.7	Caractéristiques mécaniques de l'échantillon de Yenne/mer à $q_{max}$	119
VIII.8	Valeurs de la pression interstitielle au maximum du déviateur	124
VIII.9	Caractéristiques intrinsèques des trois latérites	126
VIII.10	Valeurs du rapport déviatorique en faibles et grandes contraintes	126
VIII.11	Valeurs de l'angle de frottement suivant certains critères de rupture	130
VIII.12	Comparaison entre les indices des vides initiaux	131
VIII.13a	Paramètres de la loi hyperbolique (Ndienné)	134
VIII.13b	Paramètres de la loi hyperbolique (Sébikotane)	135
VIII.13c	Paramètres de la loi hyperbolique (Yenne/mer)	135
VIII.14	Valeurs des coefficients a et b selon les domaines de contraintes	135

## Chapitre IX

IX.1	Diverses expressions des déformations permanentes des matériaux de chaussées	149
IX.2	Diverses expressions de la réponse élastique des matériaux de chaussées	151
IX.3a	Paramètres limites de la loi $\theta$ (n et C sont des paramètres expérimentaux) (Martinez, 1990)	152
IX.3b	Paramètres de la loi q pour des graviers latéritiques du Surinam	153
IX.4	Conditions initiales des essais (Ndienné)	160
IX.5	Conditions initiales des essais (Yenne/mer)	160
IX.6	Conditions initiales des essais (Sébikotane)	160
IX.7	Caractéristiques des échantillons de Ndienné	160
IX.8	Caractéristiques des échantillons de Yenne/mer	161
IX.9	Caractéristiques des échantillons de Sébikotane	161

# *Principales notations*

Q <sub>moy</sub>	: Charge moyenne imposée en essai cyclique
A <sub>m</sub>	: Amplitude de la charge imposée en essai cyclique
Q <sub>r</sub>	: Charge de rupture en chargement monotone au triaxial
Q <sub>t</sub>	: Charge totale imposée en sollicitations répétées
a <sub>c</sub>	: paramètre pris avant compactage
a <sub>p</sub>	: paramètre pris après compactage
0/D	: Fraction granulaire de 0 mm à D mm
CIU	: Essai triaxial consolidé isotrope non drainé
LA	: Coefficient Los Angelés
GNT	: Grave non traitée
D <sub>50</sub>	: Dimension du tamis qui correspond à 50 % du tamisat dans une courbe granulométrique
φ	: Angle de frottement interne du matériau
φ <sub>c</sub>	: Angle de frottement caractéristique
C	: Cohésion du matériau
γ <sub>s</sub>	: Masse volumique des grains
γ <sub>d</sub>	: Densité sèche du compactage
W (%)	: Teneur en eau
e	: Indice des vides
S <sub>r</sub>	: Degré de saturation
σ <sub>1</sub> , σ <sub>3</sub>	: Contraintes axiale et latérale
σ' <sub>3c</sub>	: Pression de confinement ou pression de consolidation initiale
CP	: Contre-Pression (dans ce texte est égale à 100 kPa)
τ	: Contrainte tangentielle
ε <sub>1</sub> <sup>r</sup> , ε <sub>3</sub> <sup>r</sup>	: Déformation réversible axiale et radiale
ε <sub>1</sub> <sup>p</sup> , ε <sub>3</sub> <sup>p</sup>	: Déformation permanente axiale et radiale
ε <sub>v</sub>	: Déformation volumique, égale à ε <sub>1</sub> + 2ε <sub>3</sub>
ε <sub>q</sub>	: Déformation de cisaillement, égale à 2(ε <sub>1</sub> - ε <sub>3</sub> )
u, Δu	: Pression interstitielle, surpression interstitielle
η	: Rapport de contrainte
η <sub>c</sub>	: Rapport de contrainte caractéristique
η <sub>f</sub>	: Rapport de contrainte maximale
q = σ <sub>d</sub> = σ <sub>1</sub> - σ <sub>3</sub>	: Contrainte déviatorique
p = M = $\frac{(\sigma_1 - 2\sigma_3)}{3}$	: Contrainte moyenne
M <sub>r</sub>	: Module réversible
E	: Module d'Young

- $\nu_r$  : Coefficient de Poisson
- $I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$  : Principales invariant des contraintes
- $K$  : Module de compressibilité égale à  $\frac{p}{\epsilon_v^r}$
- $G$  : Module de cisaillement égale à  $\frac{p}{3\epsilon_q^r}$
- $K_t$  : Module de compressibilité tangent à une contrainte ou déformation données
- $G_t$  : Module de cisaillement tangent à une contrainte ou déformation données

# ***INTRODUCTION GENERALE***

Les sols latéritiques se trouvent dans la plupart des régions tropicales du monde. Ils sont utilisés dans l'état compacté, comme matériaux des couches de base des routes, matériaux de fondation, remblais et barrages en terre. Ce matériau a l'avantage d'être en gisement d'extension très importante, affleurant dans toute la zone tropicale africaine, mais aussi d'être d'une exploitabilité relativement facile.

Les études d'ingénieurs se sont généralement limitées en classifications, caractérisations des paramètres physiques ; plus rarement sur l'étude de leur résistance au cisaillement. Cela est d'autant plus vrai que la majeure partie des spécifications routières se basent sur des considérations issues des essais d'identification, mais rarement sur des paramètres proprement mécaniques.

De très nombreuses questions restent posées, entre autres les réponses sous pression lorsque ce matériau est utilisé comme couche de chaussée. Parmi les problèmes techniques qui sont ainsi posés, celui de la conception et de la construction des chaussées est aussi crucial. En effet, si les techniques utilisées pour la construction des routes en terre sont relativement simples, il ne peut plus être de même pour les chaussées revêtues qui, compte tenu des conditions climatiques et du trafic, nécessitent l'emploi de matériaux de bonne qualité. Ces soucis d'ordre purement techniques ne doivent pas faire oublier que les charges d'investissement doivent être réduites autant que possible.

Mais devant la ruine prématurée des chaussées sur assises latéritiques toutes ces notions devraient être réévaluées et l'accent mis sur une meilleure connaissance de ce matériau, non plus du point de vue classique ; mais par leur comportement mécanique, plus particulièrement sous des sollicitations mécaniques répétées.

Dans cette perspective, notre travail s'est orienté principalement vers l'étude des propriétés mécaniques de trois graveleux latéritiques échantillonnés au Sénégal Occidental (Région de Thiés). Mais parallèlement à cette étude expérimentale nous avons mis sous forme de banque de données géotechniques, l'ensemble des archives du CEREEQ (Centre Expérimental de Recherches et d'Etudes pour l'Equipement) du Ministère de L'Equipement du Sénégal et cela a fait l'objet d'une étude statistique.

Notre travail pourrait se résumer de la manière suivante :

- une étude bibliographique qui traite des connaissances actuelles des sols latéritiques ;
- une étude générale sur les latérites du Sénégal, l'accent sera mis sur certaines spécificités ;
- une étude statistique sur la banque de données géotechniques ;
- une identification sous plusieurs angles des graviers latéritiques que nous avons utilisé ;
- une étude mécanique sous des sollicitations diverses des trois graviers latéritiques avec une évaluation préliminaire faite à la boîte de cisaillement de grande taille.

La première partie composée de deux chapitres (I et II) est une compilation bibliographique ; elle permet de définir la latérite du point de vue de sa formation ainsi que de sa genèse. Cela permet de souligner la complexité d'identifier tout simplement ce genre de matériaux. Nous nous sommes référés essentiellement aux travaux de Gidigas M.D. (1976), Nahon (1970, 1971), Vallerga *et al.* (1969, 1971) ; Remillon (1967) et à la nombreuse littérature traitant de la géologie des latérites. Ensuite, nous avons présenté les différentes classifications des sols existant pour les latérites ; elles sont essentiellement pédologiques et rarement géomécaniques. Les méthodes d'utilisation du matériau comme couches de chaussées sont traitées dans cette partie. Enfin, on finit par exposer quelques résultats sur la résistance au cisaillement et la compressibilité des sols latéritiques.

La deuxième partie de cette thèse utilise la banque de données géotechniques. Elle commence par des généralités sur les latérites du Sénégal, leurs positions dans les classifications géotechniques des sols et surtout leurs spécificités par rapport à d'autres sols latéritiques (chapitres III et IV). Ensuite, on aborde l'étude statistique sur les paramètres mis en évidence (chapitre V). L'approche de la variable CBR constitue l'aspect le plus important. En dehors de cette recherche de corrélations simples avec le facteur de portance, nous avons cherché l'existence de connexions multiples entre le CBR et les caractéristiques physiques d'identification. L'application des méthodes de l'Analyse en Composantes Principales (ACP) ou de l'Analyse Factorielle Discriminante (AFD), nous a fourni des renseignements importants concernant les relations entre les différents paramètres et l'interdépendance ou non du CBR avec les autres paramètres. Enfin, une étude de classification des sols latéritiques est tentée. La démarche est faite en terme d'estimation des paramètres à introduire dans les modèles. Nous avons alors utilisé une méthode probabiliste pour mieux affiner les limites des domaines de validité pris en compte.

La dernière partie de la thèse est expérimentale et est constituée de quatre chapitres (VI à IX). On s'est intéressé à l'identification des trois sols, du point de vue physique et minéralogique. Parallèlement à cette étude préliminaire, des essais simples de laboratoire ont été effectués, notamment des essais de perméabilité, Los Angeles, granulométrie ; enfin, des essais de poinçonnement CBR. A cette étude suit une première évaluation de nos sols en utilisant la boîte de cisaillement de grande taille, dans des conditions identiques à la mise en place de l'essai CBR (temps d'imbibition).

A l'issue de cette première évaluation mécanique, les trois sols seront étudiés sous sollicitations monotones au triaxial (essais CIU avec mesure de la pression interstitielle), dans le but d'évaluer leur comportement non drainé. Enfin, des essais triaxiaux sous chargement répété ont été effectués, toujours en condition non drainée ; cette expérimentation nous permettant de soumettre nos sols à des sollicitations assez proches de celles du trafic. Ces essais ont été menés en faisant varier aussi bien les amplitudes que les charges moyennes ; mais en laissant constant la fréquence d'application des cycles de chargement-déchargement.

Une conclusion générale finit ce travail, dans laquelle nous avons essayé de dégager les principaux résultats de cette étude et ensuite tenter une comparaison avec d'autres cas de sols latéritiques. Nous terminerons par exposer les perspectives qui peuvent découler de cette étude.

---

## **PARTIE I : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE**

- **Genèse et formation des sols latéritiques**
  - **Identification et caractérisation géomécaniques**
-

---

## CHAPITRE I - GENESE ET FORMATION DES SOLS LATERITIQUES

---

### INTRODUCTION

La littérature contient une quantité importante de travaux ayant été fait sur les latérites et les sols latéritiques d'une manière générale, de leur origine ainsi que de leur formation. Autret (1980) signale le travail de Florentin et Lhériteau en 1952 qui recense plus d'une trentaine de définitions. A l'heure actuelle on pourrait en trouver autant.

On retient qu'il n'y a pas une unanimité sur le terme latérite, mais seulement plusieurs façons de traiter ce que nous pouvons appeler un concept global, vu sous un angle différent par le pédologue, le géologue-minier, le géomécanicien etc...

Par exemple les latérites sont des sols très lessivés, riches en fer (cas du minerais de Guinée) et contenant de l'alumine libre. Dans la forêt équatoriale humide, ce sont des argiles. Vu par l'ingénieur, c'est un matériau rouge avec lequel on fait généralement les routes dans les pays tropicaux.

Ce sont très souvent des matériaux vacuolaires, de couleur, d'épaisseur et de dureté variables. Elles sont souvent sous forme de concrétions isolées oolithiques ou pisolitiques de plus ou moins grande résistance en mélange avec une fraction argileuse.

Historiquement, on peut définir trois périodes relatives aux théories de sa formation et surtout des moyens et méthodes de sa définition :

- **la première période** concerne les premières hypothèses (1<sup>ère</sup> moitié du XIX<sup>ème</sup> siècle). Cette période concerne les études effectuées en Inde qui s'appuient sur la description des matériaux et de leurs formes de gisement ;
- **la deuxième** est le développement des analyses chimiques et minéralogiques. Cette période a permis l'élargissement des définitions de la latérite, elle a débuté à la fin du XIX<sup>ème</sup> siècle ;
- **la troisième période** est liée à l'introduction des méthodes de la pédologie expérimentale (aspect dynamique et génétique).

Dans ce qui suit nous essayerons de reconstituer ces différentes périodes et de voir leur influence sur les conceptions actuelles de la latérite.

On peut retrouver une bibliographie détaillée sur les différentes périodes suscitées dans les travaux de Maignien (1958, 1966) et de Nahon (1970, 1971)

S'il n'existe pas une unanimité des chercheurs sur le terme latérite, c'est maintenant tout un ensemble qui permet de définir la latérite ou les sols latéritiques sous la terminologie plus vaste et beaucoup plus approprié de sols résiduels tropicaux.

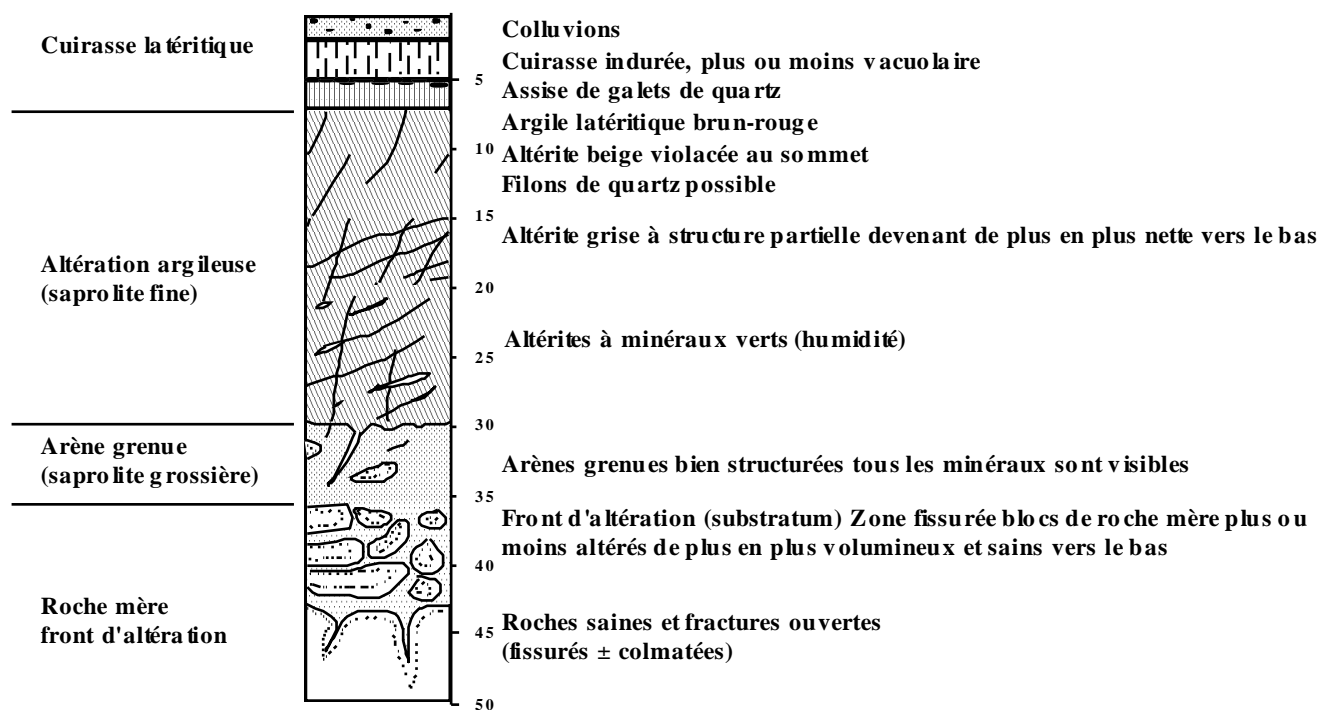


# 1 - LES SOLS RESIDUELS TROPICAUX

## 1.1 - Introduction

La formation des sols résiduels tropicaux se fait par une transformation chimique et physique des matériaux originels.

Globalement, le processus de formation des sols résiduels tropicaux inclut une transformation chimique et physique par des phénomènes d'altération par lessivage, d'accumulation de matériaux insolubles, un mouvement de fines particules. La liste n'est pas exhaustive.



*Fig.I.1 - Coupe pédologique type d'un profil latéritique  
(Engalenc M., 1981 in Fleurié C. (1993))*

La séquence d'horizons pour un site donné définit un profil de sol, comme le schématise la figure I.1. Les couches de sols en surface sont considérablement influencés par les conditions externes. En profondeur, on a une absence de matière organique et une réduction de l'effet dû à l'alternance des saisons.

Aussi, en profondeur le mouvement de l'eau est lent, et les solutions ainsi que les éléments fins sont moins facilement transportés à l'intérieur du profil. En conséquence, la composition minéralogique et la distribution granulométrique, et par la suite les propriétés géotechniques changent suivant que le profil s'est développé à partir d'une roche mère donnée.

Les minéraux les plus altérés dans les horizons proches de la surface font suite à ceux moins altérés dans lesquels les minéraux originels des roches parents sont plus ou moins bien préservés et gardent leurs structures.

Par exemple, la proportion relative en minéraux argileux diminue en profondeur et les minéraux argileux sous forme 1:1 (exemple de la smectite) changent en minéraux argileux de la forme 2:1, ce qui se traduit par une différence notable au niveau des caractéristiques physiques et géotechniques.

## 1.2 - Altération tropicale

Dans les régions tropicales l'altération des minéraux primaires est intense et s'intéresse à de grande profondeur. L'altération se produit principalement par hydrolyse dans des conditions plus ou moins neutres. L'altération est parfois si intense que les sols se comportent dans un sens purement géotechnique, presque différemment de la roche mère dont ils dérivent.

Les oxydes de fer et d'aluminium, aussi les oxydes hydratés de fer et d'aluminium (*hydroxydes*) libérés plus ou moins bien dans ce environnement acide, restent sur place.

L'oxyde de fer cristallise sous forme d'hématite ( $\alpha Fe_2O_3$ ) dans le cas où le sol est desséché par saison, ou en goëthite ( $\alpha Fe_2O_3 \cdot H_2O$ ), dans un environnement constamment humide ; l'hématite donne aux sols la couleur rouge, la goëthite une couleur brune ou ocre.

La gibbsite ( $\gamma Al_2O_3 \cdot 3H_2O$ ) est le principal oxyde d'aluminium formé. La silice est perdue en solution ou combinée avec d'autres produits d'altération pour former un minéral argileux de la forme 2:1 (principalement de la smectite), ou le plus souvent une argile silicatée déficitaire de la forme 1:1 (principalement de la kaolinite).

Les bases (*K, Na, Ca, Mg*) sont aussi perdues ou aussi incorporées dans les minéraux 2:1, la kaolinite s'enrichit ou non de bases. Les minéraux 2:1 sont transportés dans le profil de haut en bas et ce sont souvent les oxydes et les minéraux argileux 1:1.

## 1.3 - Formation des latérites

Le phénomène de latéritisation est un processus de formation des sols, spécifique aux régions tropicales chaudes et humides. Il s'agit d'une altération de la roche mère dont la caractéristique essentielle réside dans une mise en solution puis un départ de la silice, phénomène de lessivage, accompagnés d'un enrichissement en fer et en alumine sous forme de sesquioxydes  $Fe_2O_3$  et  $Al_2O_3$ .

Certains facteurs ont une influence prépondérante sur l'altération des sols latéritiques et la formation des sols qui en découle (Vallerga *et al.*, 1969 ; 1971). Ces facteurs sont :

- le climat (pluviométrie) ;
- la topographie (érosion et drainage) ;
- la végétation (matières organiques, bactéries, acides humiques) ;
- la roche mère ;
- le temps.

### 1.3.1 - Caractérisation

On caractérise les sols latéritiques selon plusieurs indicateurs que l'on peut résumer comme suivant :

#### **- le degré de latéritisation**

De très nombreux auteurs, pendant de très longues années ont utilisés le rapport  $\frac{S}{R}$  pour caractériser les latérites ainsi que le rapport  $K_i$  (Dreyfus, 1952 ; Lacroix, 1913 ; Martin J. F et Doyne J. C., 1927 ; Harrassowitz H., 1926 *in* Autret (1980)).

$$K_i = \frac{\frac{\text{SiO}_2}{60}}{\frac{\text{Al}_2\text{O}_3}{102}}$$

$$\frac{S}{R} = \frac{\frac{\text{SiO}_2}{60}}{\frac{\text{Al}_2\text{O}_3}{102} + \frac{\text{Fe}_2\text{O}_3}{160}}$$

La règle générale admise étant alors suivante :

- $\frac{S}{R} < 1,33$  correspond à des latérites vraies ;
- $1,33 < \frac{S}{R} < 2$  roches latéritiques
- $2 < \frac{S}{R}$  matériaux non latéritiques

Cette définition ne fait pas l'unanimité, la controverse venant en partie du fait que ce rapport a le mérite de séparer les latérites des argiles telles les kaolinites ; en revanche, il classe dans les latérites le minerai de fer, la bauxite et de nombreux grès ferrugineux (Florentin et Lhériqueau, 1952 *in* Autret (1980) ; CEBTP - BCEOM, 1972).

D'après Autret (1980), sur la base d'une cinquantaine d'échantillons provenant du Ghana, il n'existe bien d'autres raisons pour abandonner le rapport  $\frac{S}{R}$  (du point de vue routier) et qui sont liées à sa détermination :

- $\frac{S}{R}$  se réfère au complexe colloïdal inférieur à 1  $\mu\text{m}$  (De Médina J., 1964) ;
- $\frac{S}{R}$  est toujours différent selon la fraction granulométrique (Tableau I.1 et I.2)

Ce rapport dépend beaucoup de la fraction granulométrique. Les résultats ci-dessous dus à Autret (1980) le montrent bien :

	SiO <sub>2</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	$\frac{S}{R}$
<b>0/20</b>	55,4	15,35	23,9	3
<b>0/2</b>	78,1	12,5	3,1	9
<b>2/20</b>	32,7	18,2	44,7	1,2

**Tableau I.1 - Rapport R selon la fraction granulométrique (Autret, 1980)**

La concentration du fer dans les pisolites (fraction 2/20) est manifeste. Les variations des teneurs en silice, oxydes d'alumine et oxydes de fer entre la roche mère et la latérite développée à ses dépens apparaissent à la lumière du tableau suivant :

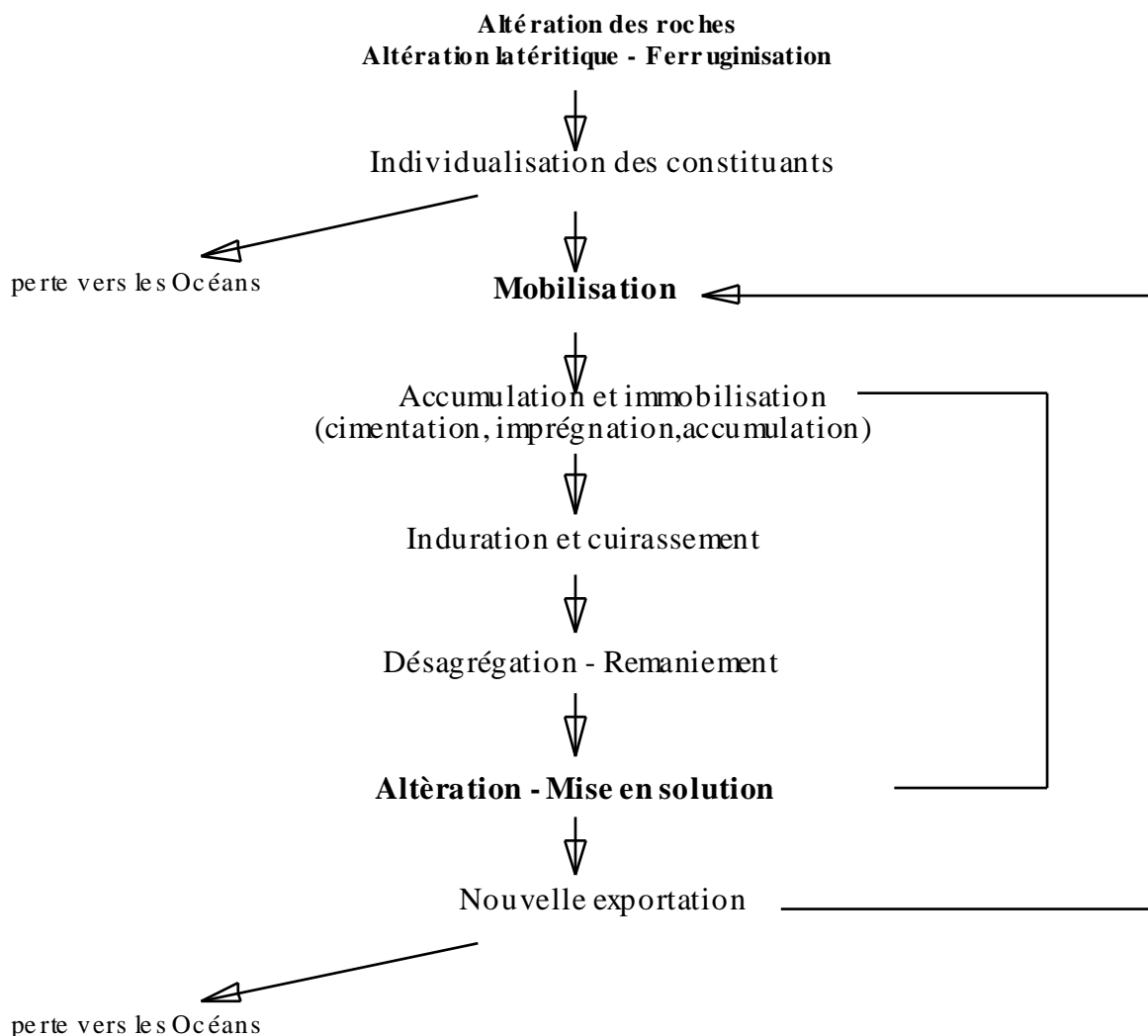
	Syénite de Guinée		Dunite de Guinée		Granite de Côte d'Ivoire	
	Roche fraîche	cuirasse	Roche fraîche	cuirasse	Roche fraîche	cuirasse
<b>SiO<sub>2</sub></b>	57,3	5,4	33,9	2,7	93,4	1,51
<b>Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub></b>	17,5	44,3	1,6	9,6	0,87	33,55
<b>Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub></b>	4,9	23,1	8,55	7,4	1	6,25

**Tableau I.2 - Teneurs en oxydes entre la roche mère et la latérite (Autret, 1980)**

**- les processus pédogénétiques**

L'une des recommandations dans les travaux du Ghana (Autret, 1980) est à l'abandon des classifications reposant sur des paramètres tels que  $K_i$  et  $\frac{S}{R}$  au profit d'une classification reposant sur le processus pédogénétique. Alors les termes les plus descriptifs de sols ferrugineux, sols ferrallitiques et de ferrisols sont recommandés à la place du terme sol latéritique.

Le schéma ci-après résume les étapes de la formation des sols latéritiques.



**Schéma I.1 - Pédogenèse et évolution du phénomène de latéritisation (Maignien, 1966)**

## 2 - LES GRANDS TYPES DE SOLS RESIDUELS TROPICAUX

Actuellement, il est d'usage de définir très précisément tous les sols résiduels tropicaux par des terminologies empruntées de la pédologie et qui regroupent trois grands ensembles qui sont :

- les sols fersialitiques,
- les sols ferrugineux,
- les sols ferralitiques.

A ces grands groupes se rattachent un autre ensemble de sols que l'on retrouve en zone tropicale, qui peuvent donner eux aussi des sols latéritiques. Ce sont les sols halomorphes, hydromorphes et les sols minéraux bruts.

### 2.1 - Les sols fersialitiques

Ce sont les sols formés principalement en climat subtropical ou à la rigueur sous certaines conditions méditerranéennes, avec une moyenne de température de 13 à 20 °C, avec une pluviométrie comprise entre 500 et 1000 mm de pluies par an et une saison sèche ; des sous types sont aussi connus (Duchaufour, 1983).

Sous ces conditions, les horizons supérieurs sont sujets à une décalcification et à l'altération des minéraux primaires pendant la saison humide. Les éléments constitués par ces processus sont très largement retenus dans le profil suivant des phénomènes de succion capillaires pendant la saison sèche et aussi par l'effet de l'action végétative ou animalier dans le sol.

Du fait de l'intense altération ces sols contiennent beaucoup d'oxydes de fer. Le principal nouveau minéral d'argile formé est la smectite.

La kaolinite apparaît sur des surfaces bien drainées et pauvres en silices, comme par exemple le basalte. Quand la roche parent est riche en minéraux argileux, la composition du sol peut être déterminée principalement par des minéraux issus de sédiments peu altérés. Les argiles 2:1 forment les argiles de surfaces des horizons, et peu d'oxydes de fer peuvent être transportées avec l'argile pour former un horizon B tacheté, rouge et riche en argile.

La fraction argileuse ( $< 2 \mu\text{m}$ ) a généralement une capacité d'échange de 25 mEq/100 g, mais cette valeur pourrait être plus petite dans certains cas.

C'est seulement les quartzites sans fer, ni minéraux altérables qui ne produisent pas de sols fersialitiques même à des topographies ou des conditions climatiques favorables.

La silice et les bases en solution peuvent aussi être mis en mouvement latéral et s'accumulent quand le drainage est empêché, par exemple en pied de vallées fleuries, en bas-fond. Dans certaines conditions, en recombinaison avec d'autres produits d'altération par exemple, la formation de minéraux gonflants 2:1, il en résulte le plus souvent à un dépôt de minéraux argileux.

### 2.2 - Les sols ferrugineux

Ces sols se forment en zones climatiques plus humides, sans saison sèche ou des zones légèrement plus chaude que la zone méditerranéenne où il y a une prédominance des sols fersialitiques.

Seulement ces sols ont tendance à être beaucoup plus altérés que ces derniers.

La kaolinite est le minéral dominant, les minéraux 2:1 suivent après et la gibbsite est généralement absente. La capacité d'échange de la fraction argileuse va de 16 à 25 mEq/100 g et est supérieure pour les argiles dans les horizons très enrichis car il y a un lessivage préférentiel des minéraux 2:1.

Dans ce grand groupe, on peut distinguer les sols ferrugineux tropicaux, qui appartiennent à un groupe se caractérisant par l'extrême facilité de circulation du fer à travers leur profil. Ce fer contribue à la formation d'horizons concrétionnés ou cuirassés d'origine illuviale.

### **2.3 - Les sols ferralitiques**

Les sols ferralitiques se forment en zones tropicales humides (pluviométrie > 1500 mm, température moyenne > 25 °C avec peu ou pas de saison sèche), en climat chaud, et les profils de sol montrent de sérieuses hauteurs.

Tous les minéraux primaires excepté le quartz sont hydrolysés dans des conditions neutres, et une bonne part de la silice et des bases sont mises en solution. Une bonne partie de la silice restant se combine à l'aluminium pour former la kaolinite, mais généralement il y a un excès d'aluminium, qui forme de la gibbsite. La capacité d'échange de la fraction minéralogique est un peu moins de 16 mEq/100 g. Sur les horizons supérieurs des profils, il y a une acidification faible causée par la décomposition organique qui cause la dissolution et la mobilisation des oxydes de fer et d'aluminium. Ce processus décompose la kaolinite qui évolue vers la gibbsite.

En fonction du pourcentage entre les oxydes de fer et d'aluminium, les sols ferralitiques peuvent être divisés en ferrites où les oxydes de fer dominant et qui se produit principalement sur les roches pauvres en aluminium, et en alites où l'oxyde d'aluminium (principalement la gibbsite) prédomine. Sûrement, ces sols se sont aussi formés en conditions de savane où les précipitations atteignent 600 à 1000 mm de pluies par an. Ces conditions correspondent à la période anté - Pléistocène (climat humide).

On pense que la majorité des sols ferralitiques se forment sur une période de 10000 ans et se développeraient plus rapidement sur des matériaux pauvres en silice par exemple le basaltes plus que sur des roches riches en silice comme le granite ou les sédiments très siliceux.

La formation de kaolinite est encouragée par le mauvais drainage. Quand un drainage libre remobilise la silice, elle se dissout plus rapidement et ce sont des conditions favorables au développement de la gibbsite. L'horizon enrichi en fer peut être induré plus ou moins bien, pisolitique par individualisation de concrétions, ou vésiculaire par précipitation du fer suivant un réseau de fissures polyédriques et où se tapissent des matériaux tendres.

Le climat le plus favorable pour la formation des sols ferralitiques est le climat chaud, un environnement humide comme en climat tropical sous la forêt ombrophile. Dans l'étude statistique que nous ferons par la suite, nous avons utilisé certaines dénominations tirées de la carte pédologique (Maignien, 1965). Le paragraphe suivant essaie de définir ces sols particuliers qui ont évolués vers des sols latéritiques.

### **2.4 - Autres types de sols évoluant en sols latéritiques**

- Les sols minéraux bruts, sont les profils A(C) des séquences d'horizons. Il y a absence complète ou presque complète d'humus, l'altération est essentiellement physique. Ils peuvent être d'origine climatiques ou non ;

- Les sols halomorphes, sont des sols salins ;

- Les sols hydromorphes, sont caractérisés par leur imbibition permanente (gleys) ou temporaire (pseudogleys) par une nappe. Le fer ferreux subit un lessivage localisé dans les pseudogleys et s'accumule par migration ascendante dans les gleys (Bagarre, 1975).

### 2.5 - Les encroûtements ou croûtes endurcies (duricrust)

L'horizon de prédilection des ingénieurs routiers restent le domaine des encroûtements ou duricrusts qui se trouvent en superficie. Ils présentent des qualités routières très performantes. La nomenclature concernant les encroûtements reste très confuse (Goudie, 1973 ; Nahon, 1976 *in* (GSEGWPR (1990))).

Les horizons endurcis résultent de l'accumulation résiduelle du fer et de l'aluminium. Ce sont les encroûtements ferrugineux ou calcaires (Nahon, 1971 ; 1985 *in* (GSEGWPR (1990))). Le transport de l'oxyde ferreux en solution doit se produire sur une petite distance pour donner un horizon tacheté avec des concrétions ou des ségrégations en rouille et pale, le fer étant individualisé.

Alternativement, il peut se produire sur des distances latérales très importantes et ainsi le fer est souvent déposé selon la forme ferrique ( $Fe^{3+}$ ) et s'accumule en pied de pente sous des formes diverses.

Le terme latérite est souvent utilisé pour les formes ferrugineuses, mais est utilisé aussi dans le temps pour les horizons tendres, riches en argile montrant une ségrégation de l'ion fer ou qui perd graduellement des matériaux comprenant principalement des concrétions d'oxydes de fer ou de pisolites (Prescott et Pendleton, 1952 ; Alexander et Cady, 1962 ; Sivarajasingham *et al.*, 1962 ; Maignien, 1966 ; McFarlane, 1976 ; Young, 1976 ; Schellmann, 1981 ; Goudie et Pye, 1983 *in* (GSEGWPR (1990)) ).

Selon McFarlane (1976 *in* (GSEGWPR (1990))), ces matériaux non indurés forment le lien dans une séquence d'altération latéritique, dans des conditions favorables conduisant au développement de couches continues de latérites indurées, formant un encroûtement en surface ou près de la surface.

## 3 - CLASSIFICATION DES SOLS RESIDUELS TROPICAUX

Les systèmes de classification actuels sont très complexes. la majorité d'entre eux ne tiennent compte que du degré d'altération. (Tableau I.3)

Ce sont essentiellement des classifications pédologiques, dont intégrant que des processus génétiques et compositionnels.

Niveaux d'altération	Terminologie adoptée
VI Sols résiduels	Sols tropicaux résiduels
V Complètement altérés	-
IV Profondément altérés	-
III Relativement altérés	-
II Peu altérés	-
I Frais	-

*L'intensité de l'altération dans ces zones cause des changement minéralogiques associé à un processus de transport solubles de constituant et aussi des précipitations*

Classification pédologique adoptée (Duchaufour, 1982)	
Sols fersialitiques	Augmentation
Sols ferrugineux	graduelle
Sols ferrisols (transitionnel)	du degré d'altération
Sols ferralitiques	

**Tableau I.3 - Classification pédologique fonction du degré d'altération et terminologies adoptées**

Il y a un très grand nombre de systèmes de classification valables pour l'étude des sols résiduels tropicaux. Duchaufour (1982 in (GSEGWPR (1990))) postule que les schémas recommandés pour ces systèmes sont basés généralement selon l'altération et d'autres processus de la pédogenèse établis par des travaux détaillés faits analytiquement ou expérimentalement.

Le tableau suivant donne les analogies sur ces différents systèmes.

Duchaufour (1982)	Fao - Unesco (Fao, 1985)	USA Soil Survey Staff (1975)
<u>Sols Fersialitiques</u>	cambisols, calcisols luvisols, alisols	alfisols, inceptisols
Andosols	andosols	inceptisols
<u>Sols Ferrugineux</u>	luvosols, alisols lixisols, plinthosols	alfisols, ultisols
<u>Ferrisols</u>	nitosols, acrisols lixisols, luvisols, plinthosols	ultisols, oxisols
<u>Sols Ferralitiques</u>	ferralsols, plinthosols	axisols
Vertisols	vertisols	vertisols
Podzols	podzols	spodosols

**Tableau I.4 - Les équivalents approximatifs des diverses majeures classes des sols résiduels tropicaux (Duchaufour, 1982 in (GSEGWPR (1990)))**

Ce système est basé entièrement selon une compréhension des processus pédogénétiques. Il met en relief les caractéristiques compositionnelles qui influencent le comportement pédogénétique, c'est à dire la composition minéralogique. Duchaufour distingue trois phases pour le développement des sols résiduels dans les pays tropicaux (tableau I.5).

Phase	type de sol	Zones climatiques	Température moyenne annuelle	Précipitation moyenne annuelle (m)	Saison sèche
1	Fersialitiques	Méditerranéen Subtropical	13 - 20	0,5 - 1,0	oui
2	Ferrugineux Ferrisols	Subtropical	20 - 25	1,0 - 1,5	parfois
3	Ferralitiques	Tropical	> 25	> 1,5	non

**Tableau I.5 - Phases de développement des sols résiduels (Duchaufour, 1982 in (GSEGWPR (1990)))**

Ces phases sont caractérisées par une augmentation de l'altération des minéraux primaires, augmentation de la perte en silice et une augmentation de la prédominance de nouveaux minéraux formés après dissolution des matériaux originels.



## **Conclusion :**

Ces systèmes de classification sont essentiellement pédogénétiques et se basent rarement sur des caractéristiques géomécaniques.

Du point de vue géomécanique, la qualité recherchée est avant tout une bonne tenue de ces sols pour les assises routières ou autres. Ainsi, l'approche en terme de classification ne peut tenir compte que de cette dernière et les paramètres retenus sont la granulométrie, les limites de consistance et la portance CBR.

Le recueil bibliographique que nous avons fait montre toute la complexité pour désigner tout simplement les sols résiduels d'origine tropicales.

Les périodes successives apportent toute une série de définitions et de nomenclatures de ces sols et le terme latérite apparaît maintenant comme un terme obsolète car trop générique.

On retiendra, pour le terme de latérite, la définition qu'en a donnée Autret (1980) (voir § 4.1) qui est certainement pour l'ingénieur routier le terme le plus approprié.

Dans ce qui suit nous montrons quelles sont les conceptions des ingénieurs routiers et l'utilisation de la latérite en technique routière.

## **4 - LA LATÉRITE ET SON UTILISATION EN TECHNIQUE ROUTIÈRE**

Les sols latéritiques sont utilisés, dans l'état compacté, comme couche de base de route, matériau de fondation, remblais et barrage en terre.

Ce matériau a l'avantage d'être en gisements d'extension très importante, mais aussi d'être d'une exploitabilité facile.

### **4.1 - Terminologie adoptée**

Autret (1980) distingue 3 types de matériaux latéritiques qui sont :

- les sols fins latéritiques ;
- les graves et brèches latéritiques,
- les blocs et débris de carapace.

D'après cet auteur, les sols fins latéritiques sont généralement, soit utilisés pour les terrassements, soit mis à la décharge selon des règles tout à fait identiques à celles utilisées pour les travaux de terrassement.

Les blocs et débris de carapace sont rarement utilisés en couche de chaussée, soit parce que cela nécessite une mise en oeuvre manuelle et donne des résultats médiocres, soit parce que cela nécessite un broyage mécanique coûteux et peu satisfaisant.

Le matériau le plus utilisé est de loin celui de la seconde catégorie, graveleux et brèches latéritiques, dont l'emploi selon la qualité va de la couche de forme à la couche de base. (Autret, 1980)

En se plaçant du point de vue de l'ingénieur routier on appellera graveleux latéritiques, des sols meubles, formés en milieu tropical, composés d'une fraction granulaire constituée de pisolites ou de nodules ferrugineux emballés dans une matrice fine limono - argileuse.

## 4.2 - Spécifications routières

Il existe de nombreuses normes d'utilisation des graveleux latéritiques en technique routière. Il s'agit généralement de règles empiriques valables aussi bien pour les routes revêtues que non revêtues.

D'un pays à un autre ces spécifications sont très différentes (CEBTP, 1972) et pour la plupart sont provisoires. Le manuel de dimensionnement de chaussées pour les pays tropicaux recommande certaines caractéristiques (Tableau I.6) et se base essentiellement sur l'indice CBR (Californian Bearing Ratio).

<b>Graveleux latéritique</b>	<b>Couche de base</b>	<b>Couche de fondation</b>
Densité sèche OPM	2,00 minimum	1,90 minimum
Limite de liquidité	35 maximum	50 maximum
Indice de plasticité	25 maximum	15 maximum
Gonflement linéaire	0,3 % maximum	1 % maximum
Granulométrie - passant à :		
38 mm	85 - 100	80 - 100
19 mm	70 - 100	65 - 100
10 mm	50 - 95	50 - 100
5 mm	40 - 90	35 - 100
2,5 mm	30 - 80	25 - 80
0,7 mm	15 - 45	15 - 55
0,08 mm	5 - 20	5 - 35
CBR - après 4 jours d'imbibition		
pour 100 % OPM	80 minimum	
pour 97 % OPM		30 minimum

**Tableau I.6 - Normes du Manuel de Dimensionnement des routes dans les pays tropicaux (CEBTP, 1972)**

Mais, généralement la majorité des pays tropicaux disposent de critères et de normes spécifiques. Ces normes aboutissent à des systèmes de classification qui se basent généralement sur l'expérience des ingénieurs routiers, en ce qui concernent les limites des caractéristiques retenues. Les systèmes de classifications internationales semblent dès lors insuffisantes pour traiter ce genre de matériaux car les classant toujours dans la même classe. Les tableaux suivants illustrent quelques systèmes de classification.

<b>Famille</b>	<b>Critère de classification</b>
<b>GL 1</b>	$f < 20 \% ; f_{Ip} < 300$
<b>GL 2</b>	$f < 30 \% ; f_{Ip} < 600$
	ou $f < 20 \% ; 300 < f_{Ip} < 600$
<b>GL 3</b>	$f > 30 \% \text{ ou } f_{Ip} > 600$

f : pourcentage de passant au tamis de 0,08 mm  
Ip : Indice de plasticité

**Tableau I.7 - Classification des graveleux latéritiques au Zaïre (BCEOM, CEBTP, 1991)**

Critères et paramètres de classification		Désignation des classes		
		G1	G2	G2
<i>Critères absolus</i>	Indice de plasticité : Ip	5 - 15	15 - 25	25 - 35
	Teneur en fines <0, 08 mm	5 - 15	15 - 25	25 - 35
<i>Paramètres associés</i>	Produit fIp	50 - 250	250 - 600	500 - 1000
	Limite de liquidité : Wl	15 - 40	25 - 60	40 - 70
	Indice CBR à 95 % OPM après 96 H d'imbibition	30 - 80	20 - 50	15 - 400
	densité max. OPM	2,10 - 2,50	2,00 - 2,25	1,90 - 2, 20
	Teneur en eau optimale Wopm (%)	5 - 8	7 - 10	8 - 12

**Tableau I.8 - Classification des graveleux latéritiques de Côte d'Ivoire (Liataud G. et al., 1977)**

Ces différentes classifications tiennent compte essentiellement de la plasticité, de la granulométrie et de l'indice portant CBR.

A notre connaissance, il n'existe pas de systèmes de classification qui retiennent le cas de graveleux latéritiques du Sénégal.

Au regard de ces systèmes de classifications, on peut retenir ces quelques observations et constatations :

- généralement, les auteurs font toujours la distinction entre 3 classes que l'on décrit souvent comme étant des réalités physiques perçues par les ingénieurs routiers ;
- les systèmes de classifications (LCPC, HRB, USCS) ne rendent pas compte de cette triple "individualité" et ils tendent à les englober dans une catégorie unique de matériaux ;
- sur le plan de la granularité, le paramètre qui semble être le plus important est le tamisat à 0,080 mm ou 0,1 mm appelé "teneur en fines". Par contre la proportion de squelette (qui, en général varie entre 30 à 70 %) ne semble avoir aucune influence sur la portance des matériaux (Liataud et al., 1977). Toujours selon ce dernier, on observe sur des graveleux de Côte d'Ivoire, une diminution de celle-ci lorsque croît la teneur en fines ;
- l'indice de plasticité constitue un autre paramètre important de classification, il influe sur les niveaux de portance et reflète les variations significatives de ces derniers ;
- enfin, il est introduit pour la première fois pour l'étude des graveleux latéritiques un paramètre nouveau dit module de plasticité (produit du pourcentage des fines par l'indice de plasticité) (Garabiol, 1962 in Remillon, 1966 ; Remillon, 1966 ; USAID, 1969 ; 1971).

Cependant, il subsiste plusieurs questions ayant trait à l'imbibition et au facteur de portance.

Ainsi, dans la zone tropicale humide, on prend généralement comme référence l'indice CBR après 96 heures d'imbibition à une compacité égale à 95 % de la densité OPM. Cette durée d'imbibition peut être considérée comme excessive pour la zone sahélienne où le sol est rarement imbibé et que les teneurs en eau naturelle dépassent rarement celle de l'Optimum Proctor.

### Conclusion :

Toutes ces spécifications ou normes adoptées ou provisoires, ont pour but de proposer des catalogues pour le dimensionnement des routes pour les divers pays. Des questions restent posées par rapport aux paramètres à introduire dans les différents modèles.

Mais aussi, la compréhension du comportement mécanique des sols utilisés fait rarement le cas d'études approfondies. Par exemple, le comportement sous trafic reste un domaine inconnu concernant les assises latéritiques.

Devant la ruine prématurée des structures de chaussées pour ces pays, la recherche d'un faible coût immédiat peut ne pas sembler totalement réaliste.

Ainsi, l'étude de l'identification et du comportement mécanique des graveleux latéritiques peut contribuer à apporter des explications quant à la tenue des chaussées sur assises latéritiques.

---

## CHAPITRE II - IDENTIFICATION ET CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES GRAVELEUX LATERITIQUES NATURELS

---

### INTRODUCTION

La latérite a été toujours décrite comme "un sol à problème" (Terzaghi, 1958 ; Nanda et al., 1958 *in* Gidigas (1976) ; etc.) et ces auteurs ont toujours considérés que les modes opératoires usuels dans les laboratoires de mécanique des sols n'étaient pas applicables.

On a démontré (Gidigas, 1976) qu'il n'en est rien et que ces considérations reflétaient uniquement l'incompréhension des phénomènes ayant donné naissance à ces sols.

Les paramètres d'identification sont classiques. On procède toujours, en vue de situer les matériaux dans les classifications géotechniques, aux essais de granulométrie et aux limites d'Atterberg.

Concernant les propriétés mécaniques, le problème est plus complexe. Les paramètres influençant la résistance au cisaillement sont très diverses et varient d'une latérite à une autre. Il en est de même pour la portance, un mode opératoire standardisé permettrait de réduire l'irrégularité des résultats.

### 1 - IDENTIFICATION DES GRAVELEUX LATERITIQUES

De nombreux travaux ont montrés l'influence du mode opératoire sur les paramètres d'identification.

En ce qui concerne les sols tropicaux, une attention particulière a été faite pour la détermination des caractéristiques d'identification (Clare, 1957 *in* Gidigas (1976) ; Remillon, 1967). Ainsi, l'idée de développer des procédures et modes opératoires valables pour toutes les latérites est abandonnée (Wooltorton, 1947, 1958 *in* Gidigas (1976)). Les efforts sont plutôt tournés vers la compréhension des facteurs pédogénétiques influençant considérablement ces propriétés (Gidigas, 1976).

Il est reconnu que la compréhension de ces phénomènes permettrait de disposer de procédures plus appropriées.

#### 1.1 - Caractéristiques minéralogiques et chimiques

La forte proportion en sesquioxydes de fer ( $Fe_2O_3$ ) et d'aluminium ( $Al_2O_3$ ) relative à la composition chimique de ces sols, confère aux sols latéritiques, des comportements certainement différents selon que le profil s'est développé sur un horizon riche ou pauvre en ces composants.

Sherman (1952) et Maignien (1966) ont montrés que deux types de latérites sont chimiquement identifiables. Le premier dans lequel l'oxyde de fer prédomine (sols latéritiques ferrugineux) et le second dans lequel l'alumine prédomine (latérites alumineuses).

On considère encore le rapport  $\frac{S}{R}$  des sesquioxydes, comme traduisant, du point de vue chimique, diverses latérites et exprimant bien le degré de latéritisation.

En dehors de ces composantes principales, coexistent aussi diverses oxydes ayant des importances relatives ( $TiO_2$ ,  $CaO$ ,  $MgO$ ,  $MnO$ , etc.), fonction de l'origine de la roche mère.

Dans la série des minéraux secondaires, la kaolinite et l'halloysite prédominent sur l'illite et les minéraux de type montmorillonite (Mohr, 1954 *in* Gidigas (1976) ; Dumbleton *et al.*, 1966).

## 1.2 - Caractéristiques granulométriques et de plasticité

### 1.2.1 - Caractéristiques granulométriques

Il n'existe pas une définition type du graveleux latéritique du point de vue granulométrique. Mais, d'une manière générale, on retient (BCEOM - CEBTP, ISTED, 1990) que le graveleux latéritique est géotechniquement un sol meuble, de granulométrie 0/20 à 0/40 mm comportant 10 à 35 % de fines (*passant au tamis de 80  $\mu m$   $\neq$  ASTM 200*) et un squelette (*refus sur le tamis  $\neq$  ASTM 10*) de 20 à 60 %.

Le mortier passant au tamis de 0,425 mm ( $\neq$  ASTM 40) a une plasticité ( $I_p$ ) variant de 10 à 35.

La courbe granulométrique montre généralement un palier entre 0,080 mm et 2 mm qui traduit bien la dualité d'origine des composants du mélange naturel de ce matériau.

On considère aussi qu'un sol latéritique contenant plus de 35 % de passant à 80  $\mu m$  n'est plus un graveleux latéritique ; il entre alors dans les catégories des sols fins, l'influence de la fraction fine devenant prépondérante sur celle du squelette.

Si ces résultats sont connus actuellement comme des références ; on peut citer qu'il existe des difficultés pour appliquer les procédures standards de l'analyse granulométrique aux latérites (Terzaghi, 1958 ; Newill, 1961 ; Townsend *et al.*, 1969, 1971 *in* Gidigas (1976)).

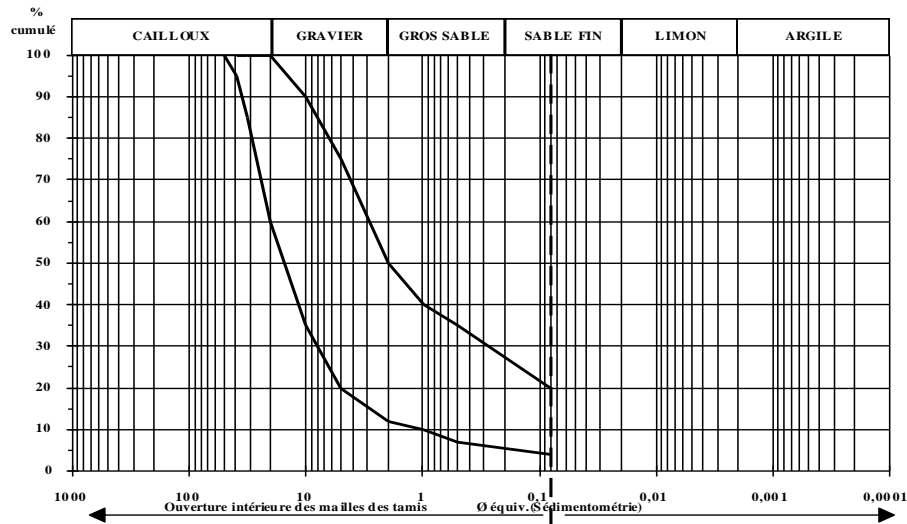
Par exemple, Townsend *et al.* (1971) montrent que la ségrégation des oxydes de fer libre pendant l'analyse change considérablement les résultats, cela, en augmentant de 35 à 65 % le pourcentage relatif d'argile.

L'effet de l'agent dispersant est aussi connu. Ainsi, l'utilisation de la solution d'héxamètophosphate de sodium augmente considérablement aussi cette proportion d'argile (Terzaghi, 1958). On a aussi remarqué des changements considérables, selon que le temps de malaxage ou de séchage est plus ou moins long.

Il semble que toutes ces difficultés proviennent de la cimentation indésirable des hydroxydes de fer ou d'aluminium avec les particules argileuses ou de la fraction silteuse en présence de solution aqueuse ou du liquide de dispersion (Gidigas, 1976).

Enfin, toutes ces difficultés n'empêchent pas que des études sérieuses puissent être faites sur des sols de ce type.

Généralement les courbes granulométriques entrent correctement dans le fuseau type des sols latéritiques tel que défini par le CEBTP (1984), mais ont des allures qui diffèrent.



**Fig.II.1** - Fuseau granulométrique type des sols latéritiques (BCEOM - CEBTP, 1984)

### 1.2.2 - Plasticité

Les résultats de l'essai standard des limites d'Atterberg sont rarement reproductibles pour les latérites.

Ces résultats sont largement influencés par les méthodes de préparations des échantillons, mais surtout des procédures d'essai (Gidigasu et Yeboa, 1972). Ceci est bien connu dans les laboratoires de mécanique des sols. Pour le cas des sols résiduels tropicaux, le problème est tout particulier.

Par exemple, Willis (1946) in Gidigasu (1976) (tableau II.1) ; Terzaghi (1958) (Tableau II.2) montrent que le séchage à l'air libre ou le mode de pré-traitement peut considérablement affecter une latérite très plastique provenant de cendres volcaniques et la transformer en un matériau très peu plastique.

indices	humide (W % naturelle)	partiellement saturé	sec
limite de liquidité (%)	245	217	0
limite de plasticité (%)	135	146	0
indice de plasticité (%)	110	71	0
teneur en eau naturelle (%)	-	204	72

**Tableau II.1** - Influence du mode de séchage sur la plasticité pour une argile latéritique de Hawaii (selon Willis, 1946 in Gidigasu (1976))

Séchage préliminaire et traitement	Wl (%)	Wp (%)	Ip (%)
à la teneur en eau naturelle avant séchage à l'air libre	87	54	33
séché à 105 °C, pulvérisé au mortier	58	39	19
séché à 105 °C, pulvérisé au mortier, traité avec 4 % de tétra sodium pyrophosphate	47	37	10
séché, pulvérisé et réhydraté pendant 1 mois	63	39	24

**Tableau II.2** - Influence du mode de pré - traitement sur la latérite de Sasumua (Kenya) (selon Terzaghi, 1958)

Une autre source de difficulté réside à la tendance de quelques sols latéritiques d'augmenter de plasticité en relation avec la génération des fines particules pendant la préparation de l'essai. Cette génération de fines particules est due au degré de malaxage.

Terzaghi (1958) attribue ce comportement à la présence dans certaines latérites de micro-agrégats de particules individualisés et à l'oxyde de fer hydraté (Newill, 1961 in Gidigas (1976)). Ainsi, sous l'effet du malaxage, ces micro - agrégats ont tendance à se désagréger. Cela est aussi valable pour l'oxyde de fer hydraté.

Dans tous les cas, la tendance est à l'augmentation de la plasticité due au malaxage, par conséquent imputable à l'énergie apportée à l'échantillon ; on peut ainsi prévoir cet effet après compactage.

### 1.3 - Détermination de la masse spécifique

L'évaluation du poids spécifique des grains solides ( $\gamma_s$ ) demeure une grande difficulté pour les sols fortement ferruginisés en particulier et pour les sols latéritiques en général.

Le poids spécifique est un paramètre important pour la caractérisation de l'indice des vides, de la porosité et surtout de l'état de saturation d'un sol.

Nanda et Krishnamachari (1958) cités par Gidigas (1976), Maignien (1966) et Vallerga *et al.* (1969, 1971) estiment que les valeurs élevées de celui ci sont généralement associées aux sols riches en oxydes de fer ou de titane.

Evans (1958), Nascimento (1959), Daniel et Newill (1959) rapportés par Gidigas (1969 in Gidigas (1976)) ont montrés aussi que ces valeurs très élevées concernent la fraction graveleuse dans laquelle les oxydes de fer tendent à se concentrer.

En conséquence, le poids spécifique pour la fraction fine et pour la fraction grossière sera différent pour tous les sols latéritiques (tableau II.3).

Localisation	Valeurs selon les passants des tamis ASTM (B.S.N°7 sieve)	Ensemble	Références
Ouganda (6 sols)	2,69 - 2,91	2,93 - 3,04	Evans (1958)
Gambie (3 sols)	2,68 - 2,74	2,98 - 3,06	O'Reilly (1958)
Inde (6 sols)	2,78 - 2,92 (pour la fraction fine)	3,26 - 3,54 (pour la fraction grossière)	Central Road Res.Institut India (1953)
Inde (38 sols)	2,2 - 4,6		Nanda and Krishnamachari (1958)
Ghana (2 sols)	2,77 - 2,78	3,25 - 3,33	De Graft-Johnson et Irwin (1959)

**Tableau II.3 - Densité relative ( $\gamma_s/\gamma_w$ ) de quelques latérites (Gidigas, 1976)**

Enfin, Van Ganse (1957) cité par Gidigas (1976) montre que la densité apparente vu sous l'angle de pisolites varie avec la taille des particules solides et lie cette densité à la porosité.(tableau II.4)

Connaissant la densité apparente pour les pisolites ( $d_1$ ), celle de la fraction granulométrique comprise entre 2 et 5 mm ( $d_2$ ) et ensuite de la fraction passant au tamis (US. sieve 100) ( $d_3$ ), Van Ganse établit les relations suivantes :



$$- n_o = \text{porosité totale} = \frac{(d_3 - d_1)}{d_3} ;$$

$$- n_1 = \text{micropores} = \frac{(d_3 - d_2)}{d_3} ;$$

$$- n_2 = \text{macropores} = \frac{(d_2 - d_1)}{d_3} = n_o - n_1$$

N°	densité apparente des pisolites ( $d_1$ )	particules entre 2 et 5 mm ( $d_2$ )	passant au tamis (U.S.sieve 100) ( $d_3$ )	porosité totale ( $n_o$ )	Micro pores ( $n_1$ )	Macro pores ( $n_2$ )
1	2,38±0,06	3,46	3,51	32,2	1,4	20,8
2	2,05±0,01	3,39	3,47	30,9	2,3	38,6
3	2,01±0,11	3,22	3,49	42,4	7,7	34,7
4	1,79±0,07	3,46	3,53	49,3	2,0	47,3
5	2,18±0,17	3,46	3,53	38,3	2,0	36,2
6	2,15±0,07	3,36	3,45	37,7	2,6	35,1
7	1,83±0,07	3,35	3,46	47,0	3,2	43,8
8	2,09±0,18	3,27	3,44	39,2	4,9	34,3
9	2,14±0,16	3,33	3,40	37,0	2,0	35,0
10	2,73±0,23	3,45	3,57	23,5	3,3	20,2
11	3,07±0,08	3,18	3,67	16,4	13,4	3,0
12	2,68±0,15	3,22	3,49	23,2	7,7	15,5

**Tableau II.4 - Densités relatives de la latérite concrétionnaire en relation avec la taille des particules (Ganse, 1957 in Gidigas (1976)).**

Si ces constatations expérimentales existent, la difficulté pour déterminer le poids spécifique ( $\gamma_s$ ) au laboratoire est connue.

Il semblerait (Gidigas, 1969) que la principale difficulté est liée au fait qu'aux argiles de la latérite soient associés des minéraux assez "inopportuns", à l'occurrence l'halloysite.

Empiriquement, il a été montré (Newill, 1961 in Gidigas (1976)) que la vraie valeur du poids spécifique de l'halloysite est très difficile à déterminer, due au fait que ce minéral absorbe du liquide de préparation au niveau de son réseau cristallin interparticulaire.

#### 1.4 - Dureté des nodules

L'essai de dureté n'est pas normalisé.

On définit un coefficient qui marque une limite dite de fragilité admissible.

Novais-Ferreira *et al.* (1965) propose de prendre en compte un "hardness index" ou indice de dureté qui est le rapport de la somme de refus sur les tamis ASTM #1" - #3/4" - #3/8" - #4 - #N°10 - #N°40 - #N°200, avant et après compactage.

#### 1.5 - Caractéristiques de compactage

En technique routière, la densité sèche maximale et la teneur en eau optimale sont déterminées classiquement par l'essai classique Proctor modifié.

### 1.5.1 - Facteurs influençant les caractéristiques de compactage

Des énergies supérieures à celles du Proctor modifié montrent une évolution très sensible des matériaux.

Selon l'ISTED (1990), une teneur en fines initiale de 27 % passe à 39 % sous un compactage P.M. (*Proctor Modifié*) et à 59 % à 1,4 de cette énergie. L'effet du surcompactage est mis en relief. La densité sèche, dans ces conditions augmente jusqu'à l'énergie P.M. puis n'évolue plus au-delà. Par contre, la teneur en eau optimale augmente puisque le pourcentage en fines augmente.

Enfin, des études ont montré que la densité sèche du matériau est plus élevée si le matériau a été séché à l'étuve, dans ce cas la teneur en eau optimale est plus faible que lorsque le matériau a été séché par un autre procédé. Cette dernière constatation est d'une grande importance car la teneur en eau et la densité sèche retenues pour le chantier sont celles du laboratoire. On est amené à croire que ces valeurs sont mal évaluées, dans la mesure où, aussi bien le mode de compactage, que le mode de séchage diffèrent de ceux opérés au laboratoire.

### 1.5.2 - Comparaison entre l'essai Proctor classique et l'essai Harvard

Autret (1980) a utilisé l'essai Harvard tel recommandé par le Lyon Associates (Vallerga *et al.*, 1969 ; 1971) comme essai de substitution à l'essai Proctor ; les résultats ne sont pas concluants.

Rappelons que l'essai Harvard, tout comme l'essai Proctor, a pour but de rechercher la relation entre la densité sèche et la teneur en eau d'un matériau, pour une énergie de compactage donnée. Il a l'avantage d'être miniaturisé et de nécessiter de ce fait très peu de matériau (quelques centaines de grammes).

Bien qu'il n'existe pas de mode opératoire de l'essai, une méthode a été proposée en 1970 par Wilson. Le moule est un petit cylindre de dimension intérieure ( $\phi = 3,3 \text{ cm}$  ;  $h = 7 \text{ cm}$ ). Ainsi, il a été comparé les essais Proctor modifié classiques sur le 0/20 et les essais Harvard qui ont porté sur du 0/2, sur le même matériau.

Le tableau suivant donne les résultats pour comparaison :

	Proctor 0/20	
	$\gamma_d$	W
Harvard 0/2	0,28	0,50
Proctor 0/2	0,18	0,44

**Tableau II.5 - Tableau de comparaison entre l'essai Proctor et l'essai Harvard (Autret, 1980)**  
(les chiffres donnent les coefficients de corrélation et portent sur 39 échantillons)

A partir de ces résultats, on peut dire que l'essai Harvard remplacerait difficilement l'essai Proctor.

## 1.6 - La Portance - L'Essai CBR

### 1.6.1 - Essai CBR

Pour les différents éléments du corps de chaussée, on exige des performances fonction d'un essai type normalisé, l'essai CBR (*Californian Bearing ratio*). Jusqu'à présent cet essai reste le paramètre incontournable pour le dimensionnement des chaussées sur assises latéritiques.

Le CBR est un essai simple pour évaluer les qualités routières de structures souples.

Le test est arbitraire en ce sens que les résultats sont difficilement reliables à un paramètre de résistance du sol.

La procédure expérimentale est décrite comme suit :

- **Appareillage** : un moule CBR, une machine de chargement, un poinçon, un système de mesure.

- **Mode opératoire** : le matériau écrêté à 20 mm est compacté à la teneur en eau obtenue à l'essai Proctor modifié dans un moule CBR. Après immersion du moule pendant 4 jours on enfonce le poinçon dans le matériau à vitesse constante ( $\approx 1,27$  mm/mn).

- **Résultats** : on mesure l'enfoncement en fonction de la charge et on trace le diagramme CBR ; par définition on calcule deux valeurs de CBR correspondant à deux enfoncements (Tableau II.8) :

$$CBR1 = \frac{p1}{p'1} \times 100 \text{ et } CBR2 = \frac{p2}{p'2} \times 100$$

1) si  $CBR1 > CBR2$ , le CBR est  $CBR1$

2) si  $CBR1 < CBR2$ , on recommence l'essai ; si les résultats sont similaires le CBR est  $CBR2$ .

Le tableau suivant donne les correspondances entre le CBR et la portance.

Notations et définitions		
Enfoncement (mm)	Contrainte correspondante	
	Dans le sol testé	Dans le matériau type
2,54	p1	p'1 = 6,3 MPa
5,08	p2	p'2 = 10,3 MPa

CBR	Portance du sol
< 3	mauvaise
3 à 8	médiocre
8 à 30	bonne
> 30	très bonne

**Tableau II.6 - Correspondance entre le CBR et la portance - ASTM, D 1883-73 (1978)**

**Remarques :**

- si la fraction d'éléments supérieurs à 20 mm excède 20 %, l'essai perd sa signification,
- la quantité strictement nécessaire à l'essai est de 6 kg,
- la dispersion des résultats est grande,
- si l'allure de la courbe n'est pas celle connue, il est nécessaire de faire des corrections,

- d'autres types de mesures du CBR peuvent être réalisés, différant par le processus d'essai (essai CBR immédiat, essai CBR *in situ*).

L'annexe I donne une explication détaillée de l'utilisation de ce paramètre pour le dimensionnement routier.

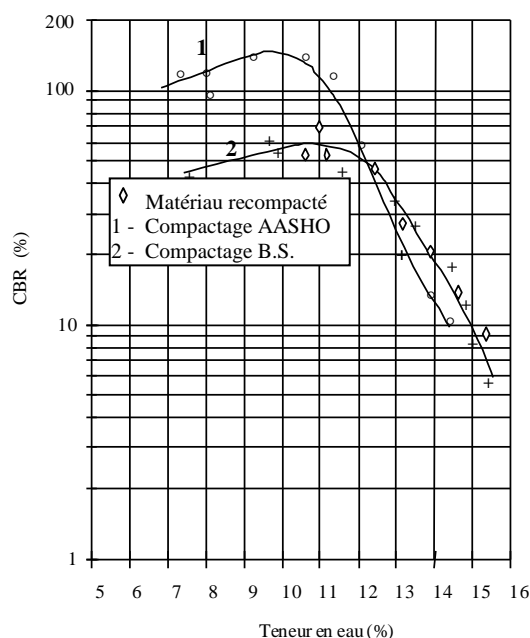
### 1.6.2 - Facteurs affectant le CBR des sols latéritiques

On remarque que généralement ces sols ont de fortes valeurs de l'indice CBR, qui tourne autour de 80 et parfois plus quand ils sont imbibés.

Evans (1958), De Graft-Johnson *et al.* (1968), Vallerga *et al.* (1969), USAID (1971) ont montré que l'utilisation de l'essai CBR est adaptée aux sols latéritiques pour l'évaluation de la stabilité des structures routières. On remonte à cette période pour les premières utilisations de l'essai CBR sur les graveleux latéritiques. Même si Woollorton F.L.D. (1947 ; 1958) rapporte des tentatives sur des latérites de l'Inde. Cependant plusieurs questions restent encore posées.

La détermination du temps nécessaire pour l'imbibition des sols en est une. Par exemple, dans les conditions semi-aride, une période entre 24 et 48 heures d'imbibition semble être suffisante (Ackroyd, 1959). Seulement Van Ganse (1957) trouve que la valeur du CBR de graveleux latéritiques compactés imbibés pendant 4 jours, dépend du degré de compaction d'une part et d'autre part de la teneur en concrétions et du pourcentage de fines particules. D'après cet auteur, une latérite avec un pourcentage de pisolites (concrétions) autour de 75 %, avec 25 % de fines, et un indice de plasticité aux alentours de 7 %, constitue une bonne couche de base de chaussée.

Des cas de graveleux latéritiques très sensibles à l'eau sont connus. Ces matériaux qui montrent de fortes résistances (en termes de CBR) non imbibés, chutent considérablement de résistance en présence d'eau. D'après Evans (1958) le CBR décroît quand la teneur en eau augmente (figure II.2). Remillon (1967) trouve des résultats similaires sur des latérites de l'Afrique de l'Ouest.

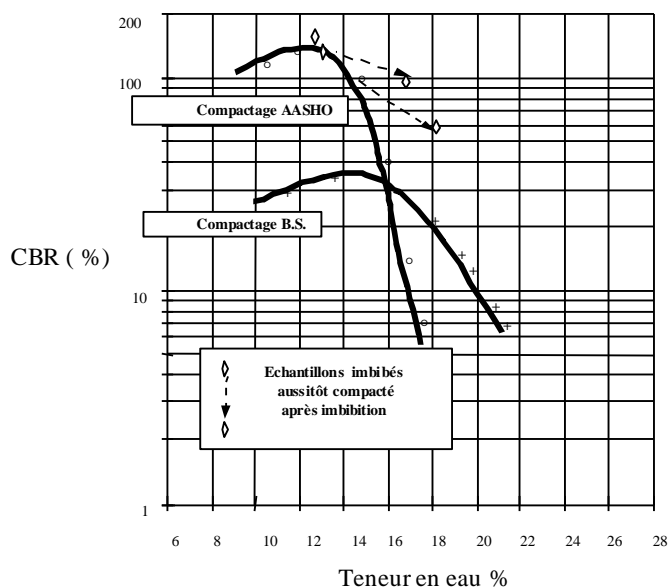


**Fig.II.2 - Influence de la teneur en eau de moulage sur le CBR de quelques graveleux latéritiques typiques (Evans, 1958)**

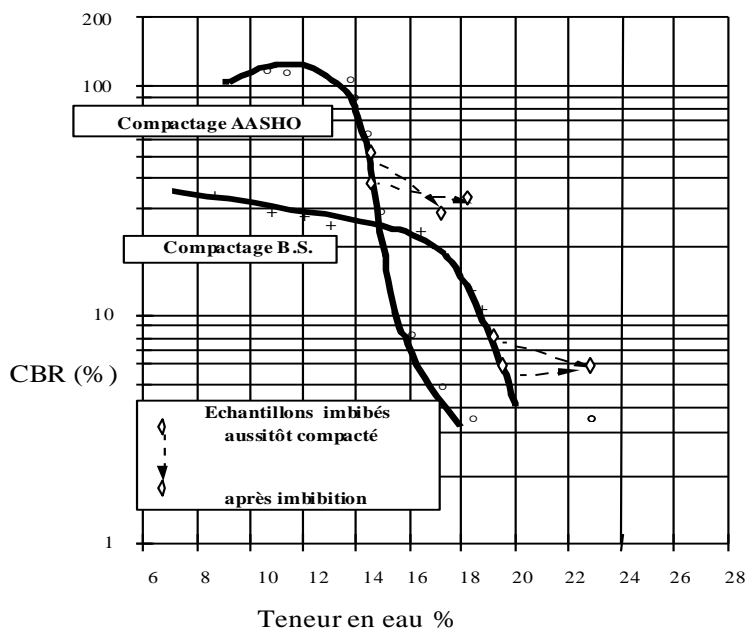
Ces résultats montrent clairement que les latérites sont des sols sensibles à l'eau et par la même occasion changent de caractéristiques au passage de ces états.

Cette sensibilité à l'eau est telle que pour certaines latérites imbibées pendant 4 jours, la portance est considérablement diminuée, *l'effet est moindre pour des latérites compactées à la teneur en eau de l'optimum* (Evans, 1958 ; De Graft-Johnson *et al.*, 1969). Les figures II.3a et II.3b dues à Evans (1958) montrent qu'il existe des différences assez prononcées selon que le mode opératoire de l'essai est changé. Par exemple, le CBR déterminé avec le mode AASHO est généralement plus important que celui du mode britannique (British Standard ou BS).

Selon le rapport de l'ISTED (1990), le rapport CBR après imbibition de 4 jours sur CBR immédiat varie de 0,3 à 0,9. il est souvent voisin de 0,7.



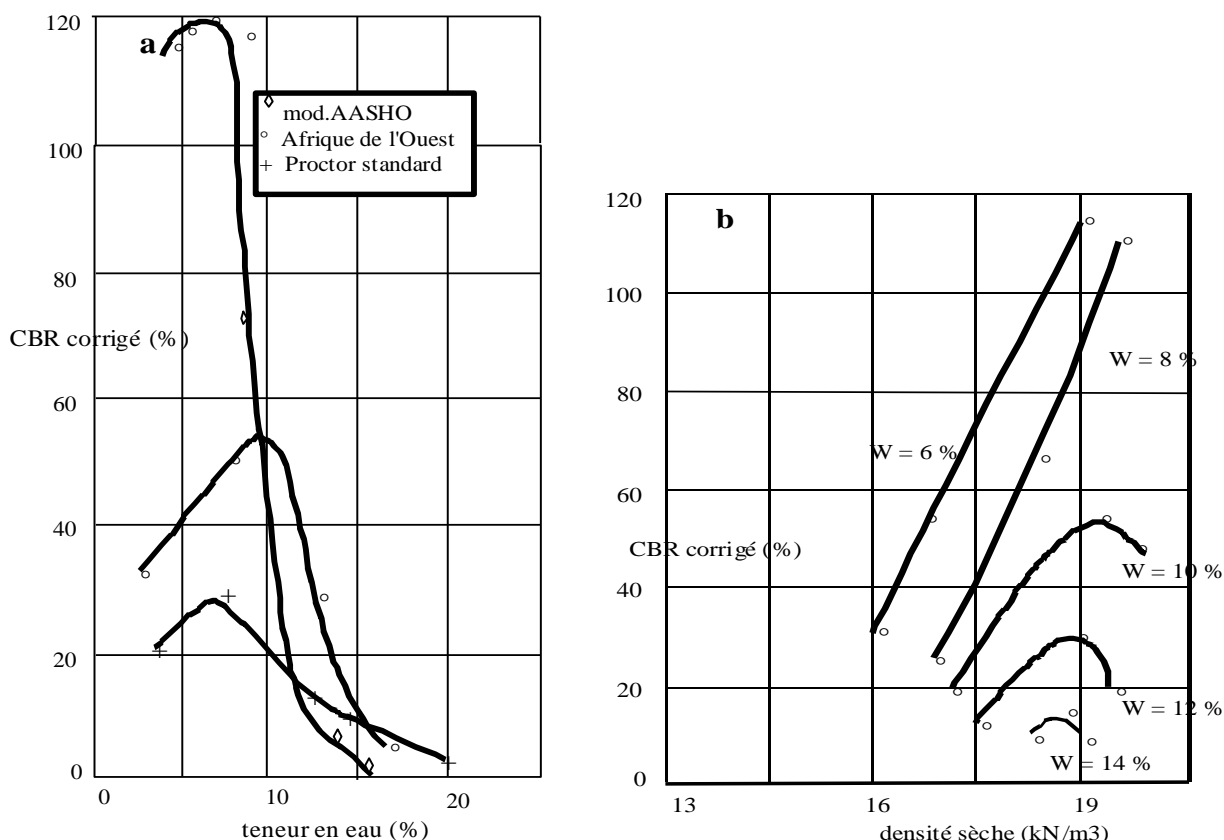
**Fig.II.3a** - Influence de l'imbibition et de la teneur en eau de moulage sur le CBR (Evans, 1958)



**Fig.II.3b** - Influence de l'imbibition et de la teneur en eau de moulage sur le CBR (Evans, 1958)

L'effet du degré de compaction ainsi que de la teneur en eau de moulage est très prononcé : plus est élevée le degré de compactage plus est importante la diminution de la résistance (en terme de CBR) quand la teneur en eau de compactage augmente (Figure II.4).

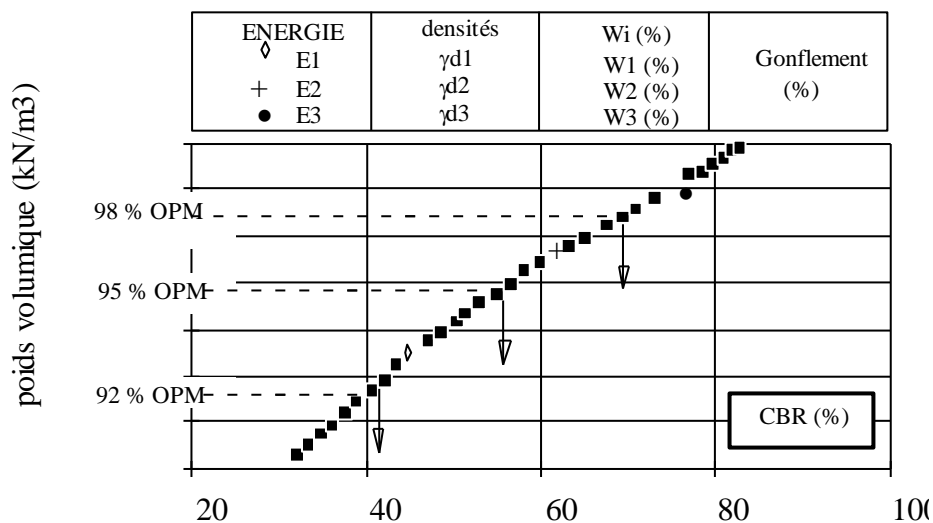
L'utilisation du CBR corrigé est due au fait que les couches de base de routes en terre peuvent supporter des déflexions importantes (Remillon, 1967). D'après cet auteur, il n'est pas rationnel de les dimensionner en partant du CBR à 2,5 mm d'enfoncement de la plateforme surtout si celle-ci est constituée de matériaux plastiques. Alors, après examen des courbes de poinçonnement (contrainte-déformation), on prend en compte un CBR correspondant à une sécurité de 2 par rapport à la rupture.



**Fig.II.4 - a** Influence de la teneur en eau de moulage et de l'énergie de compactage sur le CBR.  
**b** Influence des paramètres de compactage sur le CBR de graveleux latéritiques typiques  
 (selon Hammonds, in Gidigas, 1976)

C'est en tenant compte de ces nombreuses considérations qu'il existe une méthode de détermination de l'indice CBR en Afrique de l'Ouest, communément appelé West African Compaction (USAID, 1969 ; 1971).

Alors, le CBR est déterminé pour 36, 64, 100 % de l'OPM ( $E_1, E_2, E_3$ ) sur des échantillons préparés à l'OPM. Sur un graphique ( $CBR, densité sèche$ ), on détermine la valeur du CBR obtenue pour 95 % de la densité maximale OPM.(Figure II.5)



**Fig.II.5 - Procédures de détermination du CBR (West African Compaction)**

Cette valeur du CBR est la référence de base de la portance d'un sol, prise en compte pour le dimensionnement des chaussées.

## 2 - Résistance au cisaillement

La résistance au cisaillement des sols latéritiques compactés a fait l'objet de nombreuses études (Vargas, 1953 ; 1975 ; Terzaghi, 1958 (*in* Gidigasu, 1976) ; Lumb, 1962 (*in* Malomo, 1983) ; Baldovin, 1969 ; Lohnes *et al.*, 1971 ; Malomo, 1983 ; Samb, 1985 ; Ogunsanwo, 1985 ; 1989).

Il est reconnu que les essais de compression simple ou triaxiaux sur des éprouvettes de latérites sont d'excellents moyens d'investigation pour évaluer la résistance au cisaillement. Clare et O'Reilly (1960) et Lohnes *et al.* (1971) jugent par contre que l'essai de cisaillement à la boîte de Casagrande apporte de bonnes informations, en plus du fait que l'essai est peu coûteux.

### 2.1 - Influence des facteurs pédogénétiques et compositionnels

Pour certains auteurs, les facteurs les plus déterminants sont les facteurs génétiques et compositionnels et, ainsi que les différentes méthodologies et procédures d'essais de laboratoire (Lohnes et Demirel, 1973).

La résistance au cisaillement des sols latéritiques est reconnue dépendant significativement de leur origine, directement lié au degré d'altération de ces sols (degré de décomposition, ferruginisation et état de dessiccation). Ces paramètres sont fonction de la position de l'échantillon au niveau des profils d'altération (Lamb, 1962 ; Lumb, 1962 ; Lohnes *et al.*, 1971 ; Wallace, 1973). Par exemple, Lohnes trouve des variations significatives de ces caractéristiques de résistance en fonction de la profondeur du profil pour des latérites provenant de cendres volcaniques et appartenant au même horizon pédologique.

Concernant le degré d'altération ou de latéritisation, Baldovin (1969) conclut que plus est élevé le degré de latéritisation, plus est élevée la résistance au cisaillement.

Sur la base d'études de sols résiduels de Hong Kong formés selon différentes roches mères, Lumb (1962), identifie trois groupes de sols résiduels en termes de résistance au cisaillement. D'après Lumb, il existe des corrélations significatives selon que la latérite est formée suivant des roches mères différentes. Ceci est en relation avec la texture, la distribution granulométrique, la capacité de drainage (perméabilité) etc.

Il propose une classification géotechnique des sols résiduels tropicaux en termes de résistance au cisaillement, incluant les paramètres de granulométrie et de texture (Tableau II.7). Ainsi, il met en évidence :

- a) sols latéritiques frictionnels avec possibilité de drainage libre ;
- b) sols latéritiques cohésifs ou imperméables ;
- c) sols latéritiques intermédiaires à ces deux classes

types	Description	Critère	Origine
Frictionnel	Frictionnel	% en sable et gravier $\geq 80$ %	Sable de plage ou marin, dépôt éluviaux
Frictionnel - Cohésif	Frictionnel avec un peu de cohésion quand non saturé	% en sable et gravier 50 - 80 %	Granite décomposé
Cohésif - Frictionnel	frictionnel avec une grande cohésion quand non saturé	% en sable et gravier $< 50$ % % d'argile $< 20$ %	Cendres volcaniques, terre rouge
Cohésif	Cohésif	% d'argile $\geq 20$ %, indice de plasticité $\geq 30$ %	Silt marin, terre rouge

**Tableau II.7 - Classification géotechnique de sols latéritiques de Hong Kong provenant de roches mères diverses (Lumb, 1962)**

Les valeurs de résistance au cisaillement de ces différents groupes est reporté au tableau II.8.

Paramètres de résistance	Granite décomposé	Terre rouge	Cendres volcaniques	Silt marin
Angle de frottement	35° - 40°	25° - 35°	30° - 35°	-
Cohésion (kPa)	0 - 0,072 drainé	0 - 0,22 drainé	0 - 0,48 non drainé	0 - 14,4 non drainé

**Tableau II.8 - Paramètres de résistance au cisaillement de quelques latérites résiduelles de Hong Kong (Lumb, 1962)**

Les avis sont très partagés à l'heure actuelle sur la relation entre l'origine pédologique des sols latéritiques et la résistance au cisaillement.

Par exemple, Madu R.M.(1977), à partir d'investigations sur des latérites du Nigéria montre qu'il n'existe pas de réelles corrélations entre les teneurs en oxydes de fer ou d'aluminium et les paramètres physiques ou mécaniques ; autrement dit les facteurs compositionnels ou génétiques ne sont pas prépondérants.

## 2.2 - Influence des paramètres de compactage sur la résistance au cisaillement

De Graft-Johnson *et al.* (1969), Lumb (1962 in Gidigasu (1976)), Baldovin (1969) mettent en relief l'influence du degré de saturation et des teneurs en eau sur cette résistance. Ces auteurs proposent la relation suivante donnant la cohésion effective en fonction de la teneur en eau :

$$c = a.e^{-bW_n}$$

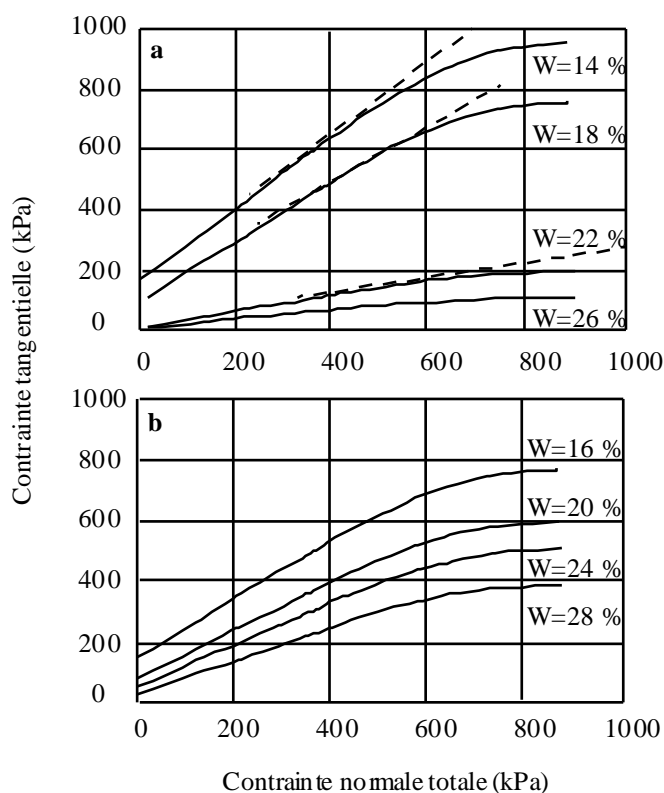
$W_n$  = teneur en eau, a et b sont des constantes expérimentales  
e étant la base du logarithme népérien



Terzaghi (1958), pour sa part, ne trouve pas d'influence des variations de la teneur en eau sur les paramètres non drainés des argiles latéritiques de Sasumua (Kenya).

Clare et O'Reilly *in* Gidigasu (1976) aboutissent aux mêmes résultats sur cette même argile latéritique de Sasumua compactée : les teneurs en eau de moulage et les pressions de confinement ont une influence négligeable sur les paramètres de résistance au cisaillement. Par contre pour Matyas (1969) et Baldovin (1969), l'angle de frottement interne et la cohésion sont effectivement influencés par la variation de la teneur en eau, de même que la densité sèche.

Les figures suivantes (Baldovin, 1969) montrent l'influence des teneurs en eau sur l'enveloppe de rupture dans le cas d'essais de cisaillement à la boîte de Casagrande. La nature de l'enveloppe de rupture est considérablement affectée.



**Fig.II.6 - Influence de la teneur en eau de moulage sur l'enveloppe de rupture de latérites compactées provenant de gneiss (a et b) (Baldovin, 1969)**

### 2.3 - Autres paramètres influençant la résistance au cisaillement

Les travaux de Sikali (1985) sur des latérites du Cameroun montrent l'influence de l'énergie de compactage sur les paramètres de résistance au cisaillement.

De ces travaux on remarque une grande disparité du comportement selon que le compactage est opéré à des compacités supérieures à 95 % de l'Optimum Proctor Modifié (OPM) ou inférieures. Dans le premier cas le comportement est dit fragile avec présence d'un pic à la résistance maximale et dans le second le comportement est ductile.

Omotosho *et al.* (1991) ont étudié des sols latéritiques du Nigéria, compactés et reconstitués successivement. Ils les soumettent à des essais triaxiaux U.U et constatent l'influence de ce mode de préparation sur des paramètres tels que l'indice de plasticité ( $I_p$ ), les indices de granulométrie ( $C_c$ ,

Cu, la génération des fines particules), mais et surtout sur les caractéristiques de cisaillement ; avec une stabilisation de ces différents paramètres pour un nombre de cycles connu. Pour Gidigas (1976), l'influence du poids spécifiques sur les paramètres de résistance est rarement pris en compte. Il est connu que le poids spécifique est une fonction du degré de latéritisation et directement lié à l'augmentation de la teneur en oxydes de fer ou de titane. Des études ont montré que la résistance au cisaillement augmentait quand cette proportion en fer augmente.

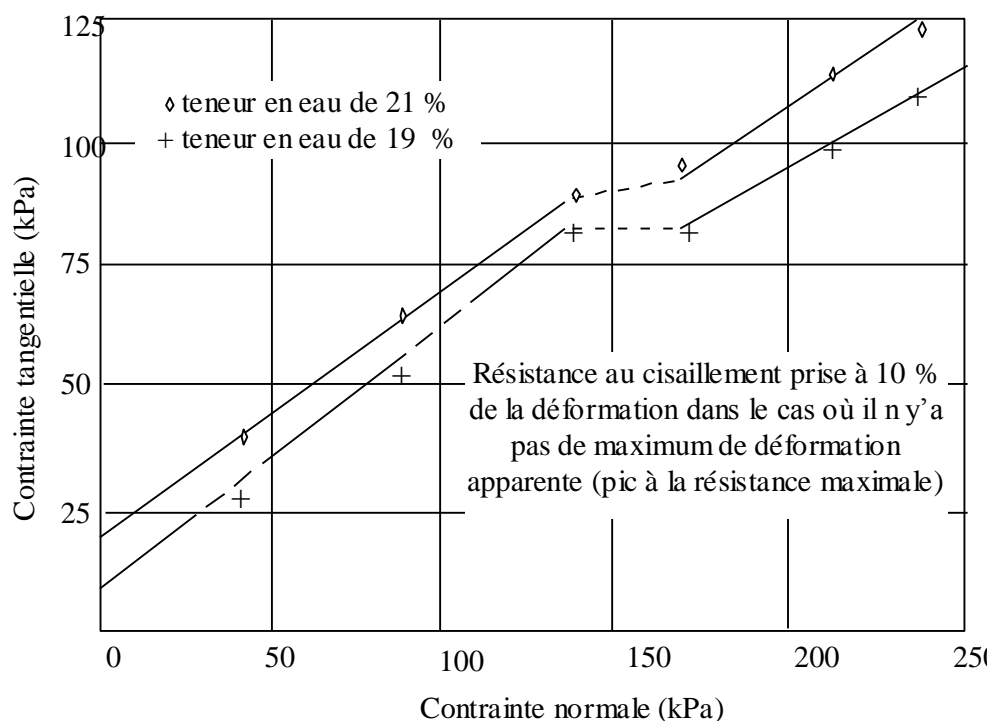
Enfin, des études faisant varier les dimensions de la boîte de Casagrande, la vitesse de cisaillement, montrent que cela n'a pas d'influence sur les paramètres de résistance au cisaillement de sols latéritiques (C.K.Cheung *et al.*, 1988). Pourtant, vu la granulométrie de ce type de sols (pisolitique ou concrétionnaire) cela devrait être le cas.

## 2.4 - Comportement particulier observé sur des graveleux latéritiques intacts et compactés

Lohnes et Demirel (1973) ont observé pour la première fois sur des sols latéritiques soumis à des essais à la boîte de cisaillement un comportement dit d'effondrement (collapsible behaviour) généralement connu sur des argiles partiellement saturées.

Ce comportement est tel qu'il existe une nette distinction de l'allure de l'enveloppe de rupture entre les contraintes faibles et celles à grande intensité (au delà de 200 kPa généralement). Ce comportement n'a été observé que sur des latérites intactes (undisturbed laterites) et dans la littérature pour des sols résiduels intacts tropicaux.

Malomo S.(1983), l'évalue pour la première fois sur des sols latéritiques du Nigéria, cette fois-ci compactés à l'OPM.(Figure II.7). Il montre que pour une teneur en eau donnée, une seule et unique ligne de rupture ne peut être tracée. Il y a deux lignes de rupture, la première à faible contrainte normale, la deuxième à forte contrainte normale. D'après cet auteur, il existe une limite de la contrainte normale pour laquelle le sol s'effondre.



**Fig.II.7 - Mise en évidence de comportement d'effondrement (Malomo S., 1983)**

En faible contrainte, l'importance de la compaction dû à la charge axiale et par la suite la désagrégation des concrétions est faible, l'effet de la contrainte de cisaillement n'est pas très apparent.

Au delà de cette zone de contrainte, l'effet de désagrégation apparaît et demeure constant. Ainsi, il existe une région initiatrice de l'effondrement et au delà le phénomène se manifestant continuellement.

Toujours selon Malomo S., en contraintes normales faibles le comportement est décrit comme celui d'un sable dense dans la mesure où la contrainte tangentielle augmente jusqu'à atteindre un pic et ensuite chute brusquement. En contraintes normales élevées, la contrainte tangentielle augmente très rapidement et n'atteint pas de maximum, même à très grandes déformations ( $\approx 20\%$ ) ; ceci est attribué à un sable lâche. Ces observations sont aussi valables quand il y a changement de la teneur en eau de compactage (figure II.7). Alors, le comportement est à la fois fonction du niveau de contraintes et de la teneur en eau de compactage : les allures des enveloppes de rupture se trouvent changées.

De la même manière, l'analyse des courbes de la variation de volume de l'échantillon au cisaillement (variation de la hauteur de l'échantillon) montre qu'en faibles contraintes, les échantillons se dilatent et en grandes contraintes se contractent.

Ce changement de l'état dilatant à l'état contractant est aussi observé quand la teneur en eau de compactage varie. Si ce phénomène, attribué seulement à des sols latéritiques intacts, est observable sur des échantillons de latérites compactés ; les mécanismes devraient certainement être identiques. Seulement, en reconstituant au laboratoire des échantillons par compactage, on pourrait se mettre en partie dans des conditions *in situ* (la puissance des couches latéritiques pouvant dépasser 100 m dans certains cas).

L'idée simple que les sols latéritiques intacts s'effondrent par la variation du niveau de contraintes, de la dislocation des interconnexions continues du squelette solide (cimentation) ne semble pas être applicable aux sols latéritiques compactés. Mais, l'idée d'un changement important de leurs structures internes ne peut être exclue. Alors, la cimentation des agrégats par compactage peut être brisée sous contrainte et le phénomène est accru s'il y a présence d'eau. Le changement vers un matériau moins dense justifie certainement un phénomène de dégradation et dans ces conditions l'augmentation de la teneur en eau accélère le phénomène.

Pour les sols latéritiques compactés, la structure est une juxtaposition de nodules et de particules argileuses plus fines. Toute variation du niveau de contrainte a pour effet de fragmenter les pisolites et concrétions d'où une génération de fines. On passe alors d'un état granulaire à un matériau plus plastique. Enfin, selon Malomo S. (1981, 1983) et Ogunsanwo O (1989), il existe deux niveaux de structures pour les sols latéritiques compactés :

- a** - une combinaison entre le squelette solide constitué de particules en concrétion ou argileuses, l'espace poreux et de l'eau. Leur disposition géométrique est essentiellement fonction de l'énergie de compactage et de la teneur en eau ;
- b** - une structure interne des particules elles même, identique aux sols intacts. Cette structure est héritée de la structure originelle quand le sol latéritique se formait.

Alors, si des sols latéritiques compactés à la même teneur en eau présentent différents comportements seulement par la variation du niveau de contraintes, alors cela ne peut être dû qu'à la configuration (**b**). Dans ces conditions, le niveau structural constitué de la juxtaposition de particules très liées nécessite un niveau de contraintes élevé pour qu'il y ait désagrégation.

### 3 - Compressibilité et perméabilité des sols latéritiques

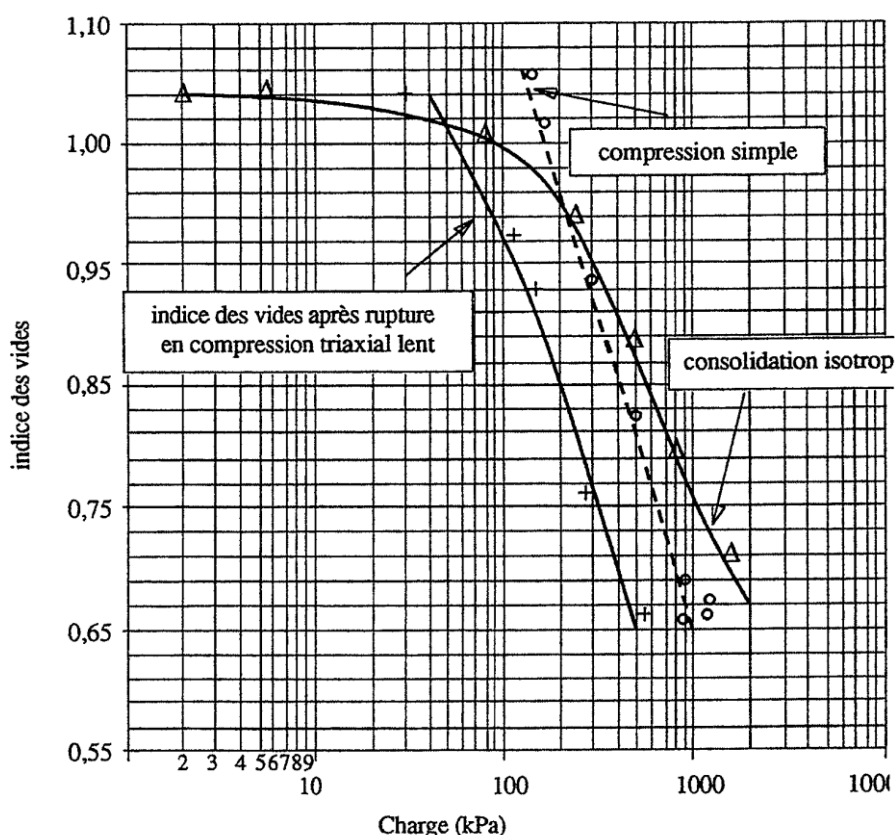
#### 3.1 - Compressibilité des sols latéritiques

Les travaux de Vargas (1953, 1965), de Lohnes *et al.* (1971) se sont essentiellement intéressés à l'étude de la compressibilité des sols latéritiques. Le but de ces études était essentiellement de vérifier que la théorie de la consolidation de Terzaghi était applicable sur des sols de ce type, en vue de travaux de fondation. L'aspect routier a rarement fait le cas de telles études, les pressions en jeu étant excessives.

Selon Vargas (1953), la loi d'évolution de la déformation en essai de compressibilité des sols latéritiques, est similaire aux lois qui gouvernent les phénomènes de consolidation des argiles sédimentaires. D'après cet auteur, la pression de pré consolidation décrite par Casagrande, est valable sur ces sols seulement après un certain niveau de contrainte. Avant cette limite, la diminution de l'indice des vides pendant le chargement est très faible, jusqu'au niveau de contrainte où la relation entre la diminution de l'indice des vides et la contrainte appliquée suit la loi de consolidation.

D'après Vargas, ceci est dû à l'existence d'une pression de "pré consolidation virtuelle" en relation avec l'histoire du matériau (nature du sol, sa position selon les profils pédogénétiques, sa structure). Le phénomène similaire existe quand il s'agit de latérites compactées.

Plusieurs facteurs affectent cette compressibilité, la profondeur des sols en place, la nature de la roche mère et surtout la méthodologie d'essai (figure II.8).



*Fig.II.8 - Influence du mode d'essai sur la compressibilité de sols résiduels provenant de granite et de gneiss (Vargas, 1953)*

L'aspect de la courbe de chargement oedométrique a fait l'objet d'une importante communication par le groupe de travail - [*Sols résiduels tropicaux-(Engineering Geology, Vol.23, I-1990)*].(Gibbs et Bara, 1962 ; Jennings et Knight, 1957 ; Brink et Kantey, 1961 ; Foss, 1973 ; Singh et Al-Layla, 1980 ; Vargas, 1974)].

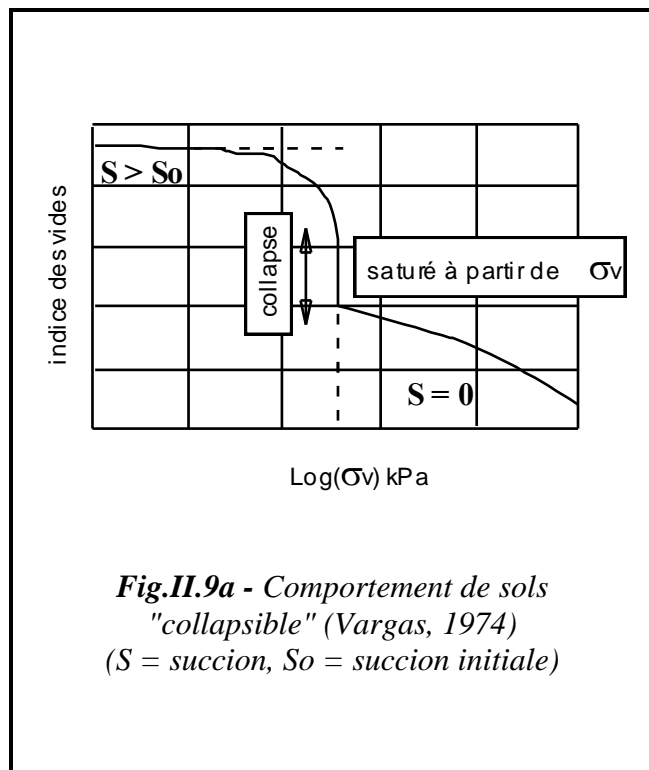
Selon ces auteurs, les sols latéritiques ont des potentialités d'effondrement. Ils ont une texture généralement lâche et ils peuvent supporter de grandes contraintes quand ils sont partiellement saturés, mais offrent une diminution de volume du à l'effondrement quand ils sont saturés, même à faibles contraintes.

Les sols résiduels tropicaux ont tous généralement ce comportement.

Ainsi, l'effondrement résulte de la perte ou la réduction de l'adhérence entre grains solides, due à l'écrasement et directement liée à la présence d'eau dans les sols résiduels tropicaux dont la roche mère a été riche en quartz.

Un autre mécanisme de l'effondrement s'explique par la perte de stabilisation de la tension superficielle entre les ménisques d'eau et les particules solides dans le cas des sols partiellement saturés et surtout de la perte de résistance des particules solides elles-mêmes quand elles sont saturées.

Ceci peut être évalué au laboratoire par l'utilisation de l'oedomètre : l'échantillon est chargé initialement à la teneur en eau optimale, à une pression égale à la pression limite déterminée in situ. A l'équilibre (stabilisation), l'échantillon est saturé et l'effondrement s'observe aussitôt c'est à dire une diminution de l'indice des vides pour une même pression axiale.



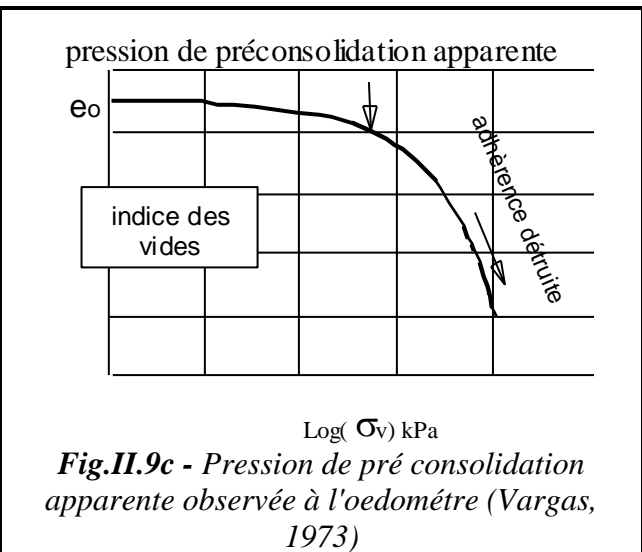
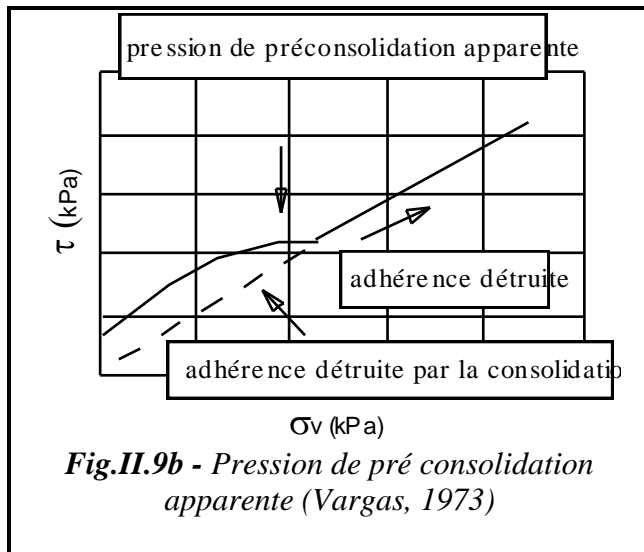
Les figures II.9a, II.9b, II.9c donnent les allures des courbes typiques de comportement d'effondrement.

Jennings et Knight (1957 in (GSEGWPR (1990)) proposent une méthode de détermination de la pression d'effondrement. L'échantillon est saturé après une mise en charge de 200 kPa. Ainsi, le potentiel d'effondrement (collapse potential) est défini par :

$$\frac{\partial e}{1 + e_0}$$

$\partial e$  : variation de l'indice des vides après saturation ;  $e_0$  : indice des vides initial

Le tableau suivant indique les valeurs pour lesquelles l'effondrement devient critique pour un sol résiduel (l'étude porte uniquement sur des sols résiduels intacts). L'extension pourrait être faite pour le cas de sols latéritiques compactés.



Le tableau suivant donne une échelle des désordres occasionné par le simple fait de l'effondrement des sols résiduels tropicaux.

potentiel d'effondrement	considérations
> à 1	pas de problème
1 à 5	désordre modéré
5 à 10	désordre
10 à 20	désordre sévère
au delà de 20	désordre très sévère

**Tableau II.9 - Classification des sols résiduels tropicaux en terme de potentiel d'effondrement (Gibbs et Bara, 1962 in (GSEGWPR (1990))**

Des résultats analogues ont été observés sur les sables à très grandes contraintes (Bishop, 1966), ainsi la déformation est une fonction du niveau de contrainte (Malomo S., 1983). Le phénomène est expliqué par un écrasement des grains à ce niveau de pression.

Cet effet d'écrasement due à la charge est reporté par les travaux de Roberts et Souza (1958 in (GSEGWPR (1990)) et Lee et Farhoomand (1967 in (GSEGWPR (1990))). A cet effet l'influence de la granulométrie sur la compressibilité des sols pulvérulents a été rapporté par plusieurs auteurs tel que Hilf (1975 in (GSEGWPR (1990))). A ce propos, les matériaux bien gradués, doublés de particules à forme roulée, offrent du point de vue de cette propriété, les meilleurs résultats. Or l'écrasement des particules a pour effet de donner lieu à des formes plus aplaties et des résultats ont montré qu'il s'y associe une plus grande compressibilité et un angle de frottement interne plus faible.

Si on devait appliquer un tel raisonnement au cas actuel des sols latéritiques, les désordres granulométriques ne s'expliqueraient plus en termes d'écrasement de particules, compte tenu des niveaux de contraintes  $\sigma'_{3c}$  relativement faibles (application routière).

Les ruptures se produiraient ailleurs où les liens sont beaucoup plus fragiles que ceux là mêmes qui déterminent la microstructure des minéraux. Elles interviennent d'abord au niveau de la matrice fine qui jusqu'ici, exerçait un effet structurant sous l'effet du compactage ; ensuite au niveau des éléments grossiers par déconcrétion, en raison des efforts de contact.

Par conséquent, tant et aussi longtemps que les niveaux de contraintes resteront relativement faibles, condition souvent satisfaite dans le cadre d'applications essentiellement routières, les pertes de caractéristiques devront être d'autant plus importantes que, d'une part la fraction fine est importante, et d'autre part le matériau a acquis un état d'induration peu avancé.

### 3.2 - Perméabilité des sols latéritiques

Les mêmes facteurs qui influencent les caractéristiques des sols latéritiques sont celle-là même qui affectent la perméabilité des latérites.

Le tableau II.10 donne quelques ordres de grandeurs de la perméabilité de certains sols résiduels tropicaux rapportés par Gidigas (1976). Les résultats sont assez irréguliers, mais les différentes études montrent qu'à l'état compacté ces sols sont peu perméables en général.

Référence	type de sol	lieu	Roche mère	Perméabilité (cm/s)
Fanshawe (1962)	Rhyolite résiduelle	Hong Kong	Rhyolite	$10^{-8}$ à $9.10^{-6}$
Vargas et al.(1965)	Gneiss résiduel	Brésil	Gneiss	$3.10^{-7}$ à $6.10^{-6}$
	Basalte résiduel	Brésil	Basalte	$2.10^{-7}$
Terzaghi (1958)	Argile de Sasumua	Kenya	Cendre volcanique	$0,8.10^{-7}$ à $7.10^{-7}$
Matyas (1969)	Argile de Sasumua	Kenya	Cendre volcanique	$2.10^{-7}$ à $6.10^{-8}$
Trow et Morton (1969)	Latérite ferrugineuse	St Dom.	Péridotite	$10^{-3}$
Andrews (1936)	Latérite	Hawaii	Basalte	$1,48.10^{-4}$ à $5,39.10^{-7}$
De Graft-Johnson (1969)	Argile latéritique	Ghana	Granite	$7,5.10^{-5}$ à $1,7.10^{-7}$

**Tableau II.10 - Perméabilité de quelques sols résiduels tropicaux (d'après De Graft-Johnson et Bhata, 1969 in Gidigas (1976))**

## CONCLUSION

La compilation bibliographique que nous venons d'exposer illustre toute la complexité de l'étude des latérites ou des sols latéritiques.

S'il est reconnu que généralement tous les sols résiduels tropicaux évoluent dans des conditions spécifiées vers la latérite, il n'est pas certain que ces mêmes sols résiduels justifient des comportements similaires. La gamme des produits est très vaste et une attention toute particulière devrait être portée sur la connaissance des facteurs pédogénétiques ayant donné naissance à ce genre de sols.

Aussi bien en terme de classification, de résistance au cisaillement, la connaissance de la nature du sol est d'une grande importance car influençant considérablement ses propriétés aussi bien physiques que mécaniques.

En ce qui concerne la suite de notre travail, nous utiliserons la définition de Autret (1980) sur la latérite et le matériau que nous sommes sensés utiliser répond à cette nomenclature. Alors la latérite est décrite comme un sol meuble, formé en milieu tropical, composé d'une fraction granulaire constituée de pisolites ou de nodules ferrugineux emballés dans une matrice fine limono - argileuse.

---

## **PARTIE II :**

- **Généralités sur les latérites du Sénégal**
  - **Etudes statistiques sur une banque de données géotechniques**
-



---

## CHAPITRE III - ELABORATION DE LA BANQUE DE DONNEES

---

Cette partie utilise des données provenant de dossiers compilés par le CEREEQ (Centre Expérimental de Recherches et d'Études pour l'Équipement) du Ministère de l'Équipement du Sénégal. Cet organisme succède au LBTP - Dakar (Laboratoire du Bâtiment et des Travaux Publics) qui était une ancienne filiale du CEBTP.

### 1 - ORIGINE DES DONNEES

Le CEREEQ est l'organisme chargé du contrôle routier au Sénégal. Mais parallèlement à cet aspect, il dispose d'un laboratoire public d'essais et d'un centre de recherche en géotechnique routière.

De 1945 à 1991, le LBTP, ensuite le CEREEQ ont mis sous forme d'archives l'ensemble de leurs travaux routiers sous forme de dossiers d'études. Chaque dossier (3000 en totalité) représente une étude faite sur un gisement de graveleux latéritique ou non. Ces études sont pour la plupart des commandes de l'état sénégalais, généralement supervisées par des bailleurs de fonds de la Banque Mondiale ou du Fond Monétaire International.

Les éléments qu'on trouve dans ces dossiers ont trait à des paramètres de gisement proprement dit, des paramètres géotechniques et des recommandations sur la qualité du graveleux pour son usage routier donnés par l'ingénieur du projet.

### 2 - CHOIX ET TRIS DES PARAMETRES

Dans le cadre de l'utilisation de cette banque de données, nous avons procédé à un certain nombre de tris et de choix, soit des variables (paramètres d'essais), soit des individus (gisement). Par la suite, nous avons pu introduire de nouvelles variables, qui sont généralement la combinaison de variables existantes.

Enfin, l'utilisation de la carte pédologique du Sénégal (Maignien, 1965), nous a permis de connaître pour chaque gisement de graveleux latéritique, la nature du profil lui correspondant et son appartenance à une famille pédogénétique.

Les paramètres de chaque dossier sont les suivants :

#### 2.1 - Paramètres du gisement

Chaque gisement est reconnu au préalable par :

- sa localisation géographique (le repère est souvent la proximité d'une route nationale ou départementale),
- $V_d$ , le volume de la découverte ( $m^3$ ), donne le volume de la couverture, généralement sableuse, sur le gisement de latérite,
- $V_d$ , le volume de matériaux ( $m^3$ ).

## 2.2 - Caractéristiques d'identification

Ce sont les paramètres les plus importants et sont les suivants :

- la granulométrie [ $m$  (%) : passant au tamis de 2 mm (AFNOR 20) et  $f$  (%) : passant au tamis de 0,1 mm (AFNOR 23)]. Ces caractéristiques granulométriques sont prises avant et après compactage.
- les limites d'Atterberg ( $W_l$ ,  $W_p$ ) et l'indice de plasticité ( $I_p$ ) ;
- la densité sèche à l'OPM (Optimum Proctor Modifié) ( $\gamma_d$  max) ;
- la teneur en eau optimale ( $W_{opm}$ ) ;
- le CBR à 95 % OPM à 4 jours d'imbibition et le pourcentage de gonflement au CBR ;
- le CBR et le pourcentage de gonflement pour des graveleux latéritiques traités au ciment ou à la chaux.

## 2.3 - Paramètres nouveaux

A part ces paramètres physiques d'identification et de portance, nous avons ajouté à cette banque de données les paramètres suivants :

- le produit  $f_x I_p$  ou encore module de plasticité défini par Garabiol (1962 in Remillon (1967)) ;
- le produit  $m_x I_p$  ;
- l'appartenance du sol décrit selon les classifications USCS, LCPC, HRH ;
- l'indice de groupe ( $I_g$ ).

## 2.4 - Nature et origine pédologique des graveleux latéritiques pour chaque site

La localisation exacte de chaque gisement de graveleux latéritique permet de connaître sa nature pédologique.

Pour cela, nous avons utilisé la carte pédologique du Sénégal (Maignien, 1965) et les résultats du Lyon Associates (Vallerga *et al.*, 1969 ; 1971).

Alors pour chaque site, on détermine la nature du profil pédologique définie par la carte pédologique et son appartenance suivant les familles décrites par la notice de cette même carte.

En plus de cette description, la nature de la roche parent est généralement décrite, mais avec plus d'incertitude.

## 3 - DESCRIPTION DE LA BANQUE DE DONNEES

Si on retient toute la banque de données, on arrive à 3000 cas d'études ; un gisement pouvant faire l'objet de nombreuses études (variabilité dans l'espace) ou une seule par exemple.

Systématiquement, on élimine tous les cas ne traitant pas de graveleux latéritiques.

Ce premier tri fait, on arrive à peu près d'un millier de cas (800 exactement). Ensuite, on procède au second tri qui élimine systématiquement tous les cas où l'étude est incomplète. Dans ces cas, par exemple, le concepteur ne traite pas de la portance, ou de la granulométrie etc...On en arrive à 267 gisements à traiter sur 3000 dossiers.

La comparaison entre observations ne pouvant se faire que pour des familles de tailles identiques. Sans quoi, il est pratiquement impossible de faire les analyses statistiques que nous proposons de faire par la suite.

Enfin, on essaie de tester si les 267 individus constituent un bon échantillonnage. Pour cela, on essaie de suivre certaines variables sur la totalité de la banque et ensuite on les compare au 267 individus ; on arrive généralement à des nuages de points identiques (disposition géométrique semblable).

Une autre manière de faire est de voir si, sur la carte les 267 individus concernent l'ensemble du pays. Le résultats est que la partie occidentale est plus étudiée que les autres, le reste représentant au plus 40 % de l'ensemble. Ceci s'explique par l'importance de l'activité économique dans cette zone.

## CONCLUSION

Les tris successifs faits n'enlèvent pas à la pertinence de la banque de données. L'ensemble du territoire est assez bien représenté ; un regroupement est plus net dans la partie occidentale du pays, cela dénote de son importance économique.

Enfin, cette banque de données sera étudiée de plusieurs manières :

- une étude générale qui permet de situer les données dans le cadre géotechnique,
- une étude comparative de certains paramètres pris avant et après compactage,
- une étude statistique élémentaire par moyennes et écart-types selon les familles définies,
- une analyse des données pour une recherche de corrélations entre la portance (CBR) et les caractéristiques physiques d'identification,
- enfin, la recherche d'une classification géotechnique de ces graveleux latéritiques du point de vue routier.

---

## CHAPITRE IV - GENERALITES SUR LES LATERITES DU SENEGAL

---

### INTRODUCTION

#### Identification

Les sols formés dans des conditions pluviométriques identiques sont connus pour avoir les mêmes caractéristiques morphologiques, minéralogiques et géotechniques (Dumbleton et Nevill, 1962 ; (Dumbleton *et al.*, 1966; *in* (Gidigas,1976; Vallerga *et al.*, 1969)).

Il existe des systèmes d'identification pour quelques sols résiduels basés selon la relation entre les sols, leurs origines et les facteurs pédogénétiques (Dumbleton *et al.*, 1966 ; Gidigas, 1972 ; Vargas, 1988). Par exemple, certaines corrélations ont été obtenues entre la nature de la roche mère et la classification de Casagrande pour différentes latérites. La relation entre le climat et les caractéristiques de consistance ont été aussi considérées par plusieurs auteurs ; par exemple, Clare (1960), Remillon (1967) proposent un groupement entre latérites de l'Ouest et du Centre Africain sur la base de conditions végétales et climatiques.

#### Différenciation

D'après Remillon, les sols ferrugineux sont ceux formés en zone tropicale sèche sous la savane avec une moyenne de précipitation de 1200 mm par an. Dans ces zones l'évaporation dépasse les précipitations pendant la saison sèche qui dure huit mois.

Les sols ferralitiques, dans un autre côté, se forment dans une zone tropicale humide, où l'on a une moyenne annuelle de précipitation qui ne dépasse pas 1200 mm. Les précipitations dépassent l'évaporation et la durée de la saison sèche est de 4 mois. Les grandes différences entre ces deux types de sols viennent des conditions climatiques, et ceci se répercute sur leurs caractéristiques chimiques et minéralogiques. Pour les sols ferrugineux, la limite de liquidité (*Wl*) est généralement supérieure à 50 % et l'indice de plasticité (*Ip*) à 30 %, et pour les sols ferralitiques de 50 et 30 % (Remillon, 1967). Clare (1960) a aussi trouvé une corrélation significative entre la pluviométrie et la plasticité pour des sols d'Afrique Centrale.

Une méthode pour identifier les sols tropicaux lessivés est basée sur la relation entre la nature de la roche mère et sa position dans le diagramme de plasticité de Casagrande. Par exemple, Evans (1957) montre que les sols latéritiques d'origine volcanique se localisent généralement selon la ligne A, de même que d'autres argiles rouges et noires issues de roches ignées basiques. Cependant, d'autres études (Ackroyd, 1959 ; De Graft - Johnson *et al.*,1972) révèlent qu'il n'existe pas de relation unique entre l'origine génétique et les caractéristiques de consistance pour des sols hautement latéritisés et les sols mixtes graveleux latéritiques - quartzeux. Par exemple, il n'est pas possible de distinguer les sols concrétionnaires, des graveleux latéritiques quartzeux. Cela est dû au fait que l'influence du pourcentage de fines dans les sols concrétionnaires - graveleux quartzeux sur les caractéristiques de consistance n'est pas unique.

#### Le cas des sols du Sénégal

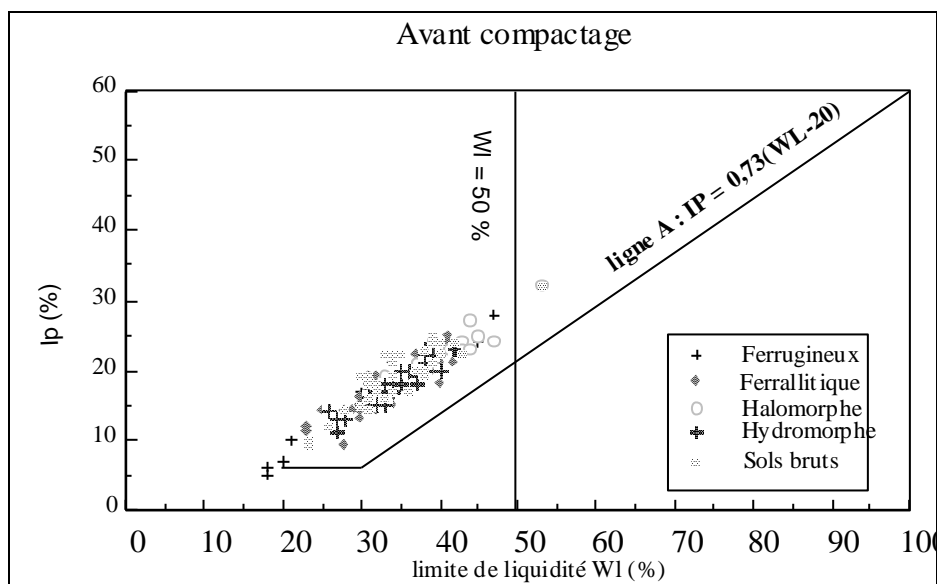
Les rapports finaux du Lyon Associates (2 et 3) (Vallerga *et al.*, 1969) et (Remillon, 1967) confèrent pour la grande partie des sols du Sénégal une nature ferrugineuse. Cependant ce caractère est en opposition avec les données de la pédologie (Maignien, 1965) qui distingue beaucoup plus de profils non ferrugineux que ne le soulignent les auteurs précités.

La limite entre ces deux types n'est pas réellement nette, la véritable réponse devrait provenir d'études pédologiques et minéralogiques très poussées.

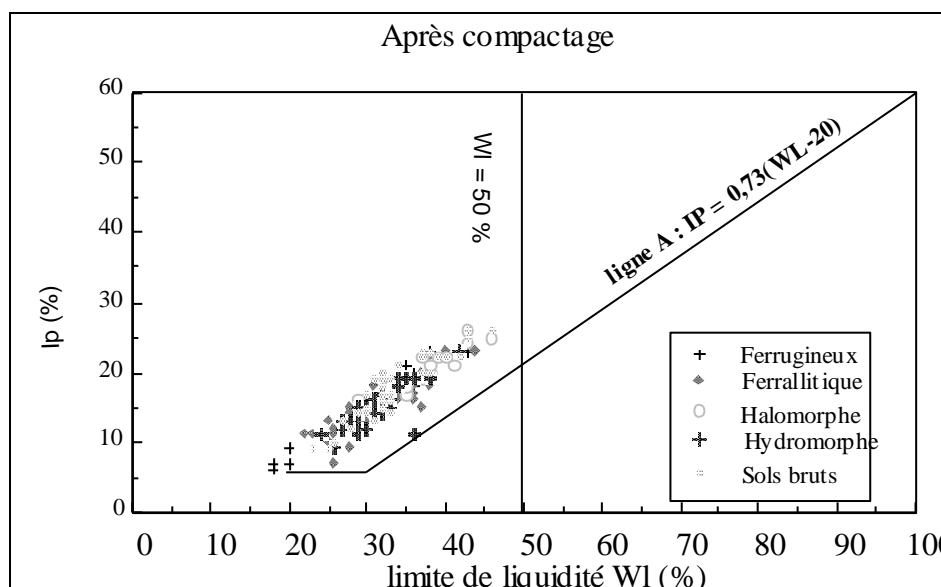
## 1 - TYPES DE MATERIAUX ETUDIES

La plupart des valeurs de plasticité des échantillons du Sénégal s'étalent selon la ligne A et au dessus de celle-ci. Le nuage de points est limité par les droites  $WI = 18 \%$  et  $WI = 50 \%$  et appartiennent pour l'ensemble au groupe des argiles peu plastiques.

Il n'existe pas de réelles différenciations entre les familles pédologiques définies au préalable : les ensembles se regroupent indifféremment. (figures IV.1a et IV.1b)



*Fig.IV.1a - Position des latérites du Sénégal avant compactage dans le diagramme de plasticité de Casagrande.*



*Fig.IV.1b - Position des latérites du Sénégal après compactage dans le diagramme de plasticité de Casagrande.*

Les différents points expérimentaux se situent dans le domaine généralement réservé aux sols latéritiques ferrugineux. Mais aussi dans celui des argiles peu plastiques.

En passant de l'état naturel à l'état compacté, on remarque un faible changement.

### **Conclusion :**

Selon Gidigas (1976) et Remillon (1967), la distinction entre sols ferrugineux et ferralitiques peut être visualiser par le diagramme de plasticité de Casagrande .

Le Lyon Associates (Vallerga *et al.*, 1969 ; 1971) quantifie cette distinction et met en évidence les relations suivantes :

- les sols ferralitiques sont apparemment plus plastiques que les sols ferrugineux,
- les sols tropicaux sont groupés selon une droite définie par  $I_p = 0,63.(W_l - 12)$  qui met en relief de hautes limites de plasticité.

Pour les graveleux du Sénégal, on peut remarquer que la majorité des points se localisent dans le domaine des sols ferrugineux définie par Remillon (1967), mais aussi dans celui des argiles peu plastiques.

Enfin, l'influence de l'origine pédologique n'est pas nette selon le diagramme de plasticité de Casagrande. Dans la partie bibliographique, nous avons largement fait état de la différenciation des graveleux latéritiques selon les différentes classifications pédologiques. On a alors définit des graveleux ferrugineux, ferralitiques etc.

Mais du point de vue de l'ingénieur, on peut se poser la question de l'intérêt que pouvait offrir des classifications de ce type. Selon Autret (1980), des études sur le Ghana montrent que : compte tenu de la dispersion des échantillons, il n'est pas facile de distinguer un graveleux ferrugineux d'un graveleux ferralitique, même par leur passant à 80  $\mu\text{m}$  ou par l' $I_p$ . Quoique en moyenne les matériaux ferralitiques étudiés soient plus plastiques (Remillon, 1967).

De notre côté, c'est essentiellement par curiosité scientifique que nous tenterons de discriminer nos graveleux selon leurs appellations pédologiques. C'est une autre manière d'utiliser à son maximum les résultats de la banque de données géotechniques dont nous disposons.

## **2 - INFLUENCE DU COMPACTAGE SUR L'EVOLUTION DE QUELQUES CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES**

Une comparaison des caractéristiques géotechniques entre l'état naturel et l'état compacté des latérites est rarement tentée, certaines caractéristiques ne sont déterminées dans les études d'ingénieur qu'à l'état naturel.

En ce qui concerne la granulométrie, le fuseau change peu, les allures sont toujours identiques ; concernant les limites de consistance, le changement est plus net et il y a une nette évolution de la plasticité.

La conséquence la plus importante qu'induit le compactage est d'une part la génération de fines particules et d'autre part la variation de la plasticité. Cela est d'autant plus important pour la tenue d'une assise routière, que les différentes spécifications en tiennent compte d'une manière importante.

Certains auteurs introduisent la notion d'effondrement de la structure sous l'effet du compactage. Ce concept que relate Malomo S. (1981, 1983) révèle un comportement d'effondrement identifié seulement sur les sols latéritiques non remaniés et a été expliqué par l'existence de particules dégradables du sol qui se fragmentent sous la charge.

Dans le cas d'essai de compression par exemple la fragmentation a lieu avant que la rupture du sol ne se produise. A l'étape du compactage, ce phénomène se reproduit et signifierait indirectement une perte de résistance par diminution de la plasticité, de l'augmentation des fines mais surtout de la diminution de la porosité par colmatage, indirectement de la perméabilité..

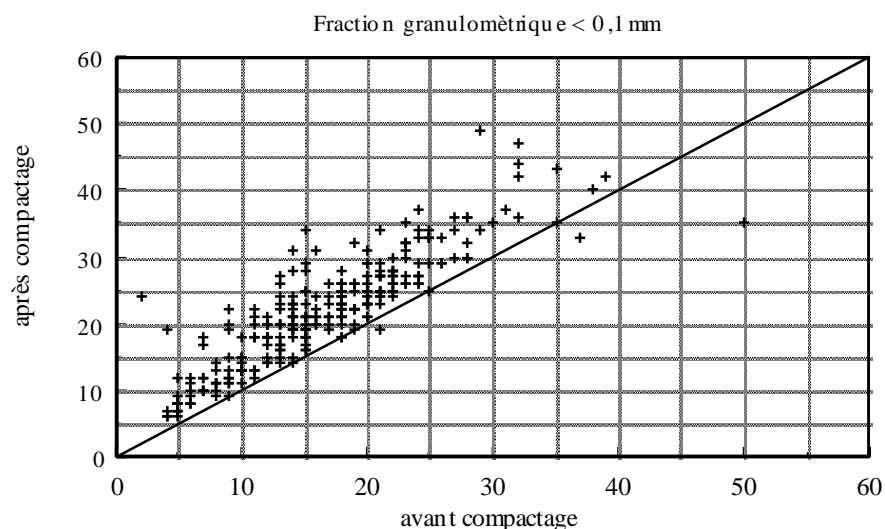
## 1 - Caractéristiques granulométriques

Les latérites sont généralement en structure concrétionnaire et ceci se réalise par agrégation des sesquioxides (de fer ou d'alumine), positivement chargés autour des particules argileuses de charges négatives. Cette agrégation se bâti plus facilement dans le cas des oxydes de fer que dans celui des oxydes d'alumines (Evans, 1958 in Gidigas (1976)).

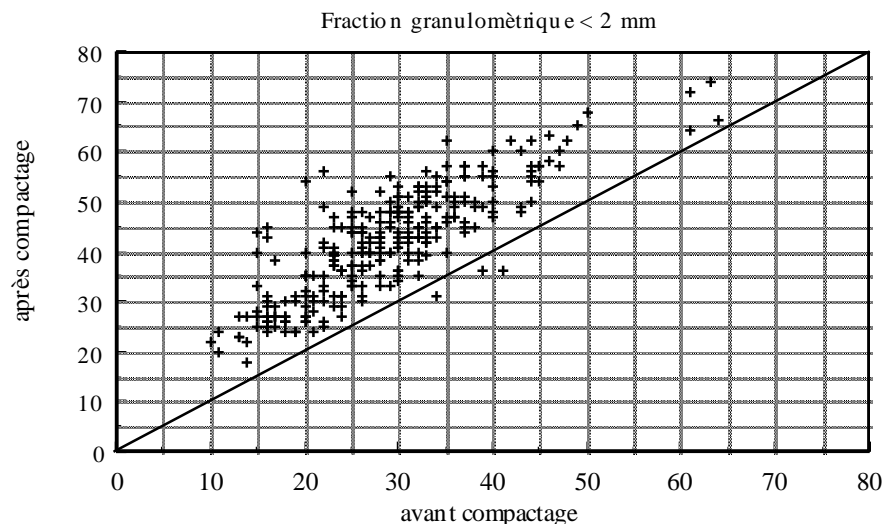
Cela ne suffit pas cependant pour corroborer l'idée d'une définition des latérites basée sur un fuseau type, encore moins pour consacrer le terme à une fraction particulière d'un ensemble plus vaste dénommé sols latéritiques. De nos jours ces conceptions sont certainement obsolètes. Car il ne fait plus de doute que les latérites ne se distinguent pas par la seule allure de leurs courbes granulométriques.

Ce qui est vrai cependant, c'est qu'une transposition rigoureuse des modes opératoires standards conduit souvent à des résultats erratiques. Dépendant surtout des conditions de préparation, les écarts peuvent être considérables si on les compare à d'autres matériaux.

Les figures IV.2a et IV.2b illustrent des modifications granulométriques induites par compactage sur les graveleux latéritiques du Sénégal.



**Fig.IV.2a** - Influence du compactage sur la granulométrie-Latérites du Sénégal



**Fig.IV.2b** - Influence du compactage sur la granulométrie-Latérites du Sénégal

De façon générale, le remaniement se manifeste au niveau granulométrique par une génération de fines, qui résulte de la désagrégation des concrétions ou pisolites et le phénomène est d'autant plus important que l'action mécanique est forte.

## 2 - Evolution de la plasticité

Les latérites contenant en général du passant au tamis  $\neq 40$  ( $0,425 \text{ mm}$ ) en proportion importante, leurs caractéristiques mécaniques en dépendent forcément ; par conséquent, les règles régissant leur utilisation dans le cadre des structures routières, font toujours état des limites de consistance. Les conditions critiques sont spécifiées par référence à des valeurs de la limite de liquidité ( $Wl$ ), mais surtout de l'indice de plasticité ( $Ip$ ).

La proportion des fines demeure aussi un critère d'utilisation de grande importance, deux raisons pouvant être évoquées :

- d'abord parce que la qualité recherchée est avant tout la stabilité du matériau et pour ce faire, la matrice fine doit être maintenue au delà d'un pourcentage minimal de façon à pouvoir contenir par cohésion l'action abrasive du trafic. Une limite supérieure doit cependant être spécifiée pour contrôler une éventuelle perte complète de contact entre les éléments de gros calibre.
- ensuite parce que les propriétés drainantes du matériau en dépendent.

Beaucoup d'auteurs rapportent des cas de chaussées ayant connu une ruine prématurée; parce que la question relative au drainage a été sous évaluée au départ. Le souci de concilier ces diverses exigences nous confine souvent dans des choix très limités voire quelquefois impossibles à réaliser. Auparavant, nous avons évoqué un phénomène difficile à contourner c'est à dire la génération de fines en fonction des conditions de traitement.

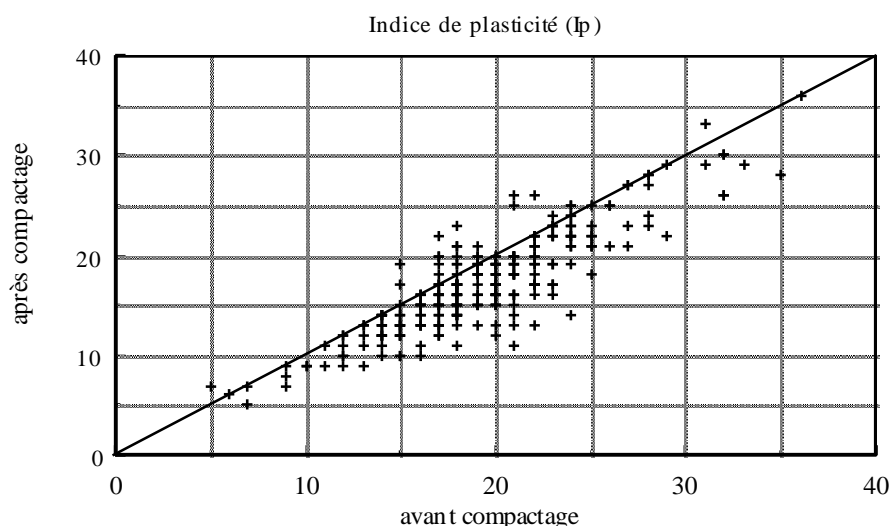
La modification de plasticité, qui est un corollaire, est aussi préoccupante. Cette modification se conçoit bien en ce sens que la plasticité, par essence, reflète l'affinité mutuelle des grains du sol, sous différentes conditions de teneur en eau ; les facteurs influents sont alors la dimension et la nature minéralogique de ces grains. Or, un des effets de la désagrégation est justement de changer les proportions relatives des différents minéraux présents dans la partie fine. L'importance de la question a justifié les nombreux résultats publiés dans ce sens. Un caractère commun à ceux-ci est que la plasticité manifeste souvent une tendance à la hausse, par suite d'un remaniement ; l'augmentation s'appliquant sur  $Wl$ , alors que  $Ip$  reste stable (Terzaghi, 1958).



L'explication s'appuie sur l'hypothèse que la concrétion se réalise essentiellement autour des particules argileuses, annihilant leur activité à l'état intact. La destruction de cette structure, obtenue par action mécanique, permet une dénudation de celle-ci, restaurant de ce fait cette activité.

Cependant, l'augmentation de plasticité par suite d'une déconcrétion ne peut être généralisée à toutes les latérites, comme on peut le constater sur la Figure IV.3.

Pour ces matériaux, on observe en effet, une variation à la baisse. On est alors porté à croire, pour autant que les facteurs influents demeurent ceux évoqués ci-dessus, que la désagrégation peut avoir comme effet d'enrichir la partie fine en minéraux non argileux ; *ceci reviendrait à admettre la possibilité d'une présence importante de quartz dans la partie interne des concrétions*. Une étude principalement orientée vers l'aspect minéralogique du matériau, serait d'un apport important pour élucider ce comportement peu commun. Cet aspect constitue à notre avis une des spécificités des latérites du Sénégal.



**Fig.IV.3 - Influence du compactage sur la plasticité-Latérites du Sénégal**

## CONCLUSION

La distribution granulométrique des sols latéritiques du Sénégal, ainsi que leurs caractéristiques de consistance varient de l'état naturel à l'état compacté.

Ces changements ont pour conséquence une production de fines particules et une baisse de la valeur de la plasticité. Cela pourrait induire une baisse de la perméabilité, en ce sens que la production de fines particules a pour conséquence la cimentation encore plus accrue des concrétions graveleuses pour peu qu'il y ait un chargement et que ces fines soient argileuses. Et par effet de colmatage ceci réduirait la porosité de ces sols connus pour être très poreux.

Ces caractéristiques sont des facteurs importants à prendre en compte pour la conception d'ouvrages routiers.

---

## CHAPITRE V - STATISTIQUES SUR LA BANQUE DE DONNEES

---

### INTRODUCTION

Pour être rationnelle, toute utilisation de matériaux en corps de chaussée doit normalement s'appuyer sur un système de classification qui permet à la fois :

- de distinguer ou de différencier les matériaux,
- de fixer certains critères quant à leur mode de sélection et de mise en œuvre,
- aussi de tenir compte du paramètre de portance CBR, seul indicateur des performances d'un matériau pour son utilisation en technique routière.

Les spécifications routières dans les pays tropicaux placent l'indice CBR comme le paramètre incontournable pour le dimensionnement routier. Ainsi la connaissance de cet indice permet de définir l'épaisseur des couches de chaussées en utilisant l'abaque de Peltier.

L'abaque de Peltier est une illustration de l'*Essai WASHO* (1955), ensuite de l'*Essai AASHO* (1956 - 1960) (Shook J.F. et Finn F.N., 1966) ; adaptée pour le cas des sols américains et européens, son emploi sans adaptation dans les pays africains a été justifié par l'inexistence d'un autre moyen de dimensionnement routier ou de spécifications sérieuses.

L'étude de la portance ou *Californian Bearing Ratio* (CBR) d'un graveleux latéritique naturel en fonction de ses caractéristiques d'identification a intéressé plusieurs auteurs.

Garabiol M. (1962 in Remillon (1967)) a établi une relation entre le produit mIp (module de plasticité) et l'épaisseur de chaussée.

Remillon M. (1967) a trouvé une relation entre le produit mIp (module de plasticité), le CBR et la nature du graveleux (*ferrugineux ou ferrallitique*).

Fenzi N. (1972 in Autret (1980)) propose une relation entre le CBR des graveleux latéritiques du Cameroun et le passant au tamis de 0,42 mm.

Autret (1980), en étudiant d'éventuelles corrélations sur des graveleux latéritiques remarque de grandes dispersions.

### 1 - OBJET ET MOTIVATION DE L'ETUDE

Les Laboratoires africains disposent généralement de quantités importantes d'archives sur des études de graveleux latéritiques. Il a été tentant pour plusieurs organismes de trouver l'existence de corrélations entre le CBR et certains paramètres d'identification.

Mais dans le même ordre d'idée, il fallait proposer des catalogues routiers pour le dimensionnement des chaussées. La considération particulière à cet effet est que cela soit de moindre coût, ensuite que la mise en œuvre soit d'une bonne praticabilité.

### 2 - TRAVAUX ANTERIEURS

## 2.1 - Les travaux du Lyon Associates (Vallerga *et al.*, 1969 ; 1971)

Le Lyon Associates avait initié un grand programme de recherche intéressant la presque totalité des pays africains sud-sahariens. Il avait pour but essentiel de générer une classification des sols latéritiques africains, de proposer de nouvelles méthodes de dimensionnement de chaussées sur assises latéritiques et de chercher de réelles corrélations entre la portance CBR et certaines caractéristiques physiques des sols latéritiques.

Gidigas (1976) tire de l'ensemble de ces travaux une relation, reprise depuis par plusieurs auteurs :

$$CBR = 72,5 \log \frac{\gamma_d \max}{I_p} - 7,5$$

0,68

coefficient de corrélation  $r =$

$\gamma_d \max \cdot [g/cm^3]$

## 2.2 - Les travaux du CEBTP (CEBTP - ISTED, 1984 ; 1990)

Un autre programme fut initié par le CEBTP et concernait le Cameroun, la République Centrafricaine, le Congo, le Burkina Faso, le Togo et le Zaïre. Les variables retenues étaient la granulométrie, les limites d'Atterberg, la densité sèche maximale, la teneur en eau optimale et le CBR.

De cette étude, il ressort d'une part que les paramètres de granulométrie ne sont pas indépendants et d'autre part que le refus, l'indice de plasticité et le produit  $fI_p$  dépendent d'autres paramètres. En effet, de fortes dispersions furent observées, ainsi qu'un nombre limité de corrélations suffisamment significatives (sont considérées comme telles les valeurs de  $r > 0,5$ ).

La recherche de corrélations intuitives entre plusieurs paramètres, par exemple :

$$CBR = \frac{R \times \gamma_d \max}{f^2 \times I_p}$$

$$R = 100 - \text{Passant à } 0,01 \text{ mm (f)}$$

n'a pas donné de résultats satisfaisants ; il y a une forte dispersion des valeurs. De même des régressions multiples confirment les résultats précédents.

### Conclusion :

Les diverses tentatives se sont toujours butées à la méconnaissance du paramètre de portance (CBR) qui semble généralement être indépendant des caractéristiques d'identification. En plus les études faites intègrent une quantité de données de provenances très diverses : cela peut sembler hasardeux du fait que les différents sols peuvent être de natures très différentes. Pour notre part, la démarche sera sensiblement différente, en ce sens, que nous tenterons de trouver des interconnexions simples ou multiples par l'analyse des données statistique. Ensuite, seulement après cette étape, nous tenterons à la fois une classification statistique utilisant l'approche probabiliste par la théorie des tests de signification. Il n'existe pas à notre connaissance de document faisant état de la démarche suivie pour aboutir à un système de classification. S'il a été basé sur des études de corrélations, et s'il repose sur un support statistique, tout cet ensemble de justifications ne semble pas avoir été publié.

Par ailleurs, depuis 1945, des informations nouvelles sont venues compléter la masse des données dont disposait le CEREEQ : de nombreuses études routières et une quantité importante d'essais et de résultats s'ajoutent à celles dont on pouvait se prévaloir.

Ces considérations constituent la justification principale de cette étude et elles déterminent les objectifs qu'elle s'est assignée et qui sont les suivants :

- reconstituer à partir d'une masse plus ample de données le support technique et statistique d'une classification en testant les corrélations qui peuvent exister entre les différents paramètres géotechniques qui définissent les graveleux latéritiques du Sénégal ;
- préciser et affiner, le cas échéant, les limites jusque là admises des différentes classes de graveleux ; en proposant de nouvelles si celles-ci se justifient ;
- jeter les bases d'un système permettant de mieux sélectionner les graves en fonction de leur destination dans les corps de chaussées ;
- afin, appréhender les "blocages" ou les problèmes sur lesquels doit s'orienter la recherche en vue d'une meilleure utilisation des matériaux.

L'étude suivante utilise la même banque de données qui a servi au chapitre précédent. En plus des caractéristiques physiques de graveleux latéritiques et de la portance CBR, des identificateurs géologiques ou pédologiques (origine et nature de la roche mère) sont retenus.

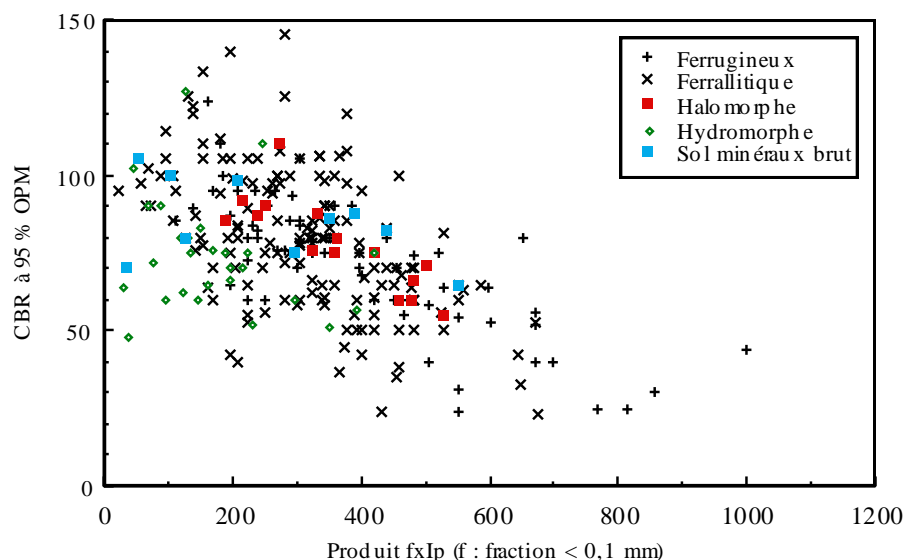
### 3 - ETUDES DES GRAVELEUX LATÉRIQUES DU SENEGAL

#### 3.1 - Etudes antérieures et comparaisons

Les travaux de Samb (1986), sur les mêmes données du CEREEQ ont permis d'établir une relation paramétrique logarithmique entre le CBR et le module de plasticité, de la forme :

$$A = 14,37 - 2,58\log(\text{CBR}) \quad r=0,607 \text{ avec } A = I_{px}\text{Passant } 0,1 \text{ mm}$$

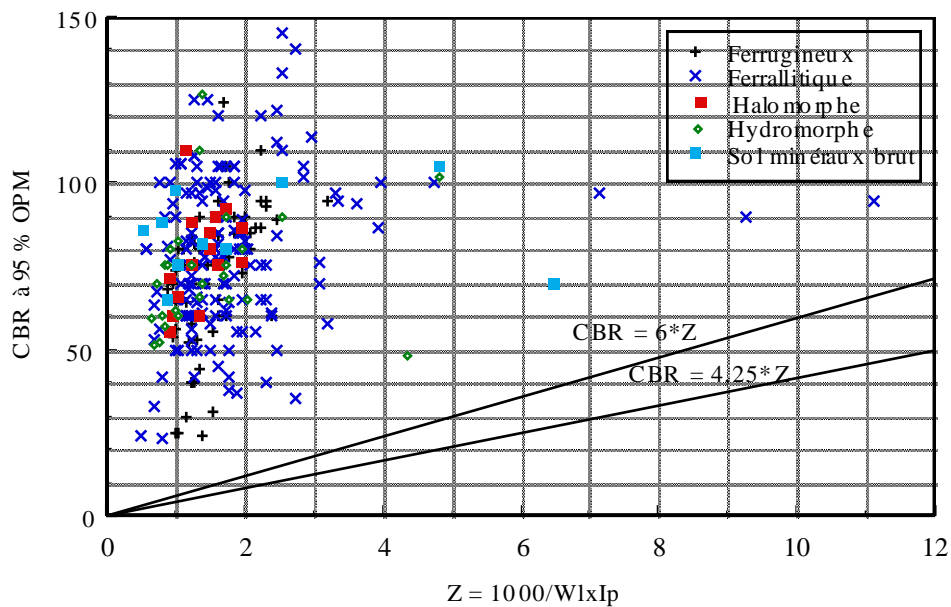
Ce travail n'aboutit pas à une classification des graveleux latéritiques du Sénégal. Nous avons retracé le même graphique. Pour cette fois le nombre d'individus est plus important. L'observation de ce graphique (Figure V.1) montre un nuage diffus : on observe une trop forte dispersion des points. Même par une relation logarithmique, nous n'obtenons pas un coefficient de corrélation semblable à celui de Samb (1986). La représentation par familles est donnée à l'annexe II. Mais il faudra souligner que c'est la meilleure approximation que l'on puisse avoir sur cette banque de données, comme nous le verrons plus loin.



**Fig.V.1 - Influence de la fraction fine sur la portance CBR - Latérite du Sénégal**

Remillon (1967) propose le diagramme de la Figure V.2 et distingue les droites  $CBR = 6.z$  et  $CBR = 4,25.z$  ( $z = \frac{1000}{Wl \cdot Ip}$ ) en dessous desquelles correspondent des matériaux non graveleux. En deçà correspondent des graveleux latéritiques où on a les ferrugineux qui dépassent fréquemment 80 % de CBR, les ferrallitiques au contraire restent dans une gamme plus modeste. Il conclut cette étude, en soulignant qu'il est pratiquement pas possible de prévoir la portance CBR en partant des caractéristiques d'identifications des matériaux.

Nous avons reporté nos points expérimentaux sur le même diagramme et on peut distinguer, en dehors de quelques points marginaux, que les nuages de points se recoupent indifféremment. Ce genre de diagramme ne nous apporte pas plus d'information sur l'éventuelle possibilité de discriminer l'ensemble des observations par leurs identificateurs pédologiques.



**Fig.V.2 - Position des latérites du Sénégal dans le diagramme de Remillon (1967)**

Grâce aux régressions simples, les régressions multiples, et les régressions pas à pas, on peut obtenir parfois des coefficients de corrélations assez grands. En hiérarchisant les modèles, on pourrait les classer par degré de complexité:

- modèle construit à partir de deux mesures :

$$CBR = f(mIp) \quad r = -0,59$$

$$CBR = f(fIp) \quad r = -0,55$$

$$fIp = f(\log CBR) \quad r = 0,58$$

$$mIp = f(\log CBR) \quad r = 0,62$$

- modèle construit à partir de trois mesures :

$$CBR = 143,43 - 1,05.m - 0,26.f - 1,66.Ip \quad r = -0,61$$

- modèle construit à partir de quatre mesures :

$$CBR = 116,74 - 0,07.mIp - 1,79.(100 - m) \cdot \frac{\gamma_{dmax}}{f2.Ip} \quad r = 0,61$$

$$CBR = 190,6 - 3,85.f - 3.Ip - 0,05.mIp + 10,15.fIp - 16,06.100. \frac{\log \gamma_{dmax}}{Ip} \quad r = -0,55$$

Après cette étape, il faut vérifier si les régressions trouvées sont justifiées.

Ainsi, on essaie de trouver un ajustement entre le CBR vrai et celui estimé, par exemple à partir de représentations du modèle de Samb (1985). Ainsi, avec n'importe quel modèle, l'approche du CBR est très mauvaise.

Par exemple, pour un CBR estimé de 60 %, on trouve des CBR réels de 20 à 80 %, c'est à dire des catégories d'emploi routier différentes (Dufort M.-P., 1993).

### 3.2 - Statistiques élémentaires

L'étude statistique porte sur 267 individus (chaque individu caractérise un gisement de graveleux latéritique). Les variables suivantes,  $W_{opm}$ ,  $\gamma_{dmax}$ , CBR et  $I_p$ , sont les plus significativement importantes puisqu'elles sont la base des différentes normes de dimensionnement établis (CEBTP - BCEOM, 1980; Normes Brésiliennes etc...). On peut tenter une première approche par le calcul des moyennes et écart-types. (Tableau V.1)

Variables	Moyenne	Ecart-type
m avant compactage	28,7	9,3
m après compactage	41,9	10,8
f avant compactage	16,5	7,3
f après compactage	21,9	8,1
Wl avant compactage	35,6	6,3
Wl après compactage	33,1	5,8
Wp avant compactage	16,4	2,7
Wp après compactage	15,9	2,8
Ip avant compactage	19,3	4,9
Ip après compactage	17,2	4,9
$\gamma_{dmax}$	20,9	1,2
$W_{opm}$	8,3	1,5
CBR	76,9	21,7
mIp	545,8	207,2
fIp	319,2	159,4
m - f	12,2	4,8

**Tableau V.1** - Statistiques élémentaires sur les variables les plus significatives

Si on considère les valeurs moyennes de CBR obtenues, on remarque que le matériau est tout à fait satisfaisant pour les couches de fondation et de base pour lesquelles on exige généralement des CBR respectifs de 30 et 80 %.

En fait, ces résultats sont mieux visualisés par une représentation sous forme de barres d'erreur autour de la moyenne (*Cf. Annexe II*). Cette démarche n'est possible que sous l'hypothèse d'une distribution normale des variables.

Les tests montrent que les valeurs de la granulométrie présentent une certaine dispersion autour de la moyenne, celle des limites d'Atterberg est moindre.  $W_{opm}$  et la densité sèche maximale varient peu.

Le CBR a une moyenne assez élevée (76,9), mais comme la dispersion autour de la moyenne est considérable, les matériaux sont dans l'ensemble de qualités très dissemblables (tableau V.1).

Pour mieux décrire la répartition des valeurs, il est commode de représenter chaque variable sous forme d'un histogramme de fréquence (Annexe II). Les histogrammes sont rarement bimodaux, (et dans ce cas, ce n'est pas net), ils sont le plus souvent monomodaux et asymétriques. On ne cherche pas à les ajuster à une loi, mais on peut présumer une tendance de type loi normale. Ce résultat, nous permettra par la suite de comparer les moyennes par classes.

Enfin, un autre moyen d'étudier l'ensemble des mesures est d'obtenir la matrice de corrélation.

### 3.2.1 - Etude de la matrice de corrélation

Ceci a été réalisé pour l'ensemble des variables (tableau V.2). Cela permet d'observer des affinités entre les variables (valeur absolue du coefficient de corrélation  $r$ ) et le sens de variation des unes en fonction des autres (signe de  $r$ ).

VARIABLES	CBR	$\gamma_d$ max	f ac	f ap	m ac	m ap	Ip ac	Ip ap	Wl ac	Wl ap	WOPM	Wp ac	Wp ap
CBR	1												
$\gamma_d$ max	0,24	1											
f ac	-0,49	-0,57	1										
f ap	-0,48	-0,68	0,87	1									
m ac	-0,47	-0,51	0,86	0,81	1								
m ap	-0,34	-0,69	0,75	0,85	0,83	1							
IP ac	-0,30	0,06	0,03	-0,03	-0,17	-0,20	1						
IP ap	-0,31	0,21	0,00	-0,08	-0,15	-0,27	0,87	1					
Wl ac	-0,33	-0,16	0,16	0,14	-0,06	-0,06	0,92	0,80	1				
Wl ap	-0,35	-0,01	0,15	0,10	-0,04	-0,12	0,84	0,93	0,87	1			
WOPM	-0,29	-0,77	0,49	0,57	0,48	0,53	0,03	-0,06	0,25	0,15	1		
Wp ac	-0,23	-0,47	0,33	0,38	0,15	0,22	0,34	0,30	0,67	0,52	0,51	1	
Wp ap	-0,17	-0,41	0,31	0,36	0,20	0,24	0,26	0,24	0,48	0,51	0,49	0,65	1

**Tableau V.2** - Matrice de corrélation sur l'ensemble des variables

Il est important de souligner que le coefficient de corrélation ne représente que le *degré de liaison linéaire* des variables (calcul par la méthode des moindres carrés), aussi il doit être manipulé avec beaucoup de précautions. Par ailleurs, on peut faire un rapide calcul du seuil de signification de  $r$ .

#### • Seuil de signification des coefficients de corrélation

*L'estimateur du coefficient de corrélation théorique  $\rho$  est le coefficient de corrélation empirique  $r$ . Pour faire le test d'hypothèse sur  $\rho$ , on a besoin de la distribution d'échantillonnage de  $r$ .*

*Pour  $\rho = 0$ , la distribution de  $r$  est symétrique et l'on utilise une loi de Student.*

Pour  $\rho \neq 0$ , la distribution est dissymétrique. On se sert de la transformation de Fisher, qui suit approximativement une loi normale.

Ces méthodes se résument selon les tests suivants :

**- test sur l'hypothèse  $\rho = 0$**

On utilise le fait que la statistique

$$t = \frac{r\sqrt{N-2}}{\sqrt{1-r^2}} \quad [1]$$

suit une distribution de Student avec  $\nu = N - 2$  degrés de liberté.

**- test sur l'hypothèse  $\rho = \rho_0 \neq 0$**

On utilise le fait que la statistique

$$Z = \frac{1}{2} \text{Ln} \frac{1+r}{1-r} = 1,1513 \text{Log}_{10} \frac{1+r}{1-r} \quad [2]$$

suit approximativement une loi normale de moyenne

$$\mu_Z = \frac{1}{2} \text{Ln} \frac{1+\rho_0}{1-\rho_0} = 1,1513 \text{Log}_{10} \frac{1+\rho_0}{1-\rho_0}$$

et d'écart-type

$$\sigma_Z = \frac{1}{\sqrt{N-3}}$$

Ces tests permettent de trouver les limites de confiance des coefficients de corrélation. La relation [1] est appelée transformation de Fisher.

• **Application**

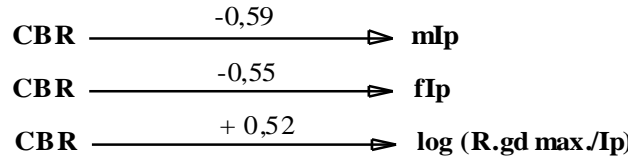
Nous disposons de 267 individus. Si on considère, le test valable au seuil de 5 %, on teste la relation suivante pour  $|r|$  :

$$\frac{2}{\sqrt{N-3}} \quad \text{ce qui donne } 0,123$$

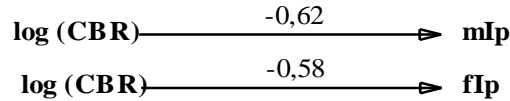
donc si  $-0,123 < r < +0,123$ ,  $r \neq 0$  n'est pas dû au hasard (au seuil de 5 % de risque de se tromper), c'est dire qu'il est susceptible d'exister une liaison linéaire entre les deux variables considérées. Si, on devrait tenir compte de cette estimation, alors une corrélation de 12,3 % sera considérée comme valable ; ce qui est relativement faible. Ceci étant posé, on peut dégager quelques généralités de l'observation de la matrice de corrélation :



- les corrélations les plus fortes du CBR, se font avec :



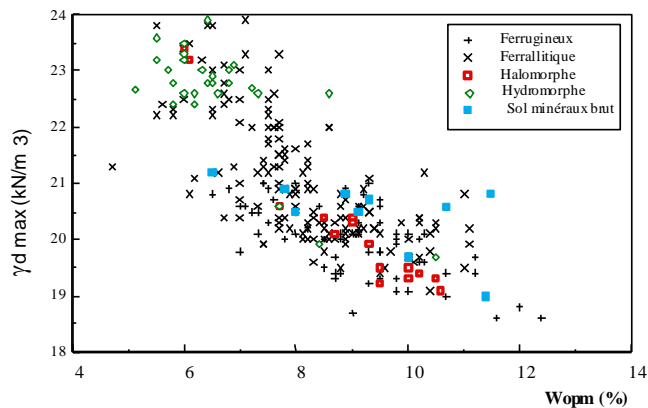
-  $\log(\text{CBR})$  est également assez bien corrélé avec



La liaison n'apparaît cependant pas très forte, et dans tous les cas ne permet pas une évaluation satisfaisante du CBR par ce biais. Les variables explicatives du CBR sont elles-mêmes parfois fortement intercorrélées (par exemple,  $W_{lac}$  et  $W_{lap}$   $r = 0,92$ ).

Ces résultats nous amène à croire, que pour le CBR, il nécessite une étude beaucoup plus fine.

Enfin, la figure V.3 ci-après montre une assez bonne corrélation entre la densité sèche et la teneur en eau à l'Optimum. Ce résultat est classique.



**Fig.V.3** - Evolution de la teneur en eau à l'Optimum en fonction de la densité sèche maximale - Latérites du Sénégal.

## 4 - ANALYSES DES DONNEES - INTERCONNEXIONS MULTIPLES

### 4.1 - Analyse en composantes principales

Vu l'importance des variables qualitatives définies (pédologie et géologie) nous procéderons d'abord à une Analyse en Composantes Principales, ensuite à une Analyse Factorielle Discriminante.

La recherche d'interconnexions multiples suppose d'abord d'éliminer les variables pour les quelles la corrélation est suffisamment significative.

Sur 20 variables à traiter, nous n'avons retenu que les paramètres dont les relations ne sont pas bien définies, à l'exception des limites de consistance.

Aux variables physiques nous avons ajouté une distinction par la pédologie (répartie en cinq classes : *ferrugineux, ferrallitique, halomorphe, hydromorphe, sol minéraux brut* ; tirée de la carte pédologique du Sénégal (Maignien, 1965).

Notre démarche vise ainsi à dégager des assemblages et aussi de chercher selon les types, des corrélations statistiquement significatives entre le CBR et les autres caractéristiques.

En dehors des identificateurs pédologiques, les paramètres définis sont la granulométrie, les limites d'Atterberg, la portance CBR, la teneur en eau optimale, la densité sèche maximale, les produits  $f_{lp}$  et  $m_{lp}$ , leur différence.

L'ACP est la méthode de base de l'Analyse des données. Elle permet de s'intéresser à la structure d'ensemble des individus observés sans chercher à en déduire des lois valables pour la population dont ils sont issus. Cela se rapproche de la statistique descriptive.

L'objet est la description des données contenues dans un tableau individus - caractères numériques (les caractères qualitatifs étant remplacés sous la forme d'un tableau de variables indicatrices prenant les valeurs 0 ou 1).

L'ACP remplace les caractères initiaux par des caractères non corrélés de variance maximale et d'importance décroissante. L'examen du cercle de corrélation permet d'interpréter les composantes principales et de repérer rapidement les groupes de caractères liés entre eux ou opposés à condition toutefois que les points soient proches de la circonférence (cercle de corrélation).

Dans le cas de notre étude, plusieurs combinaisons peuvent être faites :

- ACP retenant toutes les variables (variables qualitatives, variables quantitatives avant et après compactage),
- ACP sans les variables qualitatives ;
- ACP sans les variables après compactage.

Tous ces cas ayant été menés, nous exposerons ici, le cas de l'ACP retenant en plus des variables qualitatives (le cas global), les variables avant et après compactage.

En effet, la disposition relative des nuages de points dans le plan des individus ou celle des variables dans le plan des variables est plus ou moins la même partout.

#### **4.1.1 - Résultats de l'ACP**

Quatre axes ont été retenus (1, 2, 3, 4) et les plans suivants (12, 13, 14). Les figures V.4a, V.4b, V.4c suivantes donnent la représentation des variables dans les plans 12, 13.

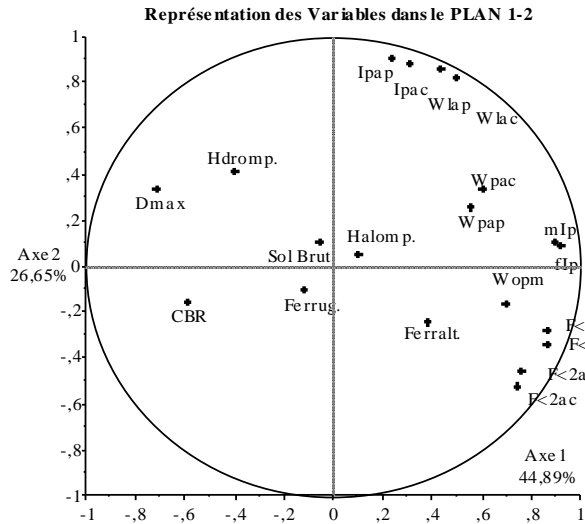


Fig. V.4a

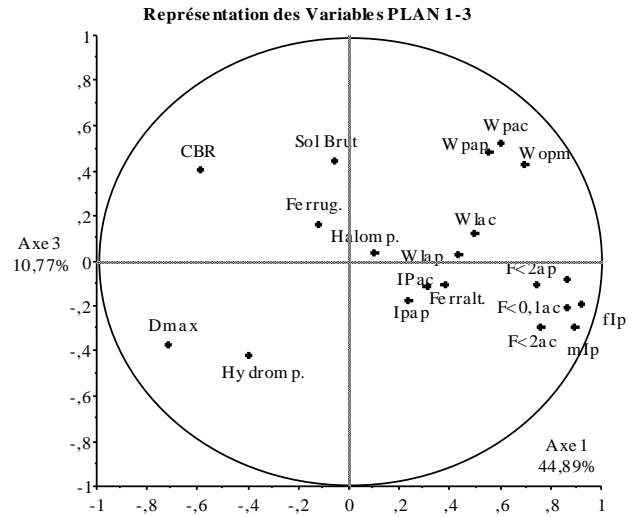


Fig. V.4b

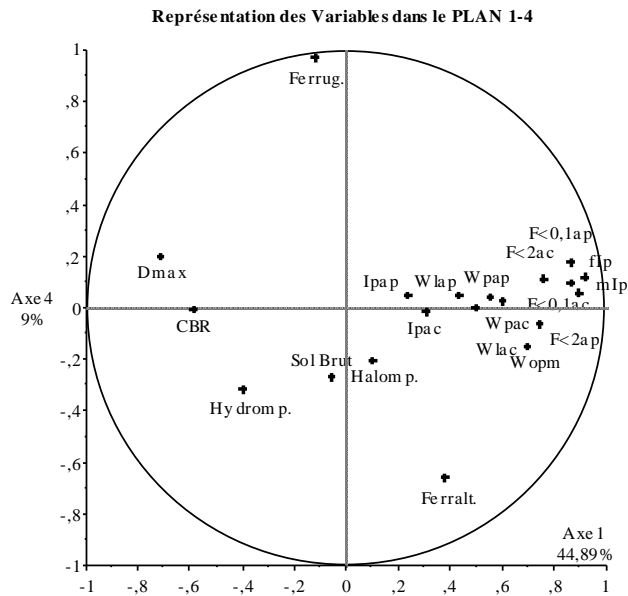


Fig. V.4c

Fig. V.4 - ACP - Représentation des variables dans les plans factoriels

#### 4.1.2 - Interprétations des nuages de points sur les plans factoriels

Les contributions des axes I, II, III et IV sont respectivement de 45, 26, 11 et 9 % ; les plans factoriels retenus sont les plans 12, 13, 14. Ils sont bien représentatifs de l'analyse factorielle.

- sur le plan des variables (Figures V.4) :

La première remarque est qu'il existe des assemblages assez distincts suivant les plans retenus. Ces assemblages sont le groupe granulométrie, le groupe limites d'Atterberg, ensuite à un moindre égard celui de la densité sèche et du CBR. La teneur en eau optimale entre dans le groupe des limites d'Atterberg.

L'axe I est bien expliqué par les indices de plasticité, l'axe II par la densité sèche, le CBR et les teneurs en eau.

Les nuages granulométrie - limites d'Atterberg se trouvent toujours étalés selon les axes II, III et IV et, proches du cercle de corrélation ( $r = 1$ ) ; ils sont néanmoins séparés par l'axe I. Cela signifie que les paramètres de granulométrie et ceux de limites sont en relation normale, en d'autres termes les caractéristiques de granulométrie se déduisent de ceux des limites par une relation "normale" et vice versa. Aussi ces groupes bien individualisés sont en relation "inverse" avec le groupe ( $\gamma_{dmax}$ , CBR) et toutes ces relations s'étalent selon l'axe II (plan 12, 13). Concernant le CBR, il est toujours assez éloigné du cercle de corrélation, si ce n'est qu'il est toujours relativement proche de  $\gamma_{dmax}$ , dans les plans 12, 13 et se trouve être séparés par les axes II, III et IV.

Enfin, on remarque que tous les identificateurs pédologiques se trouvent être expliqués par tous les autres axes à l'exception de l'axe I qui déterminent essentiellement les paramètres physiques d'identifications. En plus, ces mêmes identificateurs se trouvent généralement au centre du cercle, donc à corrélation très faible. L'exception est que la densité maximale est assez bien expliquée par les sols halomorphes.

En n'incluant pas les caractères après compactage, on obtient les mêmes dispositions géométriques ; mais on obtient dans ce cas une variance sur l'axe II plus faible. Les caractères avant et après compactage étant liés.

#### **- sur le plan des individus (Figures V.5) :**

En représentant les individus sur le plan 12 en fonction de leur origine pédologique (n'intervenant pas dans le calcul des axes), on peut étudier une affinité éventuelle entre des groupes d'individus de caractères proches et leur origine pédologique. En fait les informations apportées sont très limitées. L'axe I semble opposer les sols ferrallitiques aux sols ferrugineux et halomorphes, mais ce n'est qu'une tendance, les nuages de points se recoupant très largement.

Par exemple selon les axes III et IV, on peut remarquer (plan 13 et 14) qu'il existe une certaine discrimination, notamment des sols minéraux bruts, des ferrallitiques, mais cette observation est justifiée, dans la mesure où c'est sur ces axes que sont discriminées les familles pédologiques (voir nuages des variables). Ainsi, chaque variable qualitative définit le centre de gravité d'un ensemble de points appartenant à la même famille.

On peut toutefois souligner l'existence de certaines observations marginales et ainsi les sols ferrallitiques apportent de bonnes corrélations avec la granulométrie, les sols halomorphes expliquent bien la densité sèche etc. Mais on remarquera que tous ces nuages se recoupent très largement, même s'il peut exister des valeurs assez marginales.

Si on représentait maintenant le CBR (annexe II) comme caractère discriminant, on pourrait représenter les individus en fonction des classes de CBR auxquelles ils appartiennent (dans ce cas le CBR entre dans le calcul des axes) ; ainsi, le groupe qui semble le mieux se détacher est le groupe ( $CBR < 35$ , une dizaine d'individus), mais encore une fois les groupes se recoupent très largement. On peut d'emblée retenir que les axes II, III, IV montrent l'isolement des différentes familles pédologiques sans relation évidente avec les autres caractéristiques physiques ou de portance.

On peut aussi avancer les considérations suivantes :

- le résultat le plus important est qu' aucun paramètre géologique n'est bien corrélé avec les caractéristiques physiques et de portance ;

- les nuages (CBR- $\gamma_d$  max.), ensuite granulométrie s'étalent (en fuseau) selon les axes II, III, IV. Une bonne approximation du CBR passera certainement par une relation  $CBR = f(\gamma_d \text{ max.}, \text{ granulométrie})$ .

La caractérisation des graveleux latéritiques du Sénégal en terme de nature de la roche parent ou de l'origine pédogénétique ne semble pas a priori adéquate, *l'origine de la roche mère ne semble pas les différencier*. L'observation des individus dans les différents plans atteste de cette absence de différenciation par la nature de la roche - parent. (figures V.5).

Représentation de s individus dans le plan 1-2

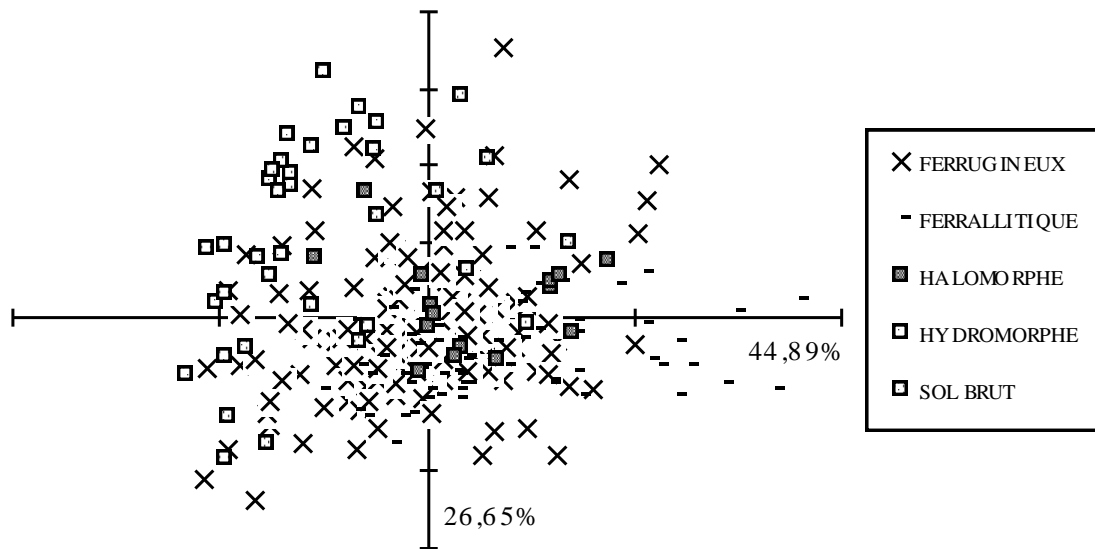


Fig.V.5a

Représentation de s individus dans le plan 1-3

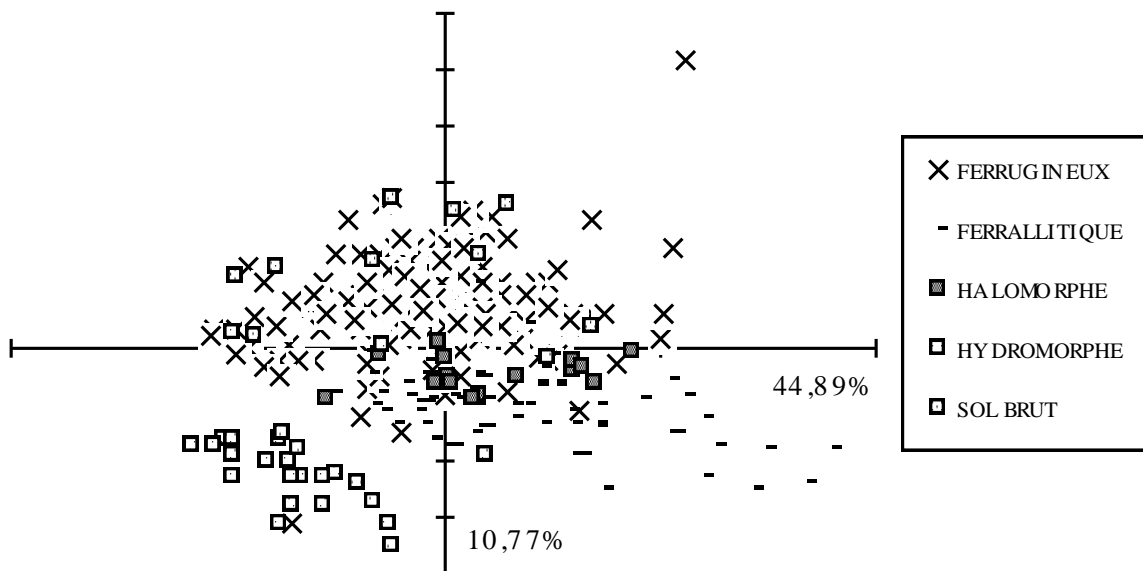


Fig. V.5b

### Représentation des individus dans le plan 1-4

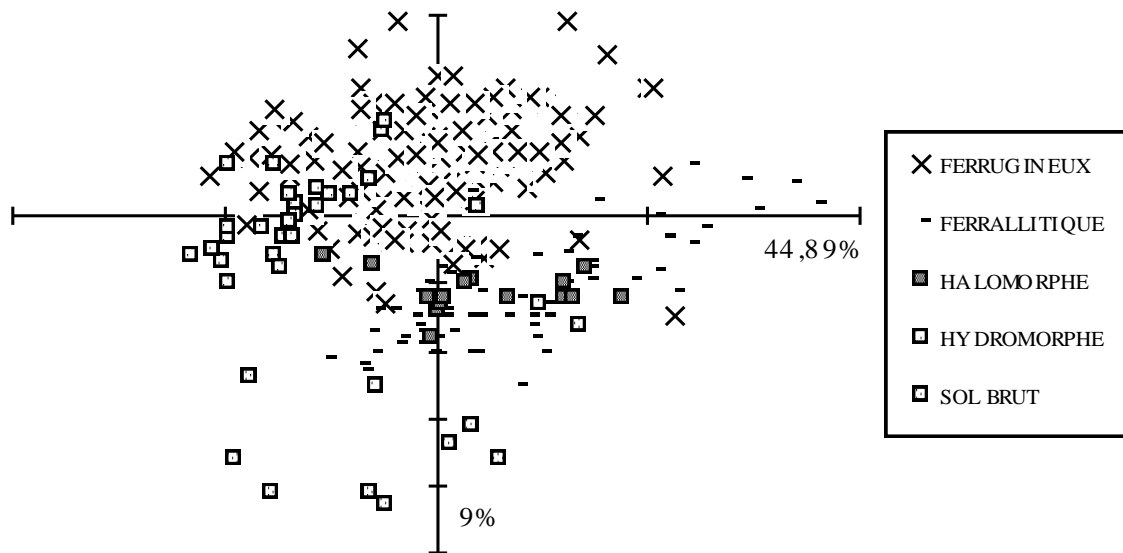


Fig. V.5c

Fig.V.5 - ACP - Représentation des individus dans les plans factoriels

#### 4.1.3 - Conclusion

La majorité des spécifications routières définissent des classes de portance en fonction de l'origine pédologique ou climatique du graveleux latéritique naturel (Congo, Gabon, Zaïre, Brésil, Centrafrique, etc...).

Sur cette base, on distingue des latérites sur calcaire, grès, marno-calcaire (Gabon) ou encore en zone de savane ou de forêt (Congo). En ce qui concerne les graveleux latéritiques du Sénégal les résultats de l'ACP ci-après semblent confirmer l'analyse de Nahon (1971) sur l'existence d'une même entité latéritique après latéritisation.

A savoir qu'après celle-ci, toutes les latérites ont une "configuration unique" et ce qui différencie plus une latérite d'une autre se trouve être le degré de cuirassement et de l'état où elle se trouverait.

Enfin, on peut remarquer que l'analyse multivariable par l'ACP ou la recherche d'interconnexions multiples ne permet pas, dans le cas de cette étude de dégager ou d'observer des corrélations suffisamment satisfaisantes. Même dans le cas de latérites appartenant à la même série stratigraphique (les latérites du Sénégal appartiennent pour la plupart à la même période géologique, Anté Continental Terminal).

Afin de confirmer l'ACP, nous allons tester une Analyse Factorielle Discriminante (AFD).

#### 4.2 - Analyse factorielle discriminante

L'analyse factorielle discriminante permet, à l'aide d'une visualisation sur un plan factoriel approprié, de décrire les liaisons entre caractères à expliquer et les caractères explicatifs.

Considérons un ensemble d'individus sur lequel on observe un caractère qualitatif prenant  $q$  modalités. Chaque individu est repéré par une seule modalité de ce caractère, on a ainsi défini une répartition de l'ensemble des individus en  $q$  classes disjointes. Par ailleurs, on mesure sur les mêmes

individus p caractères quantitatifs. On se pose le problème suivant : les q classes diffèrent-elles sur l'ensemble des caractères quantitatifs ?

Nous avons vu que l'ACP n'a pas permis de discriminer nos observations par les q modalités que nous avons définies. Il nous faut dire aussi que le codage [0,1] apporte un poids supplémentaire à la variance totale, ce qui à notre avis biaise les résultats. Pour le cas de l'AFD, nous avons retenu cette fois, en plus des modalités définissant l'origine pédologique des graveleux latéritiques, la nature du substratum lui ayant donné naissance. Seulement il s'agit d'être extrêmement prudent pour cette dernière modalité. Car les distinctions faites par Maignien (1965) sur la pédologie sont certainement claires et correctes, surtout qu'elles sont en parties confirmées par plusieurs auteurs, ne serait ce que sur des portions du Sénégal (Maignien, 1965,1966), (Tessier *et al.*, 1965, 1975), USAID (1969), Nahon (1976).

Seulement, concernant la nature de la roche parent ayant donné le graveleux latéritiques, il s'agit d'être très critique car ce sont en partie des suppositions généralement tirées des processus pédogénétiques et on sait que le profil latéritique peut naître d'un apport allochtone (apporté) ou autochtone (sur place).

Enfin, concernant notre banque de données, nous nous sommes moins inquiétés, dans la mesure où les deux grandes familles définies par la pédologie correspondent généralement aux deux grandes familles définies par la roche originelle. On peut affirmer alors que seule l'origine pédologique suffit pour tenter de discriminer les individus.

Ainsi, pour ces deux types de modalités, nous avons procédé à plusieurs combinaisons (six analyses factorielles) :

- analyse factorielle retenant toutes les variables en changeant la modalité qualitative (roche parent ou origine du profil). Les contributions par rapport à l'inertie sont respectivement 72 et 78,5% ;
- analyse factorielle retenant seulement les variables les plus importantes en changeant la modalité qualitative (roche parent ou origine du profil). Alors les contributions par rapport à l'inertie deviennent respectivement 89,3 et 91,2%.

Nous n'exposerons que ces deux combinaisons, pareillement à l'ACP, suivant la configuration retenue la disposition relative des points selon le plan des variables ou des individus est identique.

#### 4.2.1 - Résultats de l'AFD

Le tableau suivant résume les corrélations entre les paramètres les plus importants, il s'agit du cas intégrant les six variables les plus importantes et concernant la prise en compte de la pédologie comme modalité discriminante. On s'aperçoit que les corrélations les plus significatives sont celles qui concernent Wopm et la densité sèche ( $\gamma_d \text{ max.}$ ) ( $r = - 0,769$ ) ; les autres sont assez peu significatives.

	F<0,1mm (m)	F<2mm (f)	lp	$\gamma_d \text{ max}$	Wopm	CBR
m	1					
f	0,861	1				
lp	-0,169	0,026	1			
$\gamma_d \text{ max}$	-0,512	-0,566	0,061	1		
Wopm	0,478	0,485	0,032	-0,769	1	
CBR	-0,465	-0,487	-0,301	0,241	-0,29	1

**Tableau V.3 - Matrice de corrélation (Pédologie)**

En interprétant les nuages factoriels on en tire ces considérations :

**- sur le plan des variables (Figures V.6 et V.8) :**

Les plans retenus ont des inerties relativement importantes et les dispositions géométriques sont relativement identiques. Le résultat le plus important est que la densité maximale et la teneur en eau à l'Optimum sont opposés et selon l'axe I.

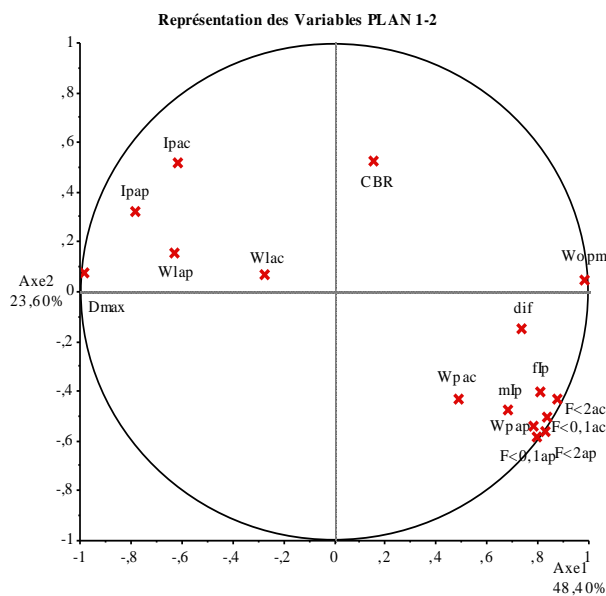
Comme dans l'ACP, les nuages granulométrie et limites d'Atterberg se trouvent généralement séparés par l'axe II et sont en relation normale. Enfin, le CBR est isolé dans ces plans, généralement au centre du cercle ce qui justifie sa faible corrélation avec les autres paramètres dans la matrice de corrélation, en gros on pourrait dire qu'il est indépendant des autres paramètres.

**- sur le plan des individus (Figures V.7 et V.9) :**

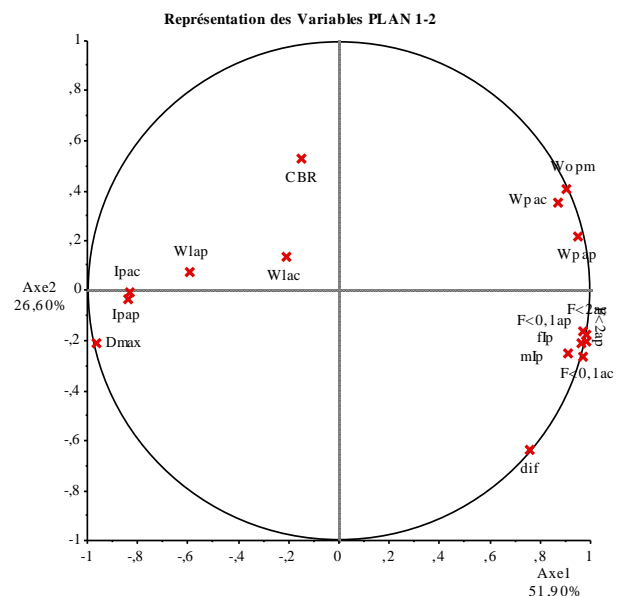
On peut retenir que les sols qui dérivent des profils intergrades hydromorphes, intergrades ferrugineux (20 individus) semblent être mieux discriminés par rapport aux autres, cette constatation est identique à celle faite sur les sols hydromorphes. Ceci veut indiquer que ces sols donnent une bonne explication de la relation densité sèche - teneur en eau à l'Optimum. Par contre, les nuages ferrugineux, ferralitiques se recoupent complètement et même si sur certains plans ils montrent un isolement relatif, cela n'est qu'une tendance, le chevauchement est évident. Néanmoins l'étalement relatif selon l'axe I des sols ferralitiques est moins important que celui des sols ferrugineux.

Cette observation est identique selon qu'il s'agit des grès et des sables. Ces derniers correspondent aux sols hydromorphes qui sont toujours très discriminés. Les plans sont observés dans leur globalité et ainsi il est relativement difficile d'observer de réelles discriminations entre les modalités telles définies, à part des tendances qui ont des significations très locales.

En conclusion, on peut retenir que les résultats de l'AFD corroborent les résultats de l'ACP, à savoir que la discrimination par rapport à l'origine du graveleux latéritique n'est pas nette.



**Fig. V.6a**



**Fig. V.6b**

**Fig. V.6 - Plans de l'ensemble des variables (a - Pédologie discriminante; b - Roche mère discriminante)**



Représentation des individus dans le plan 1-2

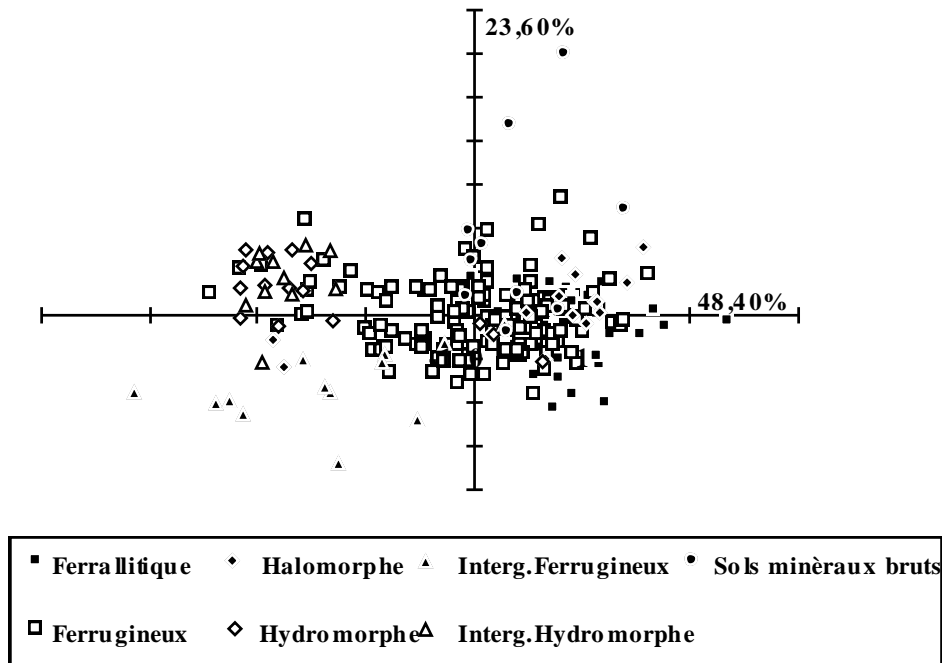


Fig.V.7a

Représentation des individus dans le plan 1-2

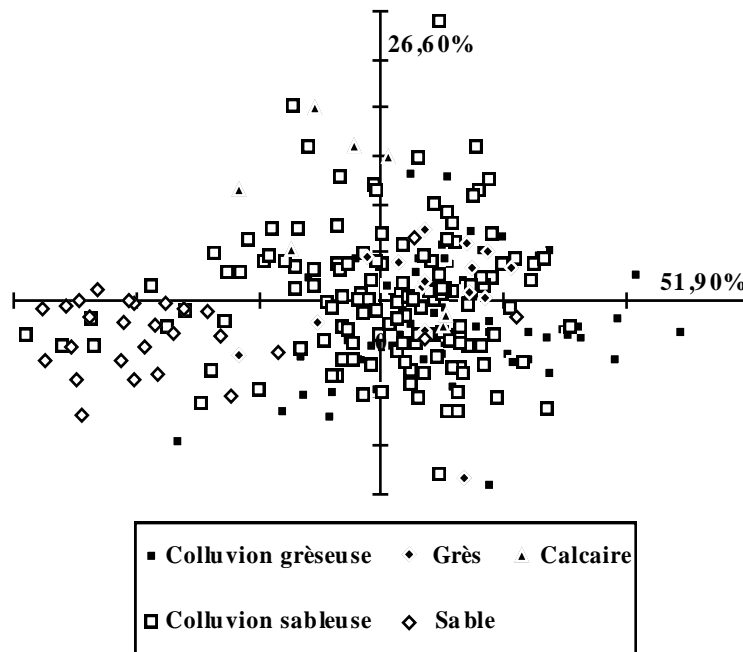
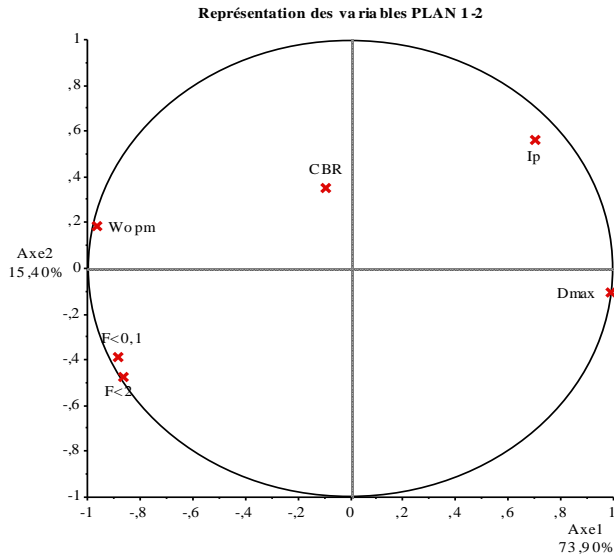
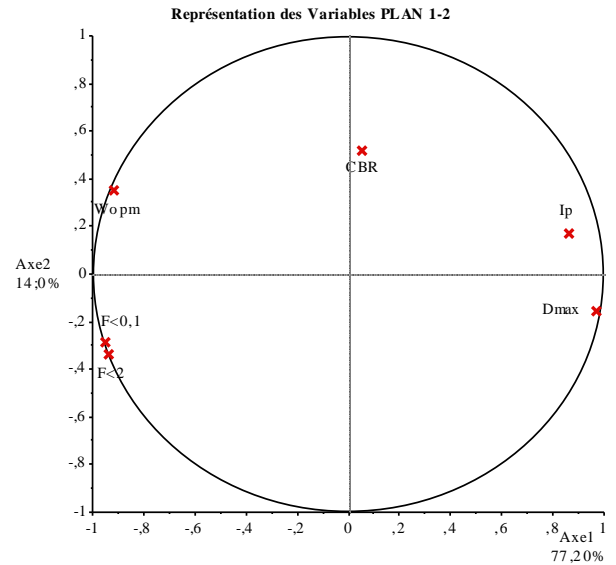


Fig.V.7b

Fig.V.7 - Plans des individus (a - Pédologie discriminante; b - Roche mère discriminante)

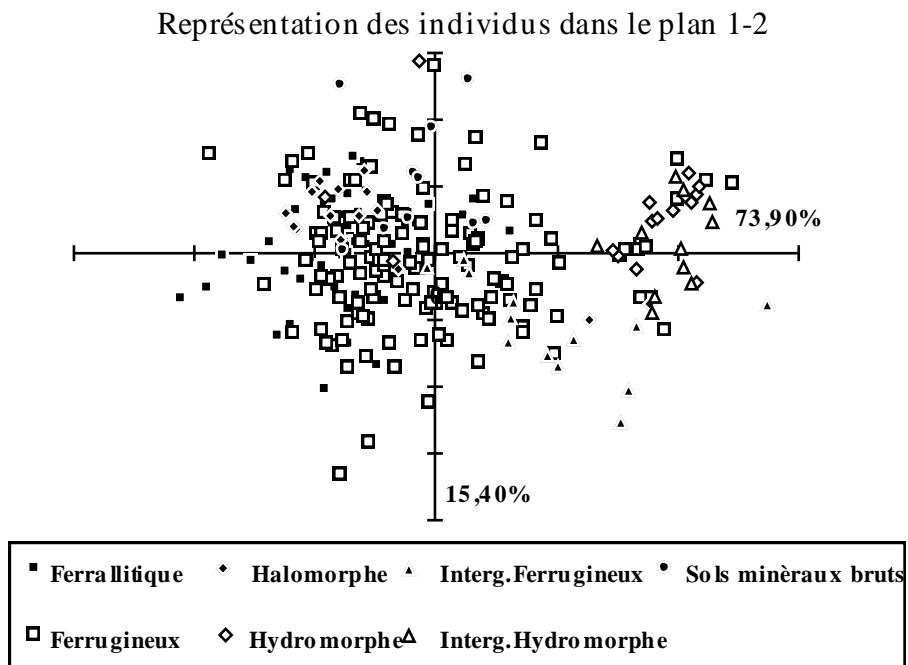


**Fig.V.8a**



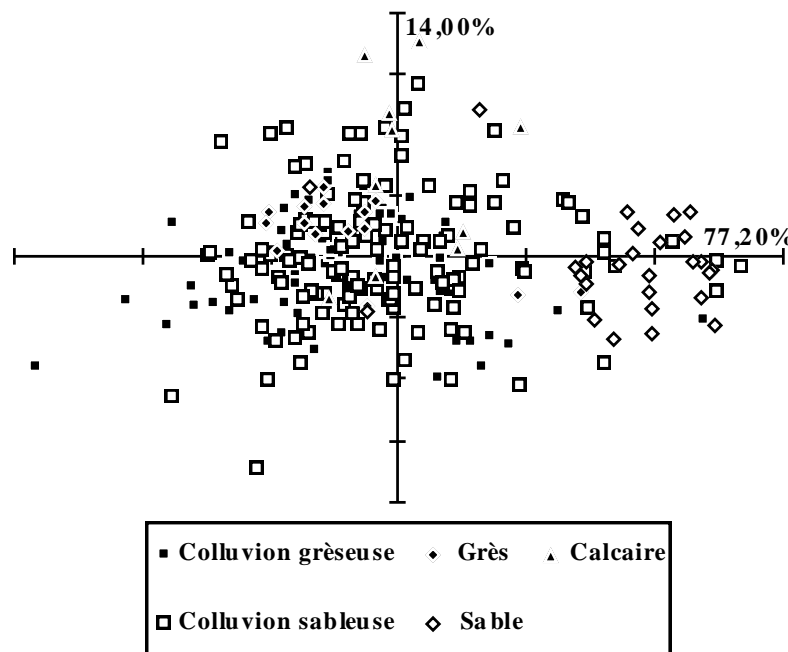
**Fig.V.8b**

**Fig.V.8 - Plans des variables essentielles (a - Pédologie discriminante; b - Roche mère discriminante)**



**Fig.V.9a**

## Représentation des individus dans le plan 1-2



*Fig.V.9b*

*Fig.V.9 - Plans des individus (a - Pédologie discriminante; b - Roche mère discriminante)*

### 4.2.2 - Conclusion :

Aussi bien par une analyse en composantes principales qu'une analyse discriminante, nous n'avons pas pu discriminer significativement les graveleux latéritiques en fonction d'une quelconque origine. Les différentes études ont confirmés que le CBR était tout simplement indépendant des paramètres physiques d'identification. Ces résultats corroborent ceux du CEBTP (1984) et montrent que l'étude du facteur de portance devrait certainement être appréhendée d'une autre manière. Par exemple, des études sérieuses devraient essayer de comprendre la raison de cette indépendance.

Ainsi, nous allons tenter de comparer la différence des moyennes en faisant intervenir soit le test de Gauss ou de Student, selon la taille des échantillons par famille.

### 4.3 - Test de comparaison des moyennes par familles

#### 4.3.1 - La méthode

Nous allons comparer les différentes variables selon leur appartenance aux familles pédologiques suscitées. Encore une fois, nous retenons que les variables les plus importantes, à savoir  $m$ ,  $f$ ,  $W_{opm}$ ,  $\gamma_d \max.$ ,  $f_{lp}$ ,  $m_{lp}$ , CBR.

Cette analyse ressemble dans son esprit à une analyse factorielle discriminante car elle compare aussi bien les moyennes que les variances interclasses.

Seulement cette comparaison de moyenne prend en compte variable par variable et elle nous permet de suivre son évolution par rapport à des classes bien spécifiées, à l'occurrence la modalité de l'origine pédologique.

L' intervalle de confiance pour le paramètre  $\theta$ , de niveau de confiance  $1-\alpha$ , définit un intervalle qui a la probabilité  $1-\alpha$  de contenir la vraie valeur du paramètre  $\theta$ .

Si deux échantillons ont respectivement deux moyennes et deux écart-types  $\bar{X}_1$ ,  $\bar{X}_2$  et  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$ , pour tester l'hypothèse  $H_0$  suivant laquelle les échantillons proviennent d'une même population ( $\mu_1 = \mu_2$  et  $\sigma_1 = \sigma_2$ ), on se sert de la statistique  $t$  qui est donné par :

$$t = \frac{\bar{X}_1 - \bar{X}_2}{\sigma \cdot \sqrt{\frac{1}{N_1} + \frac{1}{N_2}}} \quad \text{où} \quad \sigma = \sqrt{\frac{N_1\sigma_1^2 + N_2\sigma_2^2}{N_1 + N_2 - 2}}$$

La distribution de  $t$  est la distribution de **Student** avec  $\nu (= N_1 + N_2 - 2)$  degrés de liberté, elle s'applique dans le cas des petits échantillonnages ( $N < 30$ ).

Dans le cas  $N > 30$ , on utilise la loi de Gauss, alors les limites de confiance de la différence de deux moyennes de populations, sont données par :

$$\bar{X}_1 - \bar{X}_2 \pm z_c \cdot \sigma_{\bar{X}_1 - \bar{X}_2} = \bar{X}_1 - \bar{X}_2 \pm z_c \cdot \sqrt{\frac{\sigma_1^2}{N_1} + \frac{\sigma_2^2}{N_2}}$$

(a) Quand la valeur  $z$  de la statistique  $S$  est en dehors de l'intervalle  $[-1,96 ; +1,96]$  pour le test de Gauss ou  $[-2,58 ; +2,58]$  pour le test de Student :  $z > 1,96$  ou  $z < -1,96$  ou encore  $t > 2,58$  ou  $t < -2,58$ , on rejette l'hypothèse au seuil de 0,05. Il est équivalent de dire que la statistique de l'échantillon observé est significative au seuil 0,05.

(b) Dans le cas contraire, on accepte l'hypothèse (ou si l'on juge que c'est préférable, on ne prend aucune décision).

#### 4.3.2 - Résultats et analyse du test de comparaison des moyennes

Les tableaux V.4 suivants donnent les résultats pour les variables retenues :

Parmi toutes ces variables, l'indice de plasticité, la densité sèche maximale, l'indice portant californien (CBR) montrent qu'au seuil de 95%, il n'existe pas de différences significatives de la différence des moyennes entre les différents groupes ou familles. Cependant, celle-ci existe entre les ferrugineux et les ferralitiques testées au seuil de 99%.

Par contre pour les autres variables (granulométrie, produits mIp et fIp), entre les groupes existent des différences parfois très importantes. Ceci est certainement dû au fait que des roches différentes tendent à donner des produits d'altération certainement différents par leur texture et dimension de grains. Par exemple un schiste et un granite donneront des produits d'altération très différents de par la nature de leurs courbes granulométriques. Cette même différence se répercute sur les produits de la granulométrie et de l'indice de plasticité.

En conclusion, on peut retenir que l'analyse de la différence des moyennes confirme les résultats de l'analyse en composantes principales et l'analyse factorielle discriminante ; ainsi la discrimination des graveleux latéritiques de la banque de données en terme des variables qualitatives définies ne semblerait pas adéquate.

	Ferrallitique (Ferral.)	Ferrugineux (Ferrug.)	halomorphe (halom.)	Hydromorphe (Hydrom.)	Intergrades ferrugineux	Intergrades hydromorphe	sols minéraux bruts (S.m.B)
Moyenne	<b>20,38</b>	<b>16,68</b>	<b>17,53</b>	<b>7,00</b>	<b>17,23</b>	<b>8,18</b>	<b>11,60</b>
Ecart-type	<b>8,11</b>	<b>6,24</b>	<b>4,00</b>	<b>4,27</b>	<b>6,07</b>	<b>2,99</b>	<b>6,29</b>
Effectif	<b>64</b>	<b>138</b>	<b>15</b>	<b>16</b>	<b>13</b>	<b>10</b>	<b>10</b>
Ferrug.	++						
halom.	(-)	(-)					
Hydrom.	(++)	(++)	(++)				
Int.Ferg.	(-)	(-)	(-)	(-)			
Int.Hyd.	(++)	(++)	(++)	(-)	(++)		
S.m.B	(++)	(++)	(++)	(-)	(+)	(-)	

**Tableau V.4a - Comparaison de la fraction granulométrique < 0,01 mm**

1. - pas de différence significative entre les groupes au seuil de 95%  
1. + différence significative entre les groupes au seuil de 95%  
1. ++ différence significative entre les groupes au seuil de 99%  
2. (-) pas de différence significative entre les groupes au seuil de 95%  
2. (+) différence significative entre les groupes au seuil de 95%  
2. (++) différence significative entre les groupes au seuil de 99%  
(1 signifie test de Gauss pour  $F > 30$ ), (2 signifie test de Student pour  $F < 30$  individus)

	Ferrallitique	Ferrugineux	halom.	Hydrom.	Int.Ferg.	Int.Hyd.	Sols bruts
Moyenne	<b>18,92</b>	<b>18,67</b>	<b>20,33</b>	<b>22,00</b>	<b>18,85</b>	<b>22,91</b>	<b>20,10</b>
Ecart-type	<b>2,99</b>	<b>4,95</b>	<b>2,79</b>	<b>5,24</b>	<b>5,05</b>	<b>8,03</b>	<b>8,32</b>
Effectif	<b>64</b>	<b>138</b>	<b>15</b>	<b>16</b>	<b>13</b>	<b>10</b>	<b>10</b>
Ferrug.	-						
halom.	(-)	(-)					
Hydrom.	(-)	(-)	(-)				
Int.Ferg.	(-)	(-)	(-)	(-)			
Int.Hyd.	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)		
S.m.B	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	

**Tableau V.4b - Comparaison de l'indice de plasticité (Ip)**

	Ferrallitique	Ferrugineux	halom.	Hydrom.	Int.Ferg.	Int.Hyd.	Sols bruts
Moyenne	<b>9,01</b>	<b>8,23</b>	<b>8,97</b>	<b>6,76</b>	<b>7,13</b>	<b>6,41</b>	<b>9,32</b>
Ecart-type	<b>1,30</b>	<b>1,25</b>	<b>1,42</b>	<b>1,28</b>	<b>1,36</b>	<b>0,89</b>	<b>1,62</b>
Effectif	<b>64</b>	<b>138</b>	<b>15</b>	<b>16</b>	<b>13</b>	<b>10</b>	<b>10</b>
Ferrug.	++						
halom.	(-)	(-)					
Hydrom.	(++)	(++)	(++)				
Int.Ferg.	(++)	(++)	(++)	(-)			
Int.Hyd.	(++)	(++)	(++)	(-)	(-)		
S.m.B	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	

**Tableau V.4c - Comparaison de la teneur en eau à l'Optimum (Wopm)**

	Ferrallitique	Ferrugineux	halom.	Hydrom.	Int.Ferg.	Int.Hyd.	Sols bruts
Moyenne	<b>20,01</b>	<b>20,96</b>	<b>20,24</b>	<b>22,28</b>	<b>22,06</b>	<b>23,07</b>	<b>20,47</b>
Ecart-type	<b>0,64</b>	<b>1,08</b>	<b>1,34</b>	<b>1,14</b>	<b>0,95</b>	<b>0,42</b>	<b>0,65</b>
Effectif	<b>64</b>	<b>138</b>	<b>15</b>	<b>16</b>	<b>13</b>	<b>10</b>	<b>10</b>
Ferrug.	++						
halom.	(-)	(++)					
Hydrom.	(-)	(-)	(-)				
Int.Ferg.	(-)	(-)	(-)	(-)			
Int.Hyd.	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)		
S.m.B	(-)	(-)	(-)	(++)	(++)	(++)	

**Tableau V.4d - Comparaison de la densité sèche maximale ( $\gamma_d$  max)**

	Ferrallitique	Ferrugineux	halom.	Hydrom.	Int.Ferg.	Int.Hyd.	Sols bruts
Moyenne	71,48	80,34	78,00	75,81	66,62	71,18	84,90
Ecart-type	21,23	22,50	14,61	13,25	27,00	24,00	13,18
Effectif	64	138	15	16	13	10	10
Ferrug.	++						
halom.	(-)	(-)					
Hydrom.	(-)	(-)	(-)				
Int.Ferg.	(-)	(+)	(-)	(-)			
Int.Hyd.	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)		
S.m.B	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	

**Tableau V.4e - Comparaison de l'Indice Portant Californien (CBR)**

	Ferrallitique	Ferrugineux	halom.	Hydrom.	Int.Ferg.	Int.Hyd.	Sols bruts
Moyenne	<b>649,88</b>	<b>526,84</b>	<b>620,80</b>	<b>372,38</b>	<b>511,54</b>	<b>453,18</b>	<b>452,40</b>
Ecart-type	<b>258,82</b>	<b>158,70</b>	<b>150,25</b>	<b>132,58</b>	<b>218,19</b>	<b>171,65</b>	<b>306,52</b>
Effectif	<b>64</b>	<b>138</b>	<b>15</b>	<b>16</b>	<b>13</b>	<b>10</b>	<b>10</b>
Ferrug.	++						
halom.	(-)	(-)					
Hydrom.	(++)	(++)	(++)				
Int.Ferg.	(+)	(-)	(-)	(-)			
Int.Hyd.	(+)	(-)	(+)	(-)	(-)		
S.m.B	(+)	(-)	(+)	(-)	(-)	(-)	

**Tableau V.4f - Comparaison du produit mlp (module de plasticité)**

	Ferrallitique	Ferrugineux	halom.	Hydrom.	Int.Ferg.	Int.Hyd.	Sols bruts
Moyenne	396,45	309,59	361,07	154,19	344,38	200,45	255,60
Ecart-type	193,36	128,28	112,27	92,29	183,48	113,94	176,60
Effectif	64	138	15	16	13	10	10
Ferrug.	++						
halom.	(-)	(-)					
Hydrom.	(++)	(++)	(++)				
Int.Ferg.	(-)	(-)	(-)	(-)			
Int.Hyd.	(++)	(++)	(++)	(-)	(+)		
S.m.B	(+)	(-)	(+)	(-)	(-)	(-)	

**Tableau V.4g - Comparaison du produit flp**

#### 4.4 - Essai de classification - Choix et répartition des classes de variables significatives

Nous avons signalé que l'analyse multivariable et la recherche d'interconnexions entre variables n'ont pas permis de trouver de distinctions notables entre les différentes familles. L'objet de cette étude était de dégager par familles des corrélations statistiquement significatives et de proposer une classification tenant compte de cette discrimination. Mais en partant des considérations faites plus haut, la statistique de la classification prendra en compte la totalité des observations.

Ainsi, la recherche d'une classification fiable doit retenir l'ensemble des individus, mais cette fois spécifiée selon des classes de variables explicatives. Alors, une analyse utilisant les plages de variation de certaines variables par classes semble alors plus appropriée.

Les variables suivantes sont retenues, m et f ( $\neq$  passant tamis 20 et 23), les produits flp et mlp et les classes de CBR généralement admises par les diverses spécifications routières (par expérience). Ainsi nous avons procédé de la sorte :

- la recherche de corrélations intuitives,
- analyse de la distribution des différents variables par classes de CBR ( $CBR < 30$ ,  $30 < CBR \leq 80$ ,  $80 < CBR \leq 90$  et  $CBR > 90$ ) ou de mIp ( $mlp \leq 300$ ,  $300 < mlp \leq 700$ ,  $mlp > 700$ ) ou encore de f ( $f < 15$ ,  $f < 25$  et  $f < 35$ ) ;
- analyse de l'évolution statistique des variables selon ces classes par la moyenne, la déviation standard et les quartiles ;
- classification selon ces intervalles de variables.

##### 4.4.1 - Justification des intervalles de variables

###### • Classes de CBR

Le manuel de dimensionnement (CEBTP, 1984) retient 5 classes de portance, qui correspond à une répartition assez homogène des divers types de sols rencontrés en pays tropicaux et équatoriaux (Tableau V.5).

<b>S1</b>	CBR < 5
<b>S2</b>	5 < CBR < 10
<b>S3</b>	10 < CBR < 15
<b>S4</b>	15 < CBR < 30
<b>S5</b>	CBR > 30

**Tableau V.5 - Classes de portance (CEBTP, 1984)**

La classe des sols de CBR > 80, qui figurait dans le manuel de 1972, a été supprimé. Pour le CEBTP, cette classe est peu fréquente. Ce n'est pas le cas des latérites du Sénégal qui montrent généralement une moyenne statistique de 80 % pour le CBR.

Toujours est-il que les ingénieurs routiers admettent généralement des limites pour lesquels ils fixent des classes de CBR. Et ainsi :

- si le CBR est de 30 % ou inférieur, il est retenu pour une couche de fondation ;
- si le CBR est compris entre 30 et 80 %, c'est un bon sol pour couche de base, il peut toutefois nécessiter une amélioration à la chaux ou au ciment ;
- enfin, si le CBR est supérieur à 80, il est excellent et ne nécessite pas d'amendement au ciment ou à la chaux. Mais peut toutefois être réglé par du sable, car étant généralement des terrains rocheux ou graveleux (CEBTP, 1984). Par contre en pays équatoriaux, la latérite est beaucoup plus argileuse.

Comme, on peut le constater, les arguments sont nombreux et divers. Mais, il faut convenir que les latérites de la zone sahélienne montre des valeurs de portance très élevées, cela fait leur particularité.

### • Classes de mIp

C'est Garabiol (1962) qui définit pour la première fois cette variable et Remillon (1967) définit par la suite une différenciation par mIp.

On admet actuellement, les classes  $mIp < 250$ ,  $250 < mIp < 600$ ,  $mIp > 600$ .

Selon que l'on utilise f ou m ces limites sont variables. Pour certains auteurs, la limite de granulométrie à 0,1 mm est largement suffisante pour décrire les graveleux latéritiques. Nous retiendrons cette dernière modalité. Au Sénégal, les analyses granulométriques sur les graveleux latéritiques s'arrêtent à 0,1 mm.

Pour les produits fIp ou mIp, l'analyse par variable montre que pour les valeurs inférieurs à 300, entre 300 et 700, et entre 700 et 1000 sont définis des assemblages assez distincts en tenant compte de toutes les variables.

### • Classes de la fraction granulométrique f (< 0,1 mm)

Les avis sont très partagés à ce niveau. Mais, il est généralement admis des valeurs limites de 15, 25, 35.

On justifie les intervalles de la fraction fine ( $f < 15$ ,  $15 < f < 25$  et  $f > 28$ ) par le fait que pour le premier on se trouve dans le domaine des graveleux caillouteux, donc plus cuirassés, pour le deuxième et pour le troisième dans le domaine des sols dits latéritiques ou kaolinitiques.



Les matériaux contenant une fraction de fines supérieure à 35 % ne sont pas considérés comme étant des graveleux latéritiques ; il s'agit de sols fins qui peuvent être latéritiques (ferrallitiques selon l'appellation moderne) ; mais dont l'influence de la matrice est prépondérante sur celui du squelette.

Dans notre cas, les statistiques élémentaires donnent des limites différentes, alors forcément les classes qui en dérivent seront différentes.

#### 4.4.2 - Corrélations intuitives

Plusieurs relations ont été testées sans résultats satisfaisants :

Le CEBTP recommandait une relation du type :

$$\text{CBR} = \frac{R_x \gamma_{d \max}}{f^2 \times I_p} \quad [\text{A}]$$

$\gamma_{d \max}$  [kN/m<sup>3</sup>]  
 CBR, f, I<sub>p</sub>, R [%]

En nous inspirant de la relation [A], nous avons établi une autre similaire :

$$\text{CBR} = \frac{\log \gamma_{d \max}}{f \times I_p} \quad [\text{B}]$$

De même, nous avons testé la relation définie par le Lyon Associates

$$\text{CBR} = 72,5 \log \frac{\gamma_{d \max}}{I_p} - 7,5 \quad [\text{C}]$$

Aucune de ces relations ne permet de définir une bonne corrélation entre le CBR et les variables utilisées.

#### 4.4.3 - Distribution des paramètres

Cette analyse statistique prend en compte les paramètres les plus importants, entre autres, le CBR, la granulométrie, les teneurs en eau optimales, les densités sèches maximales, les limites d'Atterberg. Toutes ces variables ont été testées et évoluent pour la plupart selon une distribution normale (Cf. *Annexe II*).

Les variables prises par couples définissent généralement des nuages difformes avec des droites de régression à coefficients très faibles. Le test par la moyenne mobile permet parfois d'observer une tendance pour les cas où le nuage est très diffus, mais ne nous apporte pas plus d'informations sur la question.

#### 4.4.4 - Classifications adoptées

##### 4.4.4a - Selon les classifications internationales classiques

- l'indice de groupe (*I<sub>g</sub>*) varie de 0 à 13, avec une moyenne de 0,49 et un écart-type de 1,47 ;
- selon la classification du LCPC, la majorité des graveleux latéritiques du Sénégal appartiennent aux classes **B<sub>6</sub>** et **B<sub>3-4</sub>**. (on a ici des sols avec un tamisat à 80 µm un peu plus abondant, donc la proportion de fines est importante) ;

- selon la classification du HRB, ils appartiennent aux classes **A24** et **A27**.

#### 4.4.4b - Classification en fonction de **mIp** ou **fIp**

Il est classique de diviser les latérites en trois groupes conformes à des usages routiers différents, sur la base de leurs position dans le plan (m ou f; Ip) et des valeurs de quelques autres paramètres (Ip, Wopm,  $\gamma_{dmax}$ , m, f, et le CBR ).

On a donc divisé l'ensemble des graveleux selon des classes de mIp puis de fIp, les valeurs limites étant choisies proches des valeurs communément admises. La description de chaque classe se fait au moyen de la représentation de Ip, Wopm,  $\gamma_{dmax}$ , m, f, et le CBR sous forme de ses moyennes et déviations standard, et ensuite selon leurs répartition par histogrammes des valeurs.

On obtient les limites suivantes :

	<b>Groupe I</b>	<b>Groupe II</b>	<b>Groupe III</b>
	<b>mIp &lt; 300</b>	<b>300 &lt; mIp &lt; 700</b>	<b>mIp &gt; 700</b>
<b>Wopm (%)</b>	5,5-8	6-10	7-12,5
<b>Ip (%)</b>	5-17,5	12,5-22,5	17,5-27,5
<b><math>\gamma_{dmax}</math> (kN/m<sup>3</sup>)</b>	22,5-24	19-23,5	18,5-21
<b>m (%)</b>	10-16	13-38	30-50
<b>CBR (%)</b>	80-125	50-110	20-80

*Tableau V.6 - Distribution des variables par intervalle de mIp*

	<b>Groupe I</b>	<b>Groupe II</b>	<b>Groupe III</b>
	<b>fIp &lt; 250</b>	<b>300 &lt; fIp &lt; 700</b>	<b>fIp &gt; 700</b>
<b>Wopm (%)</b>	5,5-10	6-10	7-11
<b>Ip (%)</b>	5-19	12-25	18-27
<b><math>\gamma_{dmax}</math> (kN/m<sup>3</sup>)</b>	22-24	20-23	19-21,5
<b>f (%)</b>	4-11	5-20	15-35
<b>CBR (%)</b>	80-120	60-110	20-80

*Tableau V.7 - Distribution des variables par intervalle de fIp*

Ces valeurs sont assez proches des limites classiques, en ce qui concerne  $\gamma_{dmax}$ , Wopm, mais le CBR est beaucoup plus élevé.

Est ce à dire qu'il serait systématiquement surévalué ? C'est improbable, la définition de l'essai et sa mise en place est partout identique.

Il est plutôt envisageable que les graveleux de la banque de données n'aient pas exactement les mêmes propriétés d'ensemble que ceux étudiés généralement. De plus, il faut souligner que les trois groupes définis ici l'ont été très empiriquement, et que le choix des plages de valeurs est soumis à une estimation personnelle.

Cette estimation est une synthèse : on dégage des valeurs limites qui paraissent les meilleures, et on délaisse les valeurs marginales.

Cette façon de faire est fréquente, on fait des groupes ou ensemble de manière très approximative.

Dufort M-P (1993) quantifie l'approximation du pourcentage d'échec ou de réussite en tenant compte de la classification selon  $fI_p$  ou  $mI_p$ .

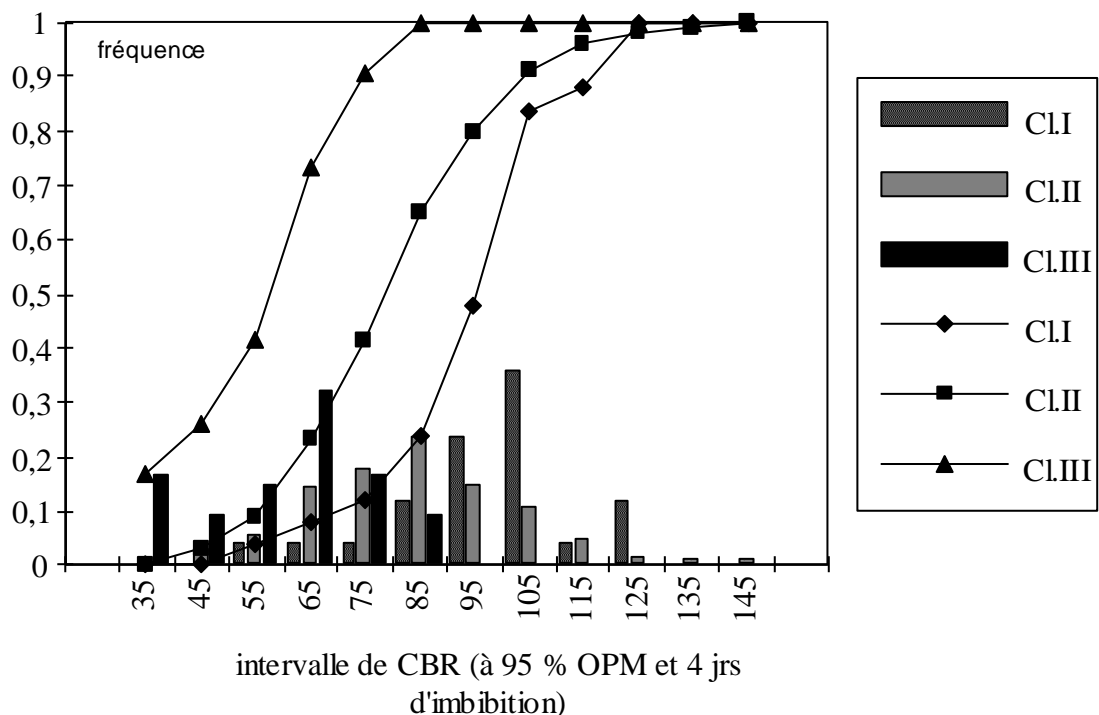
Un simple programme permet dans ce cas de quantifier ce problème, ainsi si on modifiait les critères de choix ou les limites choisies ; elle montre que le pourcentage d'échantillons de sol affectés à une et une seule catégorie G1, G2 ou G3 est de :

54,3 %	si l'on considère les 5 critères, et le plan $mI_p$
55,4 %	et plan $fI_p$
61 %	et la valeur de $mI_p$
29,2 %	et la valeur de $fI_p$

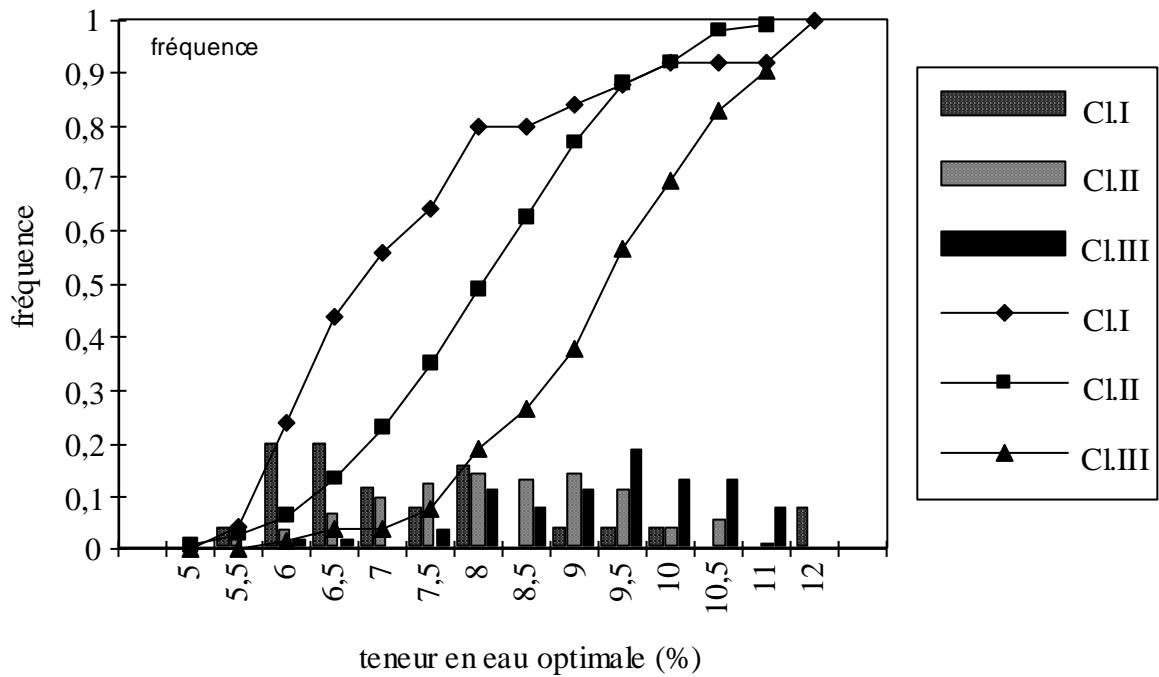
On peut en tirer que dans le cas de notre banque de données, il vaut mieux déterminer l'appartenance du matériau à un groupe géotechnique du type G1 ( $mI_p < 300$ ), G2 ( $300 < mI_p < 700$ ), G3 ( $mI_p > 700$ ) dans le plan  $mI_p$  que dans le plan  $fI_p$ .

Alors, on détermine d'abord la répartition par classes de variables selon les groupes G1, G2 et G3. Cette façon de faire permet de mieux visualiser les différences éventuelles selon ces classes par le critère  $mI_p$ .

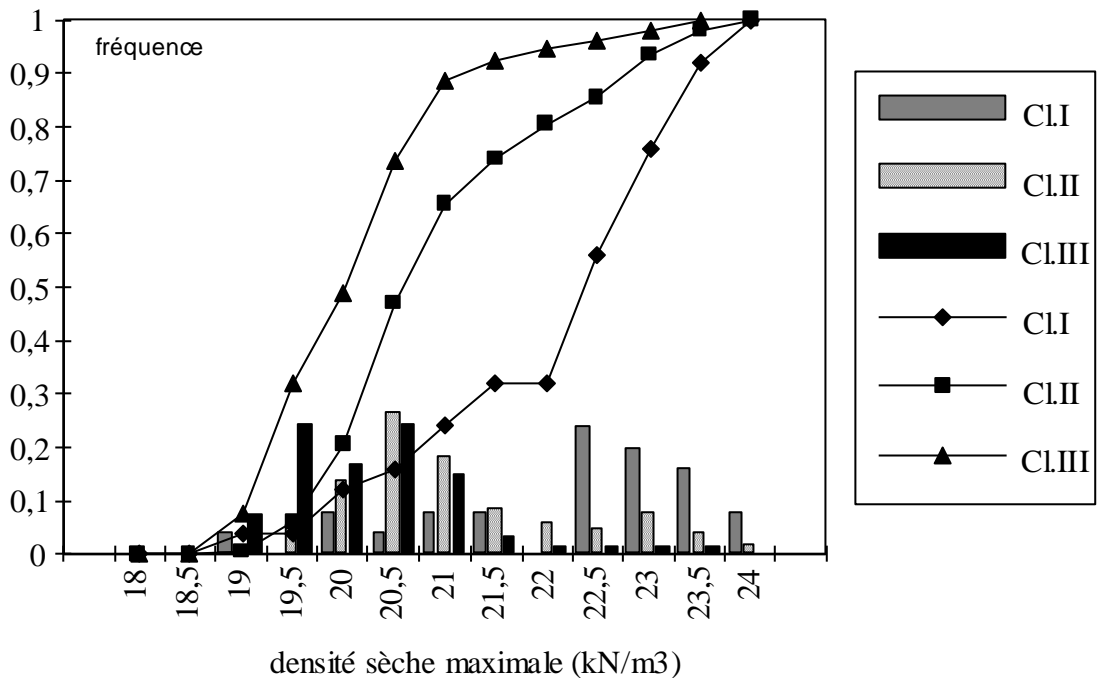
Les figures suivantes donnent le répartition de ces variables suivant les classes de  $mI_p$ .



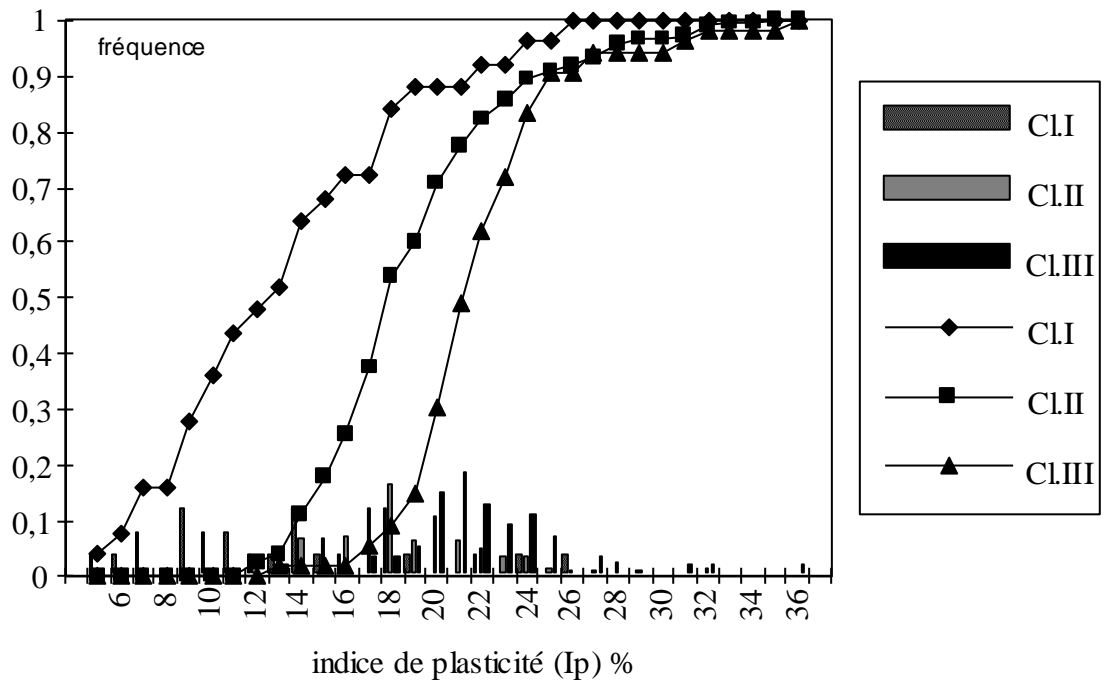
**Fig.V.10a - Répartition du CBR par classe de  $mI_p$**



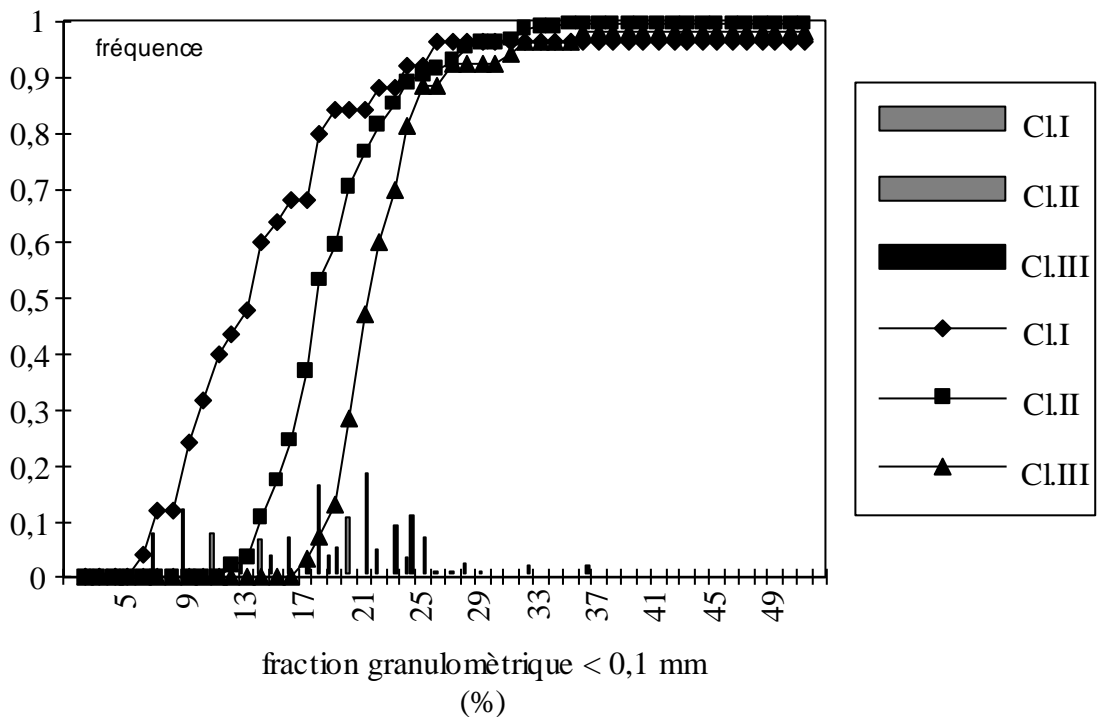
*Fig.V.10b - Répartition de la teneur en eau optimale par classe de mIp*



*Fig.V.10c - Répartition de la densité sèche maximale par classe de mIp*



*Fig.V.10d - Répartition de l'indice de plasticité par classe de mIp*



*Fig.V.10e - Répartition de la fraction granulométrique par classe de mIp*

Nous avons vu, que selon le plan mIp ; la probabilité pour un échantillon d'appartenir à une et une seule classe était de 61 %.

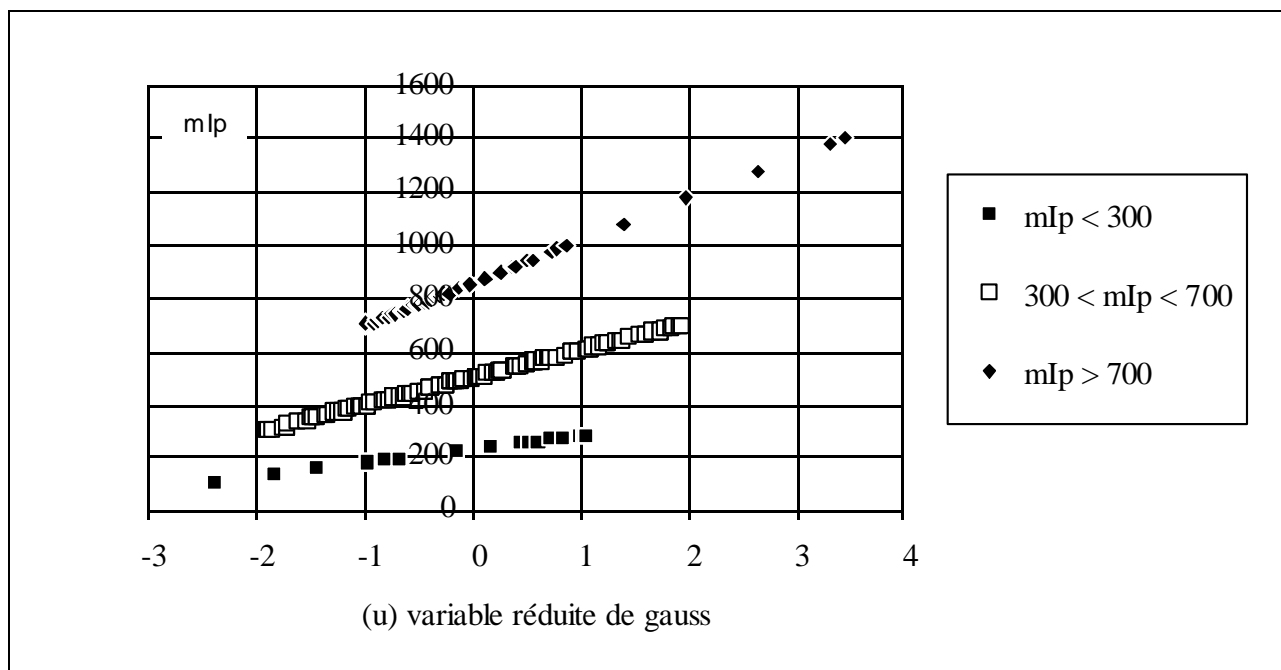
Pour maximaliser cette probabilité au niveau de chaque classe, on cherche d'abord des intervalles pour lesquels 95 % des valeurs sont comprises entre la moyenne augmentée ou diminuée de deux fois l'écart-type (en toute rigueur, il faudrait dire 1,96 fois l'écart-type).

Sur le graphique suivant, nous avons porté à chaque fois en abscisse, la variable réduite de Gauss. Exprimée en valeur absolue, elle est l'écart réduit :

$$|u| = \left| \frac{x - \bar{x}}{\sigma_x} \right|.$$

En d'autres termes, ceci signifie que si l'on tire au hasard une valeur (ou une observation) parmi  $mIp$ , il y a une probabilité voisine de 0,95 (95 %) pour qu'elle ne s'écarte pas de la moyenne, dans un sens ou dans l'autre, de plus de deux fois l'écart-type. Enfin, cette représentation permet de visualiser encore la différence entre  $mIp$  pris selon les classes prédéfinies.

La figure suivante permet de voir que seules quelques valeurs marginales s'écartent de l'intervalle  $[-1,96 ; +1,96]$  et justifie largement l'utilisation de cette classification. En plus on vérifie que les trois classes ainsi définies sont très distinctes.

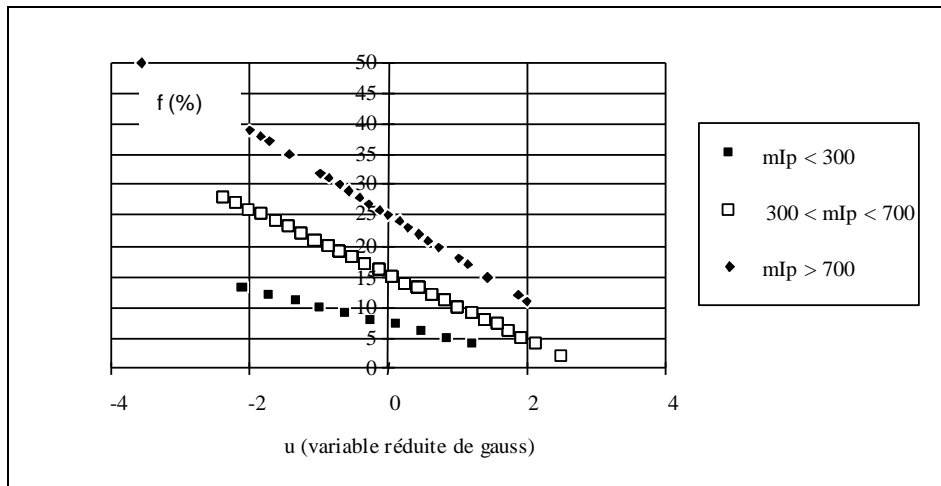


**Fig.V.11a - Ajustement de  $mIp$  à la loi normale**

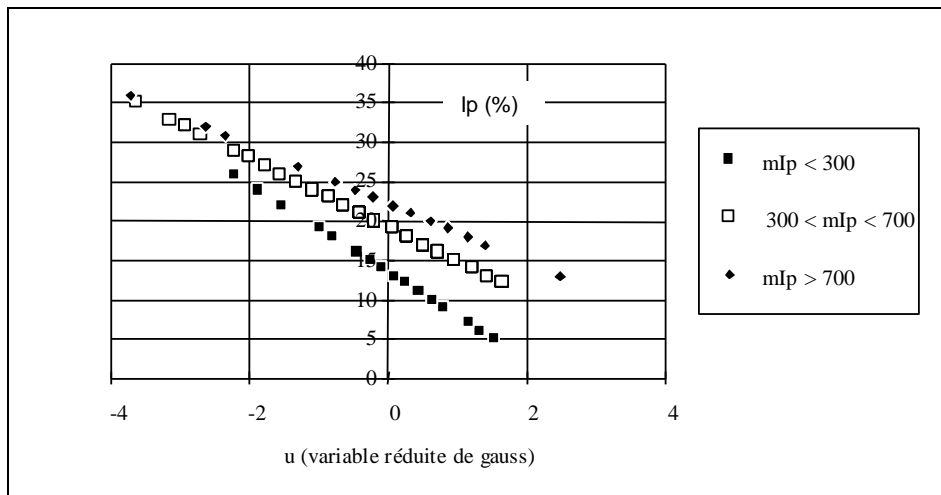
De la même manière, on applique ce raisonnement aux autres variables selon les classes  $mIp$ . Pour cette fois, les valeurs limites ( $mIp = 300$ ,  $mIp = 700$ ) seront prises pour chaque variable.

Ainsi, pour ces limites au seuil de 95 %, on utilise  $(\bar{x} \pm 1,96)$  et ainsi au niveau de chaque classe  $mIp$ , les variables retenues seront statistiquement explicatives au seuil de 95 %.

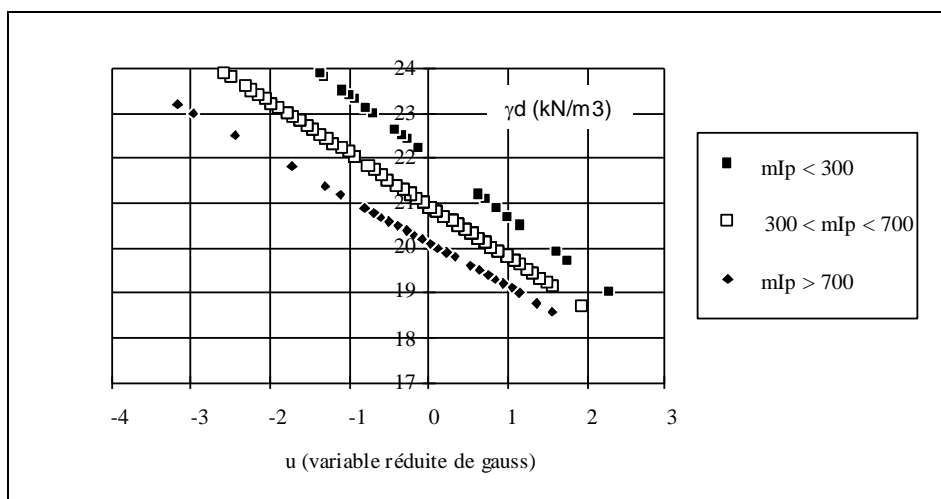
Cette même démarche est appliquée aux autres variables et est illustrée aux figures suivantes :



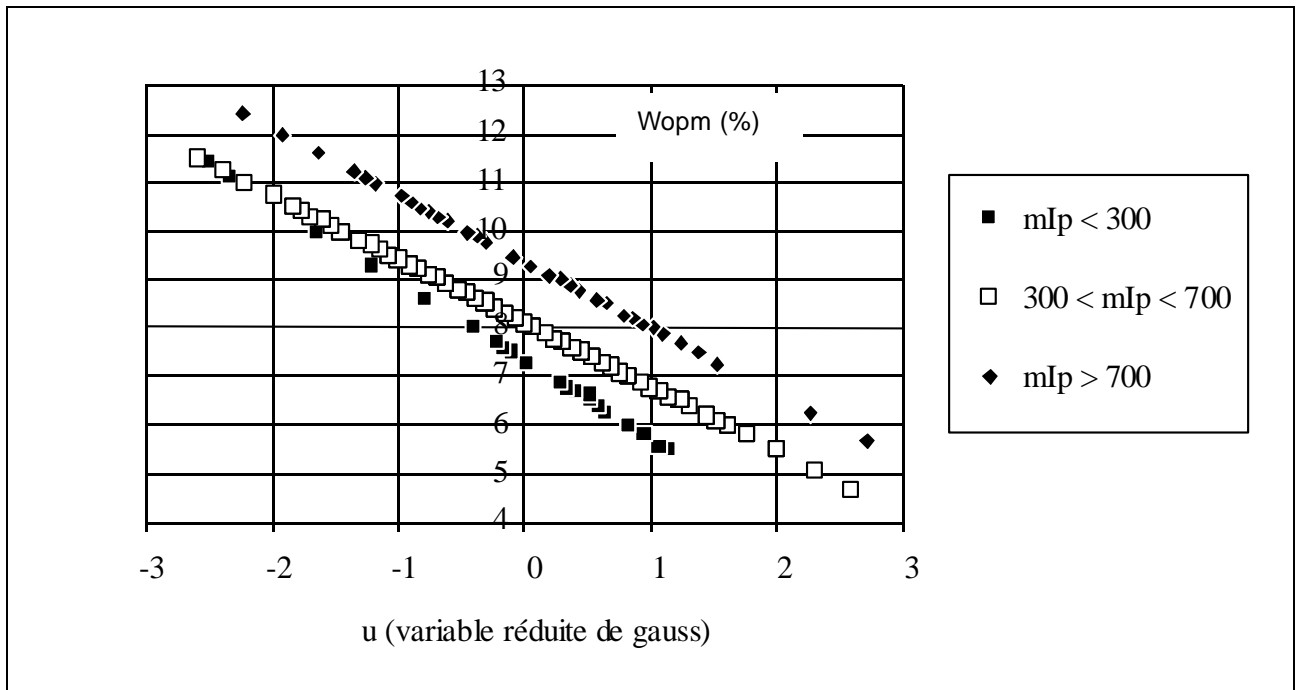
*Fig.V.11b - Ajustement de  $f$  à la loi normale*



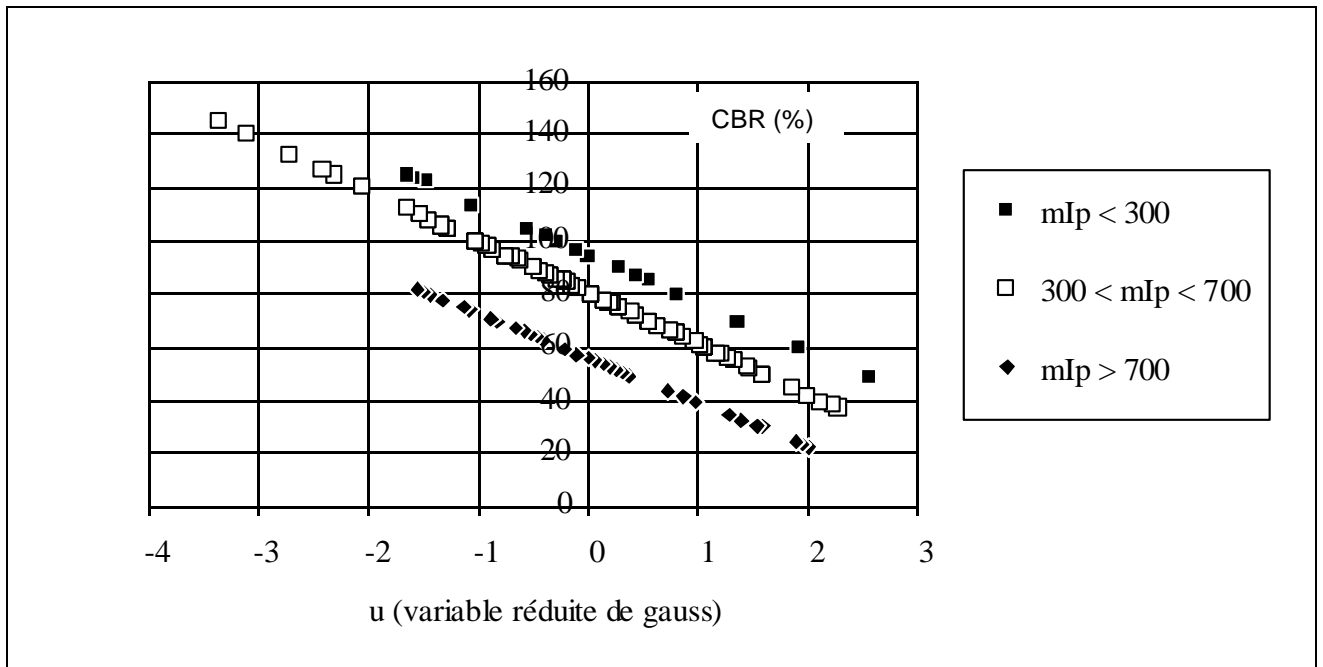
*Fig.V.11c - Ajustement de  $I_p$  à la loi normale*



*Fig.V.11d - Ajustement de la densité sèche maximale OPM à la loi normale*



*Fig.V.11e - Ajustement de la teneur en eau optimale à la loi normale*



*Fig.V.11f - Ajustement du CBR à la loi normale*

En tenant compte des considérations précédentes (figures V.10 et 11 ; tableaux V.6 et 7), on établit un graphique selon le plan [(mIp ou f) ; Ip] (Figure V.12).

Et ainsi, connaissant quelques caractéristiques du graveleux latéritiques, on arrive à le situer sur l'abaque suivante.



Le domaine des trois classes se repère dans le diagramme ( $mIp$  ou  $f$ ,  $Ip$ ). Ce genre de graphique est inspiré du CEBTP (1984) qui a tenté une classification géotechnique des graveleux latéritiques en lieu et place des systèmes de classification existantes.

Les trois types retenues CI, CII, CIII sont caractérisés ainsi :

● **CI** : limité par  $f = 15$  et  $mIp < 300$  (quand  $Ip > 14$ ). On peut les considérer comme les meilleurs graveleux dont :

- le CBR est systématiquement supérieur à 80 % ;
- la densité sèche de l'OPM est supérieure à  $21 \text{ kN/m}^3$  ;
- la teneur en eau optimale de compactage comprise entre 6 et 9 %.

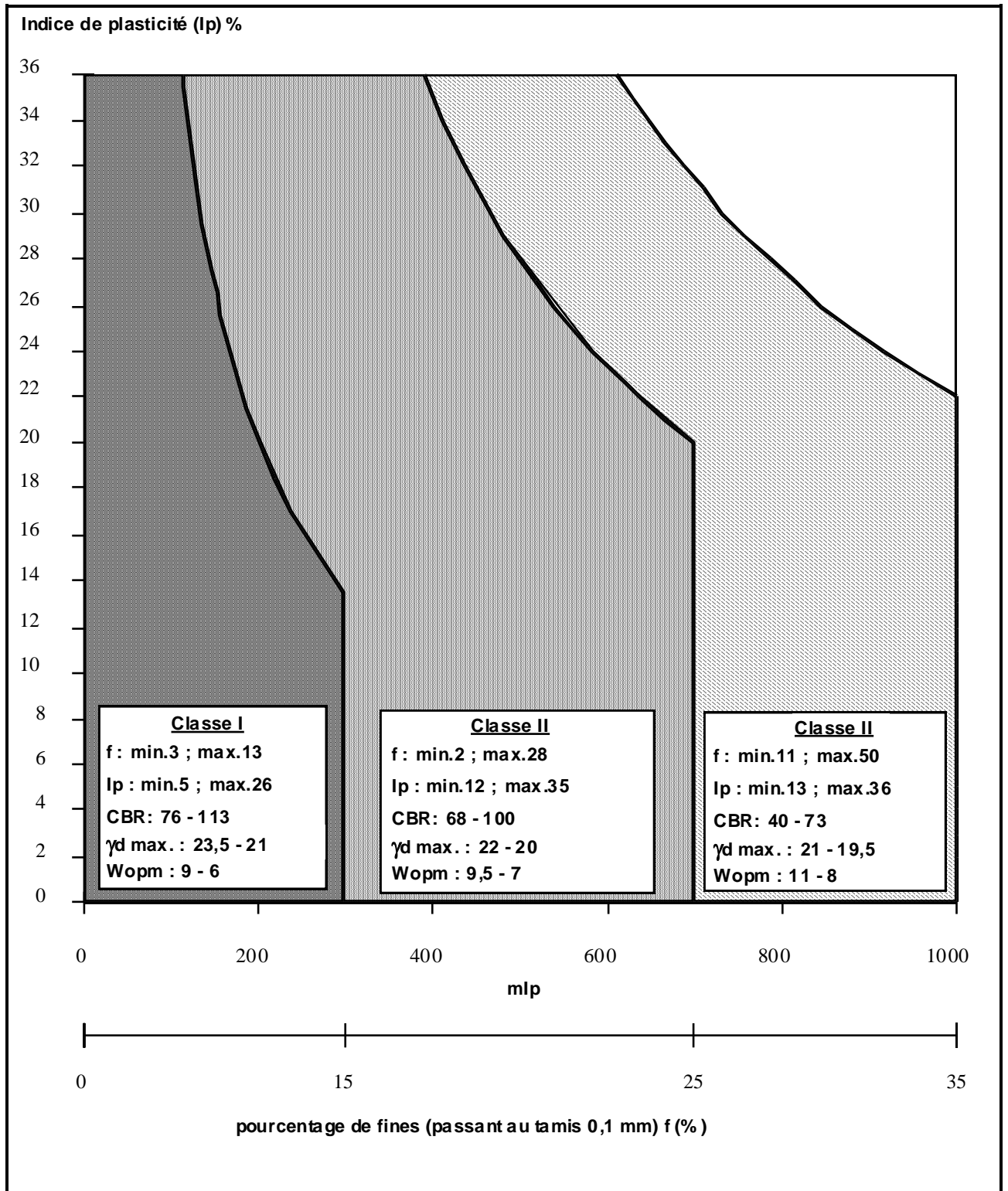
● **CII** : limité par  $f$  entre 15 et 25 et  $mIp$  compris entre 300 et 700 (quand  $Ip > 20$ ).

- le CBR est compris entre 70 et 100 % ;
- la densité sèche de l'OPM est comprise entre 20 et  $22 \text{ kN/m}^3$  ;
- la teneur en eau optimale de compactage comprise entre 8 et 9,5 %.

● **CIII** : limité par  $f$  entre 25 et 35 et  $mIp$  compris entre 700 et 1000 (quand  $Ip > 22$ ).

- le CBR moyen est de plus mauvaise qualité ;
- la densité sèche de l'OPM est inférieure à  $21 \text{ kN/m}^3$  ;
- la teneur en eau optimale de compactage plus élevée que dans les autres classes.

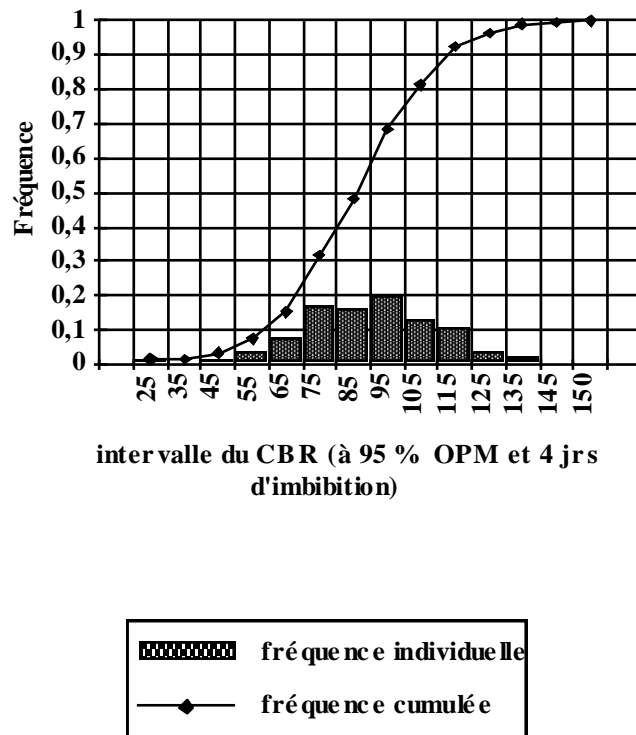
En tenant compte des spécifications proposées, on peut avancer que le matériau CIII peut satisfaire une couche de forme ; CII une couche de fondation et CI une couche de base.



*Fig.V.12 - Classification des Graveleux latéritiques du Sénégal*

#### 4.4.4c - Classification selon la portance CBR

La figure V.13 donne la distribution par classe du CBR. La distribution est unimodale et justifie largement que l'on puisse utiliser la loi normale.



*Fig.V.13 - Histogramme de l'indice portant (CBR)*

Le premier intervalle ( $< 30$  n'est pas assez représentatif), mais il constitue une limite pour laquelle le sol est considéré de faible portance.

L' intervalle intermédiaire est pour les valeurs comprises entre 30 et 80.

Enfin un  $CBR \geq 80$  est considérée comme excellent pour une couche de base.

L'étude qui suit distingue trois classes de CBR pour lesquelles il s'agit dans un premier temps de considérer les valeurs moyennes des autres paramètres physiques et ensuite partant de la granulométrie et des limites d'Atterberg vérifier si pour des classes bien définies par le calcul correspondent des valeurs de l'indice portant ayant une réelle signification.

Pour ce test , nous avons déterminé par intervalle de CBR (0-35; 35-95; 95-125) l'évolution des variables essentielles. La Figure V.14 ci-après montre la distribution des variables pour ces intervalles de valeurs de la portance.

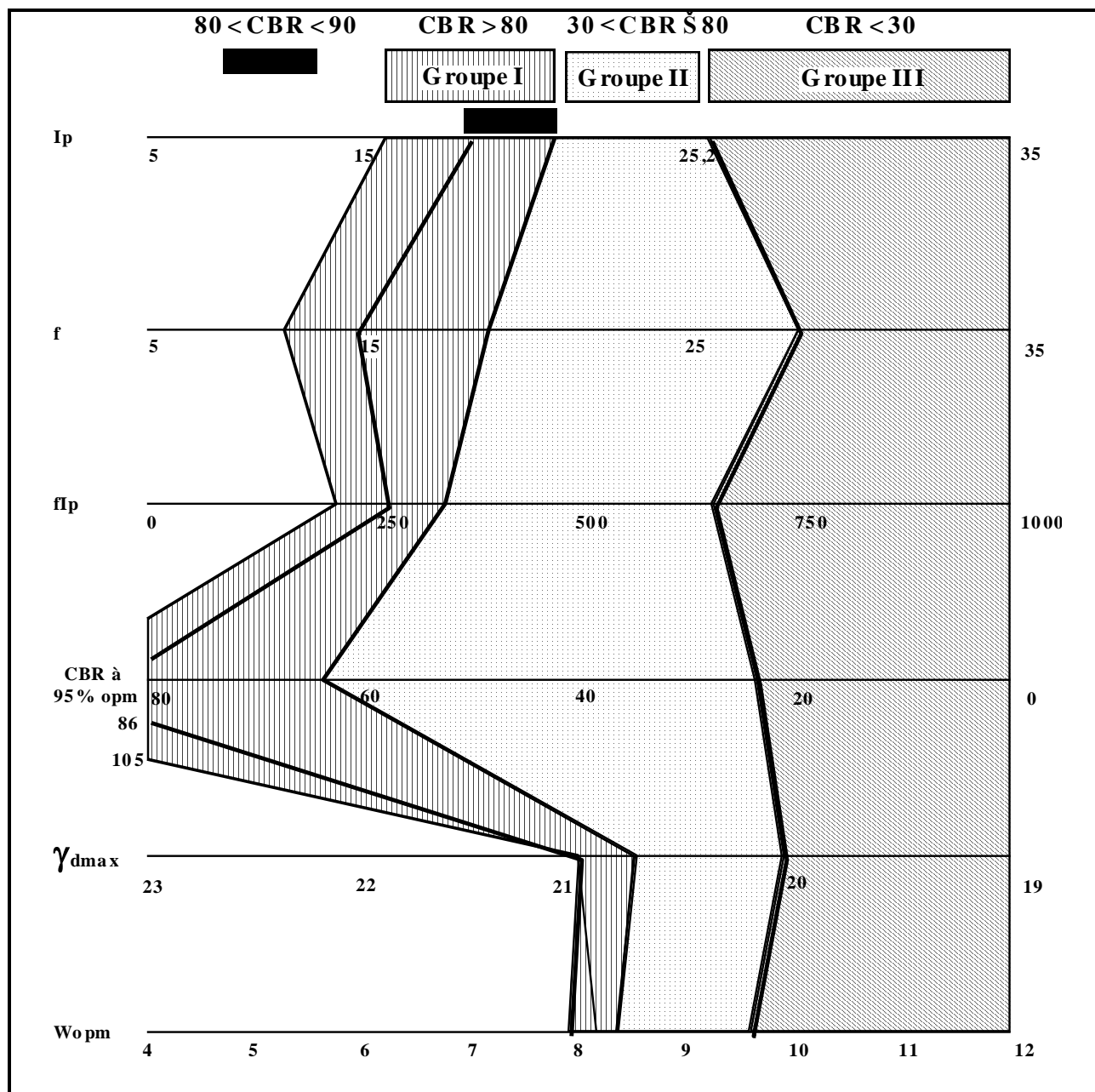


Fig.V.14 - Intervalles de confiance pour quelques paramètres géotechniques

Le Tableau V.8 récapitule les moyennes par classes :

Intervalle de CBR	<30	30-80	80-90	>90
$\gamma_{dmax}$	20,08	20,74	21,09	21,22
$W_{opm}$ %	9,64	8,42	7,9	8,02
$I_p$	25,2	20,23	18,58	16,83
fraction < 0,1mm	27,4	18,04	14,49	12,95
fraction < 2 mm	44,2	30,37	26,4	24,63

Tableau V.8 - Moyennes des différentes variables par intervalles de CBR

Le tableau V.9 donne l'étendue (extremums) des différentes variables.

<b>Intervalle de CBR</b>	<b>&lt; 30</b>	<b>30-80</b>	<b>80-90</b>	<b>&gt; 90</b>
$\gamma_{dmax}$	18,6-22,5	18,7-23,9	19,4-23,5	19,7-23,9
W <sub>opm</sub>	7,5-11,6	5,1-12	5,8-11,1	4,7-11,5
I <sub>p</sub>	19-36	7-33	6-35	5-28
fraction < 0,1 mm	12-37	2-50	4-24	5-23
fraction < 2 mm	20-63	11-61	10-46	13-40

**Tableau V.9 - Valeurs marginales des différentes variables**

Enfin tout en tenant compte de ces valeurs moyennes des variables et de leurs étendues selon les différentes classes de la portance CBR, ensuite des limites généralement admises concernant les différentes couches de chaussées, on peut tenir compte des valeurs suivantes (tableau V.11) comme référence pour d'une part la couche de fondation et d'autre part la couche de base.

Cela est explicité ici au Tableau V.10 avec la mise en évidence de trois classes.

<b>Paramètres</b>	<b>CI CBR&lt;30</b>	<b>CII CBR 30- 80</b>	<b>CIII CBR &gt; 90</b>
$\gamma_{dmax}$ .	20 mini	21 max	> 21
W <sub>opm</sub>	> 9	8	mini 8
IP	< 25	18 - 20	< 16
Passant au tamis.20	27	14 - 28	>12
Passant au tamis.23	44	26 - 30	mini 24
CBR après 4j imbibition	< 30	30<CBR<80	>80
Gonflement linéaire	quasi nul	0,1	0,3

**Tableau V.10 - Plages de valeurs par intervalles de CBR**

En adoptant la même démarche que selon la classification mIp (définition des limites de classes), on établit une classification cette fois-ci retenant comme paramètre explicative le CBR.

On peut retenir les valeurs suivantes comme références. (tableau V.11)

<b>Paramètres</b>	<b>couche de fondation</b>	<b>couche de base</b>
$\gamma_{dmax}$ .(kN/m <sup>3</sup> )	19 - 20	20,5 - 21,5
W <sub>opm</sub> (%)	≥ 9	8 - 8,5
Indice de plasticité	13 - 17	19 - 22
Passant à 0,1 mm (AFNOR 20)	25	16 - 20
Passant à 2 mm (AFNOR 23)	44	24 - 30
CBR après 4j imbibition	≤ 30	> 65
Gonflement linéaire %	0 - 0,1	max. 0,3

**Tableau V.11.- Spécifications pour couches de chaussées**

#### **4.5 - Synthèse des systèmes de classifications proposés**

La classification en fonction du CBR peut sembler être beaucoup plus adéquate, le CBR étant le paramètre explicatif de ce test et de loin le paramètre le plus important. Seulement, cette variable est très peu liée aux caractéristiques d'identification (Cf. § 4.3, 4.4 et 4.5). Ainsi, la répartition est biaisée par cette indépendance et le test statistique est plus médiocre.

Par contre, la classification par  $mIp$ , fixe des limites de validité plus précises, en ce sens que les tests par intervalles de confiance donnent des valeurs moins dispersées. En plus, l'étude retient plusieurs paramètres fixés à l'avance dont on peut donner une explication, par exemple :

- l'indice de plasticité constitue un paramètre important de classification. Il influe sur les niveaux de portance et reflète les variations significatives de ces derniers ;
- pour chacune des classes CI, CII et CIII, l'étude a confirmé, tout en les précisant sur des bases objectives, les valeurs des autres paramètres qui permettent de mieux définir ces classes, notamment : l'indice CBR et les caractéristiques Proctor ;
- sur le plan de la granularité globale, le paramètre le plus important et de beaucoup le plus déterminant est le tamisat à 0,1 mm, les valeurs critiques correspondent aux limites de  $mIp$  ;
- enfin, ni la nature pédogénétique, ni la nature de la roche mère ne sont apparus comme des facteurs déterminants permettant de nuancer les systèmes conventionnels de classification.

#### 4.5.1 - Remarques :

1) La limite de 5 assignée à l'indice de plasticité et de 2 à 3 de la teneur en fine, découlent de l'analyse statistique effectuée sur les 267 emprunts considérés dans l'étude. Elles sont précisées pour bien ressortir que les graveleux dont il s'agit ici ne sont pas les "graves propres" au sens où les spécifications françaises (% fines < 5) et anglo-saxonnes ( $I_p < 6$ ), l'entendent, l'imposition de telles limites à ces matériaux à l'état naturel étant irréalistes dans le cas des graveleux latéritiques du Sénégal.

2) La limite supérieure de 36 pour  $I_p$ , 35 pour  $f$  découle elle aussi des analyses statistiques effectuées. Elle est précisée pour souligner que toute valeur supérieure à cette limite correspond à des matériaux "fins" (argiles éventuellement graveleuses).

#### 4.5.2 Conclusion :

Pour la classification en fonction du CBR, le manuel de dimensionnement (CEBTP, 1972) rapporte des valeurs similaires dans le cas de  $W_{opm}$  et  $\gamma_{dmax}$  pour le cas du Sénégal (les seuls résultats dont on dispose).

Il faut signaler que les études faites auparavant sur le Sénégal se basaient sur une population généralement peu représentative et la classe intermédiaire définie ici n'y apparaît pas (classe C.II).

Le manuel de dimensionnement des routes pour les pays tropicaux considère pour la classe III la fourchette de valeurs que nous retenons.

Enfin, la classification en fonction de  $mIp$ , définit clairement des classes avec des intervalles de confiance plus précise. Cette classification nous semble la plus adéquate.

## CONCLUSIONS

- L'objet de l'analyse multivariante (ACP, AFD) est de permettre de trouver dans un sens purement descriptif l'affinité de variables entre elles (quantitativement et qualitativement). On remarquera que la distinction par familles n'a pas abouti à un résultat significatif.

La recherche d'une classification doit tenir compte de la granulométrie, mais aussi et surtout de la plasticité (Vargas, 1990).

- La conception des routes en pays tropicaux, notamment en Afrique réside dans la recherche de l'économie. Ceci est justifiée par l'insuffisance des moyens disponibles. A cela s'ajoute le problème de la régularité et de la qualité des matériaux mis en œuvre, ce qui constitue une véritable difficulté.

Devant la durée éphémère des chaussées la notion de "route économique" devrait être redéfinie (Gbaguédi I., 1986).

C'est partant de ce constat que les efforts successifs des administrations de transport sont très tournés vers la recherche des moyens de faibles coûts, entre autres définir des spécifications empiriques sur la base des paramètres physiques d'identification des sols.

La recherche effrénée d'une corrélation du CBR avec ces mêmes paramètres s'est toujours butée à l'inadéquation entre un paramètre dit physique d'identification et un paramètre de portance donc mécanique (le CBR). Il est important de souligner que des moyens très importants ont été utilisés pour l'étude des sols latéritiques (par exemple, le Lyon Associates, 1969, 1971) et le but essentiel de ces travaux était la recherche de corrélations significatives entre graveleux latéritiques sur la base du CBR et des paramètres d'identification. Et rarement ces études se sont intéressées à la collecte de paramètres mécaniques, par exemple le comportement mécanique des sols latéritiques est rarement relaté dans les travaux scientifiques.

Les travaux du Lyons Associates, Autret (1980), du CEBTP (1984) et celui que nous avons mené montrent la difficulté de corréler tout simplement le CBR avec les paramètres physiques.

La tendance qui consiste à vouloir réduire l'aire géographique dans l'optique de trouver de meilleures corrélations ne nous semble pas être justifiée.

*Le travail de recherches pour aboutir par des moyens rationnels au dimensionnement routier est plutôt timide et se doit d'être encouragé.*

On pourrait se demander si les mauvaises corrélations du CBR avec les autres paramètres ne sont pas dues au fait qu'il n'existe pas d'essais standards pour ce genre de matériau. Ainsi, les valeurs retenues seront biaisées par la nature même des modes opératoires. Ceci est valable pour l'essai CBR.

La recherche des causes de cette dispersion est nécessaire. Alors, il devrait être souvent possible de calculer un CBR à partir des paramètres d'identification et à obtenir des valeurs suffisamment fiables pour caractériser les classes de portance prises en compte dans le dimensionnement des chaussées. Les essais CBR réellement effectués serviraient alors à caler les valeurs calculées.

Enfin, nous croyons que la dépendance du CBR avec telle ou telle autre caractéristique est à chercher dans les paramètres mécaniques comme, la compressibilité, la résistance au cisaillement ; mais il faut pouvoir proposer une méthodologie d'essai suffisamment proche des sollicitations mécaniques qu'une route est en mesure de supporter.

---

## **PARTIE III :**

### **Etude du comportement sous chargement monotone et cyclique des trois latérites compactées à l'OPM**

---



---

## CHAPITRE VI - PROPRIETES DES TROIS LATERITES UTILISEES

---

### INTRODUCTION

Ce chapitre traite tout d'abord de l'origine des trois sols latéritiques utilisés par la suite dans nos différents essais, ensuite de leurs identifications géotechniques.

Nous essayerons de les situer par la suite dans les différentes classifications internationales des sols, et par les spécifications routières connues de les y situer.

### 1 - ORIGINE DES TROIS GRAVIERS LATERITIQUES (figure VI.1)

La région d'étude est située dans la partie la plus occidentale du Sénégal, il s'agit d'abord du massif de Ndiass et ensuite du plateau de Thiés.

Le massif de Ndiass, anticlinal faillé à cœur maestrichtien, est un plateau disséqué par des talwegs à fond plats et versants raides. Son altitude maximum est de 104 m à Tiécky alors que son altitude moyenne est de 50 m. Ce plateau a une inclinaison générale sud-nord. Au sud, il domine l'océan par des falaises verticales et s'incline progressivement vers le nord pour s'envoyer sous le lac Tanma. Essentiellement constitué à l'affleurement par des assises sableuses, gréseuses, gréso-argileuses du maestrichtien supérieur, le dôme de Ndiass a été, au miocène le siège d'une tectonique cassante importante qui a rejoué lors du paroxysme du Pléistocène ancien (D. Demoulin (1970, 1971) *in* Nahon (1971), Nahon D. (1971)). Trois systèmes cuirassés différenciables, à la fois par leur position respective dans le paysage et par leurs faciès pétrographiques d'ensemble couvrent le massif. La plus élevée dans le paysage n'est relativement bien conservée qu'au centre du massif. Cette formation cuirassée appelée "latéritoides phosphatés" est considérée comme pliocène (Tessier F., 1971). Les deux autres formations cuirassées sont des cuirasses gréso-ferrugineuses. Elles ont été respectivement attribuées au Plio-Pléistocène ancien et au Pléistocène moyen (Nahon D., 1971).

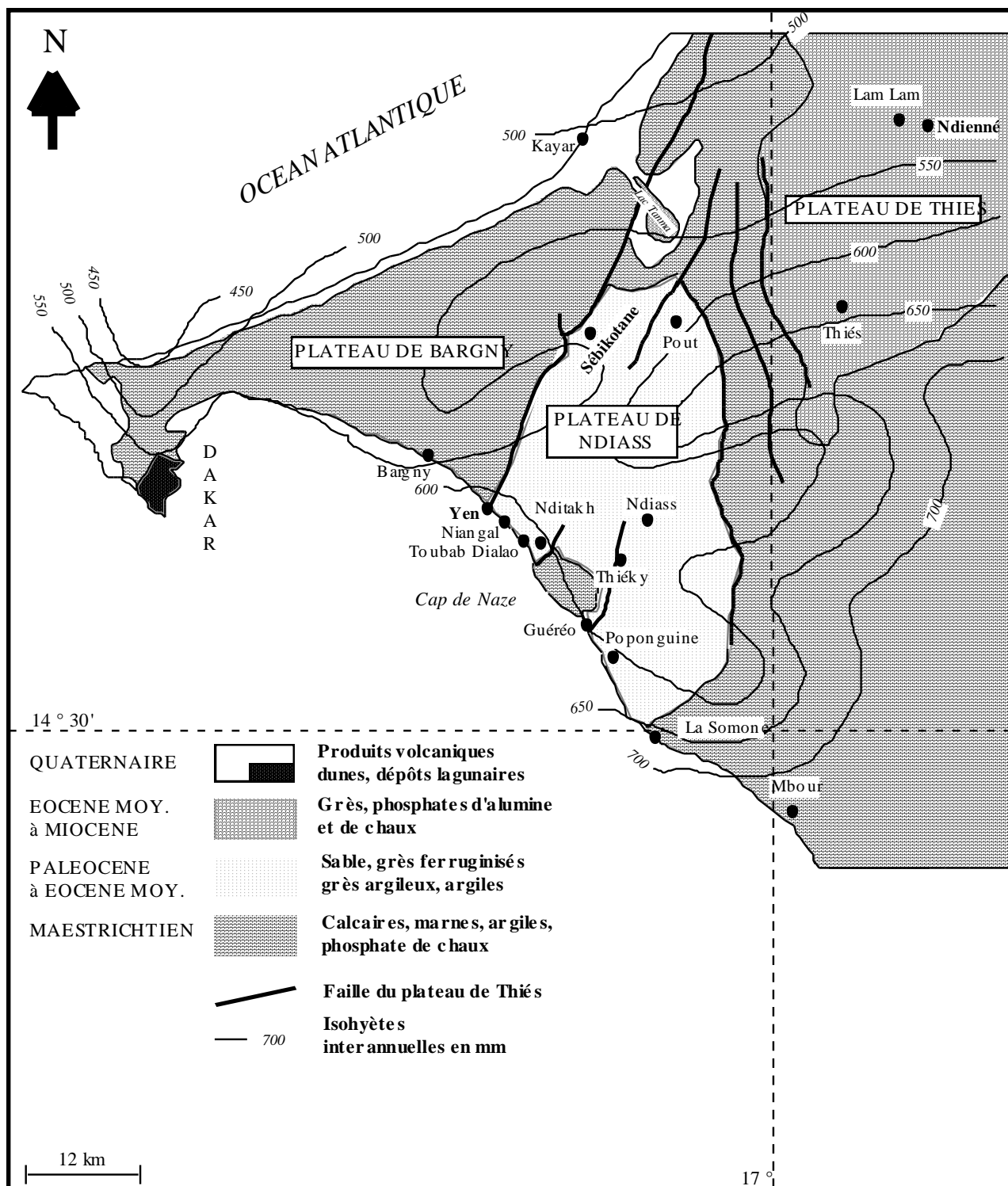
Le plateau de Thiés est séparé du massif de Ndiass par la dépression allant du lac Tanma à la Somone (figure VI.1). Ce plateau atteint au lieu dit Bellevue, 130 m, et s'enfonce en pente douce vers l'Est. Il est limité, sur sa bordure occidentale, par un escarpement de direction générale N-S. Cet escarpement est une cuesta molle constituée par les marnes et argiles de l'Eocène inférieur (Tessier, 1950 et 1952 *in* Nahon (1971)). Depuis le Paléocène calcaire, karstifié, de la base, se développe toute une série d'argiles, de marnes et de calcaires argileux de l'Eocène inférieur et moyen. On atteint finalement la cuirasse ferrugineuse phosphatée et gréseuse du rebord du plateau.

Nous résumons dans ce qui suit, les lieux précis d'échantillonnage de nos sols et un aperçu sommaire de leurs particularités.

Le site de Yenne est à une centaine de km de Dakar, il se situe sur le plateau de Ndiass, la roche mère est essentiellement gréseuse. Par contre, les sites de Sébikotane et de Ndienné se localisent sur le Plateau de Thiés, la roche mère est soit du calcaire ou des grès pour Ndienné, soit des marnes Eocènes ou des phosphates de chaux pour Sébikotane (Nahon, 1970 ; 1971 ; Tessier, 1965 ; Maignien, 1965). Enfin les sites de Dougar et de Léona Niang dont des études ont été effectuées (Samb, 1985) se trouvent à l'Est du plateau de Thiés, au Nord Est de Dakar.

Ces trois sites ont été choisis pour la nature de leurs roches mères d'une part, et d'autre part pour certaines de leurs propriétés géotechniques définies antérieurement (CEREEQ, 1945 - 1992). La proximité des lieux de gisement à la ville de Dakar est aussi une raison de l'échantillonnage dans ces sites.

Sur ces trois faciès latéritiques nous avons effectué d'abord des essais d'identifications classiques (granulométrie, limites d'Atterberg, poids spécifiques etc.) ; ensuite des essais de portance CBR, Los Angeles (LA) et quelques essais de compression oedométrique.



**Fig. VI.1 - Géologie sommaire du Sénégal Occidental et Localisation des sites d'échantillonnage (d'après Nahon (1971))**

## 2 - NATURE DES SOLS ETUDIES

Du point de vue pédogénétique, les trois graviers latéritiques sont décrits comme des sols minéraux bruts à profil (A)C.

### 2.1 - La latérite de Yenne/mer (figure VI.1)

C'est la famille des cuirasses ferralitiques sur grès. Il s'agit là d'une ancienne cuirasse partiellement démantelée qui repose sur les grès Maestrichtiens (Maignien, 1965).

On peut y reconnaître deux surfaces d'érosion, dont la plus fraîche se situe au Sud du Massif, vers Popouguine (Sud Est de Dakar). Il s'agit d'une cuirasse ferralitique massive, constituée très souvent à sa base de plaquettes gneissiques ferruginisées.

Elle se trouve en mélange avec des matériaux sablo - argileux résiduels, de couleur rouge, matériaux hérités de sols ayant donné naissance aux cuirasses.

### 2.2 - Les latérites de Ndienné et de Sébikotane (figure VI.1)

C'est la famille des cuirasses ferralitiques sur calcaires (Ndienné) ou sur marno - calcaire à marnes Eocène (Sébikotane). Cette famille est limitée aux affleurements cuirassés qui dominent la falaise de Thiés (Nord Est de Dakar).

Cette cuirasse est à modelé subhorizontal. Elle s'enfonce sensiblement vers l'Est où elle est envoyée par des dépôts sableux. Il s'agit d'une cuirasse ferralitique assez épaisse (3 à 5 m), à faciès le plus souvent pisolitique en surface et alvéolaire en profondeur.(Maignien, 1965). Elle est parfois très riche en phosphate d'alumine, surtout vers le Nord.

## 3 - RESULTATS DES ESSAIS PRELIMINAIRES

### 3.1 - Identifications préliminaires

Nous avons procédé à une série d'essais d'identification des caractéristiques physiques des trois sols, elles sont répertoriées au tableau suivant.

	Ndienné	Sébikotane	Yenne/mer
$\gamma_{dmax}$ (kN/m <sup>3</sup> )	20,9	20,75	17,7
W OPM (%)	8,6	8,9	8,5
Wl (%)	21	36	39,5
Wp (%)	13	16	19
Ip (%)	8	20	20,5
> 2 mm (%)	26	30	15
> 0,1 mm (%)	6	6	7
Cu	27,77	26,87	5
Cc	8,1	5,81	2,59
coefficient k (m/s)	$6,85 \cdot 10^{-9}$	$2,17 \cdot 10^{-8}$	$2,79 \cdot 10^{-7}$
L.A.-%perte	59,7	89,7	83,1
CBR (%)	113	82	86
% gonflement	0	0-0,08	0

*Tableau VI.1 - Caractéristiques des trois sols latéritiques*

Les coefficients de perméabilité sont obtenus au perméamètre à charge variable et l'essai CBR est fait selon les normes existantes en Afrique de l'Ouest (West African Compaction). Enfin, les caractéristiques de compactage sont celles du Proctor Modifié.

Ces latérites se situent selon différentes classifications dans les classes ci-après :

	Ndienné	Sébikotane	Yenne/mer
LCPC	B 6	B 6	B 5
USCS	(Gw)	à	(Gc)
HRB	A 2-7	à	A 2-4

*Tableau VI.2 - Position des trois graviers latéritiques selon les classifications internationales des sols*

### 3.2 - Poids spécifiques des trois latérites

Nous avons testés les trois échantillons de latérites selon trois tranches granulométriques ( $d < 4$  mm,  $4 \text{ mm} < d < 10$  mm,  $d > 10$  mm) et chaque portion a été testé au moins six fois, en faisant varier la solution (eau et trichlorocarbène). Le tableau suivant résume les résultats qui sont des moyennes (unités :  $\text{kN/m}^3$ ).

	$d < 4$ mm	$4 \text{ mm} < d < 10$ mm	$d > 10$ mm	total sol
Ndienné	28,9	30,4	30,7	30,04
Sébikotane	29,6	31,4	31,6	30,9
Yenne/mer	32,3	35,7	36,2	34,7

*Tableau VI.3 - Valeurs de la masse spécifique par tranches granulométriques ( $\text{kN/m}^3$ ).*

Ces résultats traduisent par leur évolution selon la granulométrie et leurs fortes valeurs la tendance globale que l'on retrouve généralement dans les sols latéritiques. En passant des fractions fines aux fractions grossières, le poids spécifique augmente et traduit une plus grande concentration de fer dans les concrétions ou pisolites. La fraction fine étant en partie argileuse.

## 4 - ANALYSE MINÉRALOGIQUE

Les analyses minéralogiques aux rayons X ont été effectuées au Centre de Recherches Pétrographiques et Géologiques (CRPG) de Nancy.

Il ressort de l'analyse minéralogique que la totalité des constituants de ces échantillons n'est pas cristallisée. Alors, il est inutile de rechercher un bouclage à 100. De plus, il est délicat de quantifier des minéraux qui présentent des cristallinités variables. Le tableau suivant donne les résultats de l'analyse aux rayons X.

	$d < 4$ mm	$4 \text{ mm} < d < 10$ mm	$d > 10$ mm
Millisite	24	27	40
Gœthite	22	8	6
Quartz	38	12	7
Kaolinite	10	4	-

*L'élargissement du pic à  $4,84 \text{ \AA}$  de la Millisite qui correspond également à la réponse caractéristique de la gibbsite laisse la possibilité d'une contribution de cette dernière.*

*Tableau VI.4 - Estimations de la nature minéralogique - Ndienné*

	d < 4 mm	4 mm < d < 10 mm	d > 10 mm
<b>Quartz</b>	30	18	25
<b>G�ethite</b>	25	30	30
<b>Kaolinite</b>	10	6	-

*Tableau VI.5 - Estimations de la nature minéralogique - Sébikotane*

	d < 4 mm	4 mm < d < 10 mm	d > 10 mm
<b>G�ethite</b>	22	22	18
<b>H�matite</b>	27	30	33
<b>Quartz</b>	20	13	13
<b>Kaolinite</b>	10	6	6

*Tableau VI.6 - Estimations de la nature minéralogique - Yenne/mer*

Dans le cas de l'échantillon de Ndienné, l'apparition de la millisite atteste de son origine. Ces faci s directement issus du substratum  oc ne (marnes et argiles à attapulгите), reposent sur 2 à 3 m d'épaisseur, des roches phosphatées alumineuses à structure complexe (Nahon, 1976).

On les nomme "lat rito ides phosphatées" (Bessairie, 1943 ; Arnaud, 1945 ; Tessier, 1950 et 1952, 1950, 1965 ; Flicoteaux et Tessier, 1971 cités par Nahon (1971)). Selon Nahon, ces lat rito ides phosphatés sont durs, mais poreux, gris - beige à ocre, essentiellement constituées de millisite (phosphates alumino-calcique), et d'un peu de g ethite alumineuse, de quartz et de kaolinite.

Même si le sol que nous avons échantillonné est en partie un mélange, il ressort de l'analyse aux rayons X que les constituants minéralogiques restent identiques à ceux connus dans la littérature.

De même, les constituants observés pour les autres sols (Yenne/mer et Sébikotane) justifie leurs caractères latéritiques :

- présence de minéraux des oxydes de fer caractéristiques (hématite et g ethite) ;
-  ventuelle présence du minéral de l' oxyde d'aluminium (la gibbsite semble être masquée par la présence de la millisite, ces minéraux ont des réponses au rayons X identiques) ;
- présence de l'argile type des sols ferralitiques (la kaolinite) ;
- présence de quartz en grande quantité.

## **5.- COURBES GRANULOMETRIQUES**

Les essais granulométriques ont été faits d'abord par voie humide, dans le but d'empêcher une perte importante de fines particules. Cependant la comparaison entre un essai par voie humide et un essai par voie sèche donnant deux courbes parfaitement homothétiques, par la suite tous les essais ont été effectués par voie sèche, néanmoins sans  cr tage.

Les trois courbes granulométriques se trouvent à peu près dans le même fuseau et ont un pourcentage faible en argile. L'échantillonnage sur ces sols est fait de telle sorte que le produit latéritique obtenu est un mélange dans lequel les gros blocs sont peu sélectionnés.

Généralement, les différents investigateurs s'arrêtent au niveau de l'analyse granulométrique à la barrière des 80 µm. L'importance ou non de cette fraction fine après 80 µm est en elle même une manière de prédire le comportement ultérieur d'un sol latéritique.

Globalement les trois courbes entrent correctement dans le fuseau type des sols latéritiques tel que défini par le CEBTP (1985) (Cf. 1<sup>ère</sup> Partie, Chap.II), mais ont des allures qui diffèrent.

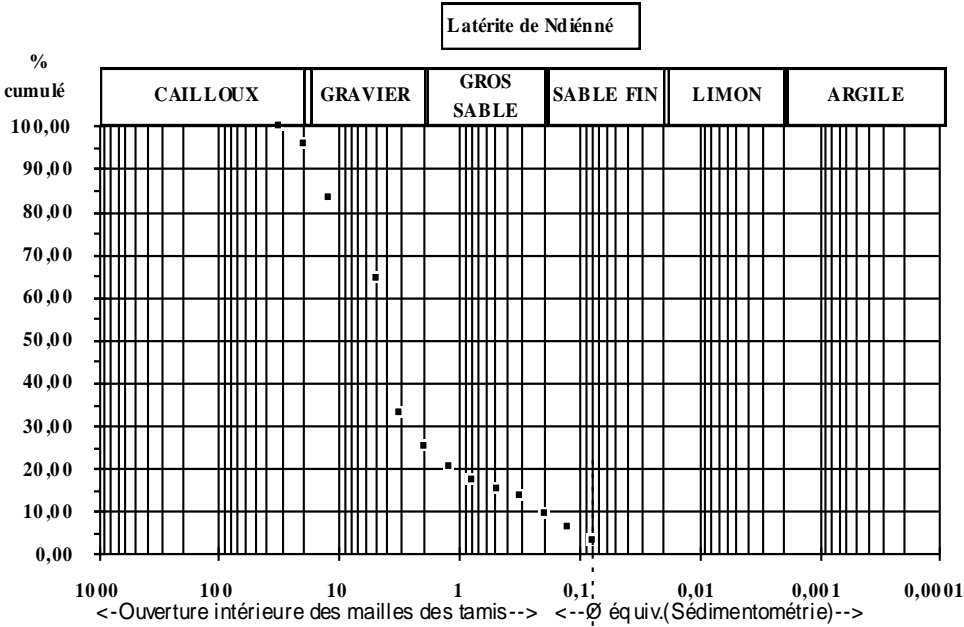


Fig.VI.2 - Courbe granulométrique de la latérite de Ndiénné

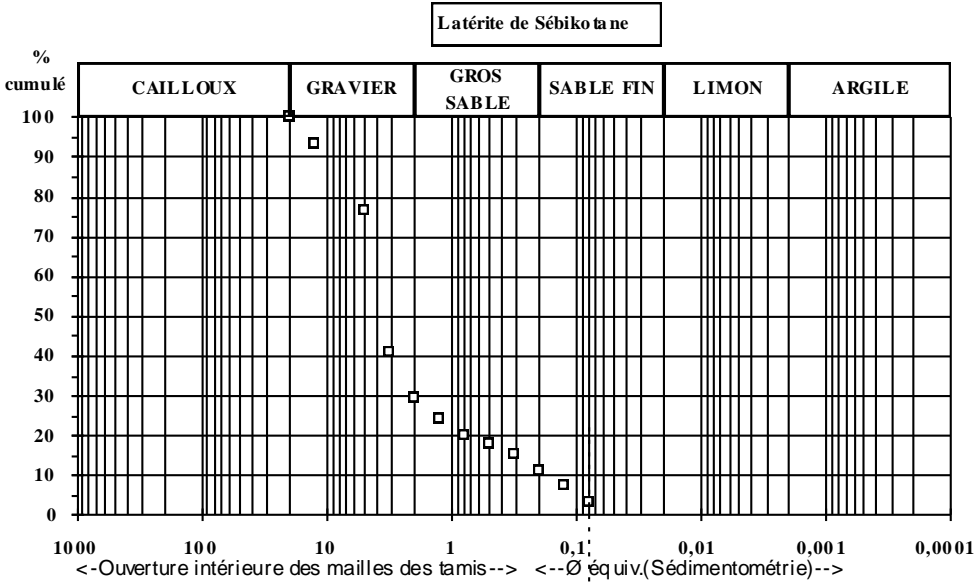
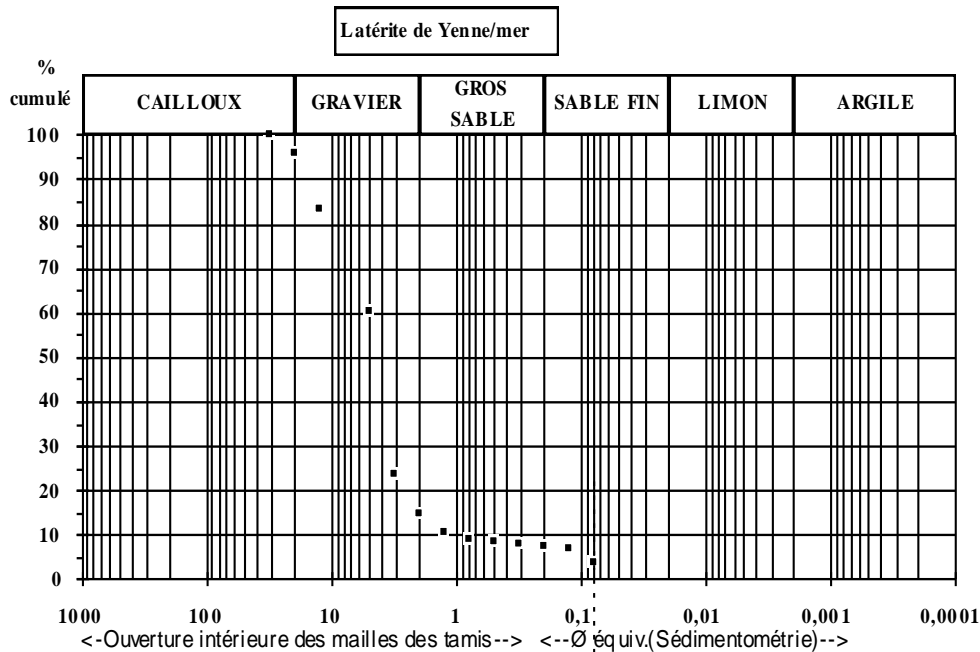


Fig.VI.3 - Courbe granulométrique de la latérite de Sébikotane



**Fig.VI.4** - Courbe granulométrique de la latérite de Yenne/mer

## CONCLUSION

Les résultats des essais d'identification préliminaires placent les trois graviers latéritiques dans le groupe des sols latéritiques ferrugineux, d'une part par leur plasticité et d'autre part par leurs caractéristiques de compactage. La faible plasticité de Ndienné s'explique par le fait que le sol est proportionnellement plus sableux que les autres.

Concernant les masses spécifiques, on note une augmentation de celle-ci quand la fraction granulométrique devient grossière. Ce résultat est largement commenté dans la littérature et est dû à une plus forte concentration de pisolites ou concrétions généralement de fer à ce niveau, la partie fine étant plus argileuse donc moins dense. Les fortes valeurs de la masse spécifique de Yenne/mer s'explique par la prédominance de l'hématite et de la goëthite sur les autres minéraux.

La goëthite et l'hématite étant des oxydes de fer, leur concentration est assez importante pour l'échantillon de Yenne ce qui lui confère sa couleur beaucoup plus rouge que les autres sols. A ce propos l'échantillon de Ndienné est de couleur jaune ocre eu trait à sa forte teneur en millisite (phosphate alumino - calcique). Tandis que pour Sébikotane, disparaît l'hématite et l'oxyde de fer dominant est la goëthite.

De la même manière que pour la masse spécifique, la proportion relative en minéraux est variable selon la tranche granulométrique ; par exemple la teneur en silice diminue lorsque la taille des constituants est plus grossière. Ceci est dû au fait que la fraction grossière est essentiellement concrétionnée (pisolite de fer). Quand au quartz, il est de dimension plus petite et est ségrégué au niveau des tranches granulométriques fines.

Ces caractéristiques confèrent à nos sols leur appartenance à des entités latéritiques comme spécifiées par Autret (1980).

---

## CHAPITRE VII - EVALUATION A LA BOITE DE CISAILLEMENT

---

### 1 - ESSAIS DE CISAILLEMENT A LA BOITE DE CISAILLEMENT

#### 1.1 - Dispositif expérimental

Un dispositif expérimental de grande taille a été utilisé. Il s'agit d'une boîte de cisaillement de Casagrande, de 150 mm par 150 mm et qui peut être étendue aux dimensions 300 mm par 300 mm. La hauteur de l'échantillon est comprise entre 120 et 150 mm.

La mise en place du matériau a été faite en cinq couches et celle du milieu, (la troisième) centrée sur l'interface entre les deux boîtiers, a dû être plus épaisse; l'objectif étant d'éviter que la rupture ne se développe aux interfaces entre les différentes couches qui, constituent des plans de plus grande faiblesse.

L'énergie de compactage est celle qui correspond au Proctor Modifié.

Les essais de cisaillement direct ont été faits, d'abord sans immersion préalable, ensuite après 4 jours d'imbibition.

Nous avons admis, comme dans le cas courant des essais CBR en condition immergée, que l'absorption peut être considérée comme complète au terme des 96 heures d'imbibition. En aucun cas nous n'avons pu vérifier le degré de saturation de l'échantillon, nous nous sommes conformés au principe de l'essai CBR comme convenu (*West African Compaction, Vallergera et al. (1969, 1971)*).

#### 1.2 - Choix et procédures expérimentales

Le matériau est écrêté et tous les essais sont effectués sur le passant au tamis  $\neq$  23 (20 mm).

Les teneurs en eau étant déterminée à l'essai Proctor modifié, les échantillons sont conditionnés à la teneur en eau de l'OPM et malaxés ; ils sont ensuite conservés hermétiquement fermés pendant 24 heures, ceci pour permettre une répartition homogène de la teneur en eau.

Après 24 heures on procède au compactage, directement sur la boîte de cisaillement (pour la boîte de 300 mm, on obtient 269 coups pour chacune des 5 couches et 63 pour la boîte de 150 mm). Chaque couche a donc reçu un nombre de coups tel que la compacité obtenue corresponde théoriquement à l'OPM.

Nos échantillons ont toujours été consolidés directement dans la boîte pendant un temps suffisamment important ; la charge étant automatiquement appliquée par l'intermédiaire d'un piston géré par un système hydraulique (*type Wykenam Farrance*). Le temps nécessaire pour la consolidation varie entre 12 à 15 heures après la mise en charge.

En ce qui concerne les échantillons "saturés", il faut considérer que le système de drainage est assez pauvre, et ainsi nous avons du mettre parfois des papiers filtre au bas et en haut de notre échantillons, en plus des plaques faisant office de pierres poreuses. Pour ce type d'essai, la consolidation est opérée après les 4 jours d'imbibition, toujours selon les conditions de l'essai CBR. Après cette période on procède à la consolidation comme pour les échantillons "non saturés".



Enfin, il nous faut signaler que nous n'avons pu descendre au delà de 50 kPa pour la dimension de 150 mm par 150 mm (4 kN étant par exemple la force nécessaire pour soulever le levier d'application de la charge). Ainsi pour 50 et 100 kPa de la contrainte normale ( $\sigma_n$ ), il nous a fallu utiliser la dimension maximale du boîtier (300 x 300 mm).

Une autre justification du changement de la dimension de la boîte, est que nous ne disposons plus d'échantillons par la suite. Cela fait que dans certains cas, les essais à 50 kPa de contrainte normale n'apparaissent pas. C'est le cas de tous les échantillons en condition "saturée" et l'échantillon de Yenne dans les deux conditions.

Après ces phases préparatoires, le cisaillement est réalisé toujours à la même vitesse (1 mm/mn) pour 50, 100, 200, 400 et 600 kPa de contrainte normale. Cette vitesse de cisaillement est prise en référence aux études de Samb (1985) utilisant une boîte de cisaillement identique. Une autre raison est que les sols qu'il utilise se trouvent géographiquement identiques aux nôtres. L'étude de Samb, nous permettra de comparer nos résultats aux siens.

Dans ce qui suit, nous traiterons les résultats cas par cas.

### 1.3 - Interprétation des résultats

#### 1.3.1 - Echantillons de Ndienné

##### 1.3.1a - En condition "non saturé"

Le tableau (VII.1) donne les caractéristiques des courbes contrainte - déformation. Auparavant, définissons les paramètres utilisés :

- $\sigma_n$  : contrainte normale ;
- $\tau_{pic}$  : contrainte tangentielle maximale ;
- $\epsilon_{pic}$  : déformation tangentielle à  $\tau_{pic}$  ;
- $\tau_{rés.}$  : contrainte tangentielle résiduelle ;
- $E_o$  : module de déformation à l'origine.

$\sigma_n$ (kPa)	$\tau_{pic}$ (kPa)	$\epsilon_{pic}$ (%)	$\tau_{rés.}$ (kPa)	$E_o$ (MPa)
50	112,3	1,99	66,0	8,5
100	177,4	1,99	103,2	11,7
200	445,1	3,72	271,0	16,7
400	564,8	3,58	418,0	21,4
600	900,9	4,04	682,2	29,9

**Tableau VII.1 - Caractéristiques mécaniques de la latérite de Ndienné en condition "non saturée"**

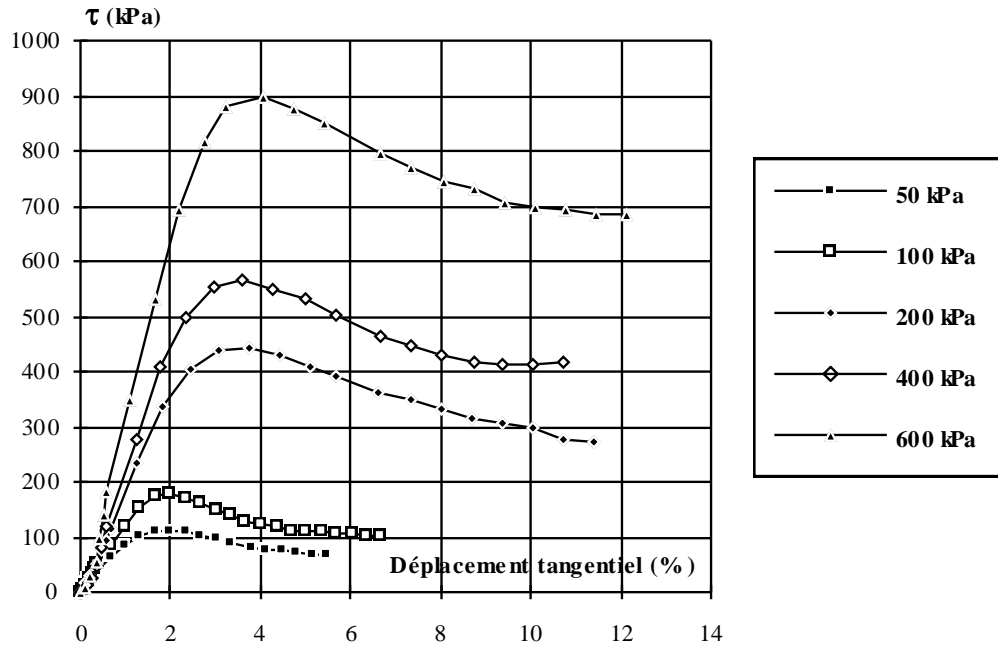
A l'analyse du tableau VII.1 et de la figure VII.1, plusieurs remarques s'imposent. Tout d'abord, on observe que le déplacement à la rupture est de deux ordres ; pour des contraintes normales entre 50 et 100 kPa, il est d'environ 2 %. Au delà, il devient assez important, oscillant entre 3,5 et 4 %. Plus la contrainte normale augmente et plus le déplacement à la rupture est important.

L'allure des courbes (figure VII.1) est telle qu'elles décrivent toutes un pic à la contrainte tangentielle maximale.

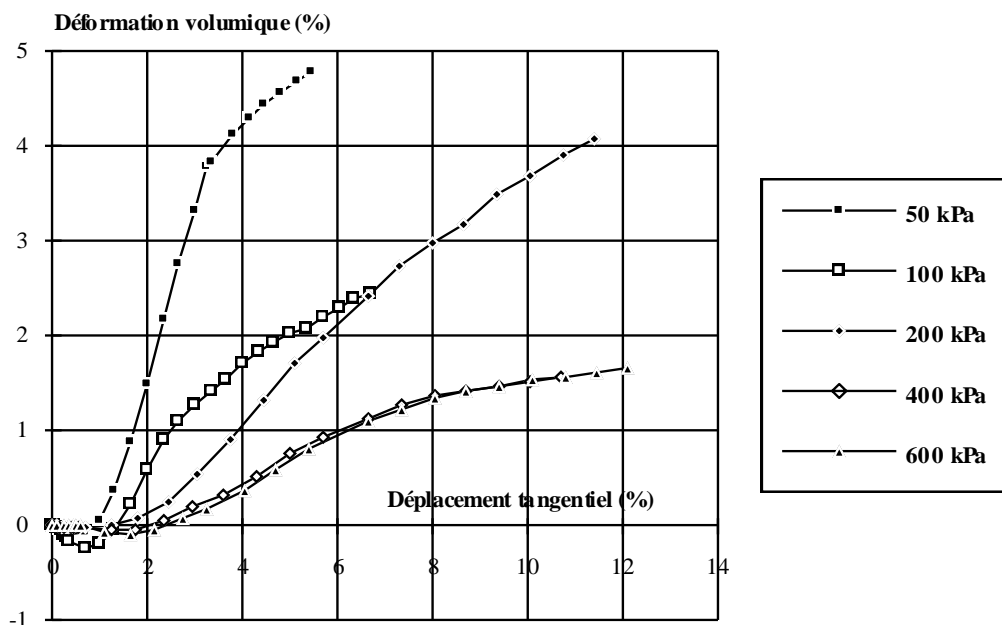
Concernant les courbes de la variation de volume de l'échantillon lors du cisaillement (figure VII.2), on observe que les échantillons se contractent très faiblement au début de l'essai pour

se dilater continuellement jusqu'à sa fin. La courbe intrinsèque est représentée à la figure VII.3, on en déduit l'angle de frottement interne ( $54^\circ$ ) et la cohésion (71 kPa).

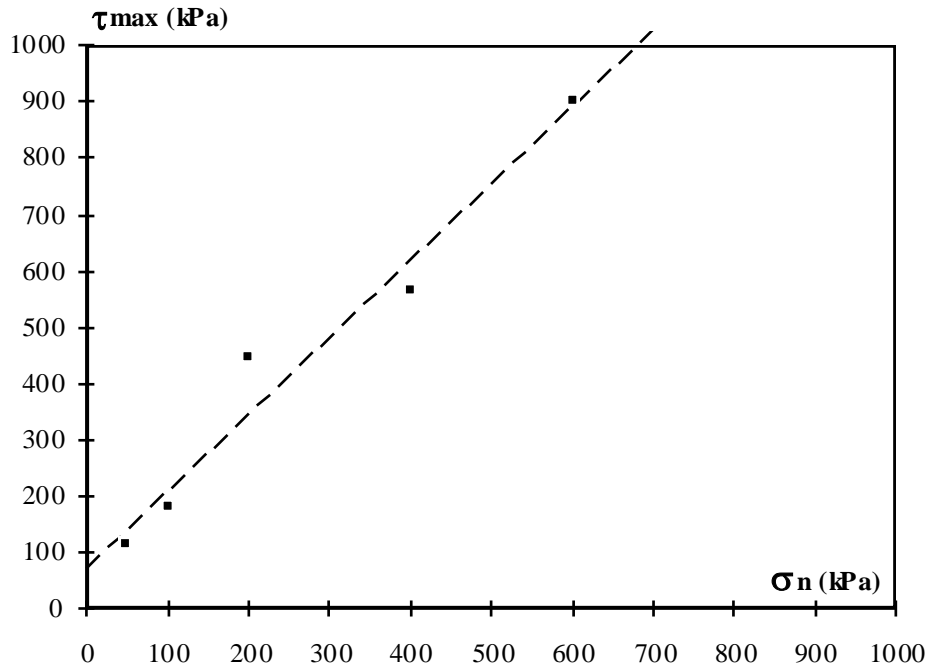
Enfin, nous notons qu'à l'augmentation de la contrainte normale correspond une évolution graduelle de la contrainte tangentielle maximale, de même que la contrainte tangentielle résiduelle. Cette remarque est aussi valable pour le module pris à l'origine ( $E_0$ ), qui évolue linéairement en fonction de l'augmentation de la contrainte normale.



**Fig.VII.1** - Courbes d'évolution de la contrainte tangentielle en fonction du déplacement tangentiel pour des contraintes normales variables (Echantillon de Ndienné "non saturé")



**Fig.VII.2** - Courbes d'évolution de la déformation volumique en fonction du déplacement tangentiel (Ndienné "non saturé")



**Fig.VII.3 - Courbe intrinsèque de la latérite de Ndienné à l'état "non saturé"**

### 1.3.1b - En condition "saturé"

Le tableau suivant donne les caractéristiques des courbes contrainte - déformation.

$\sigma_n$ (kPa)	$\tau_{pic}$ (kPa)	$\epsilon_{pic}$ (%)	$\tau_{rés.}$ (kPa)	$E_o$ (MPa)
100	172,2	1,96	85,6	15,0
200	384,1	2,69	267,7	13,9
400	491,5	1,97	473,7	47,1
600	709,2	3,27	557,6	33,6

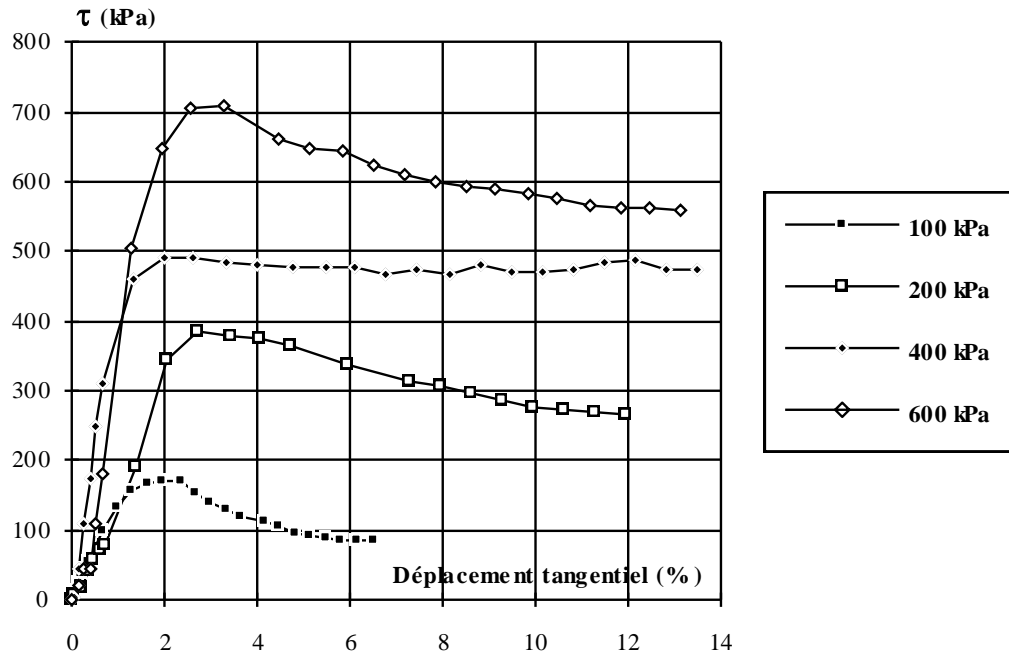
**Tableau VII.2 - Caractéristiques mécaniques de la latérite de Ndienné en condition "saturée"**

En condition "saturé" on peut faire les remarques suivantes :

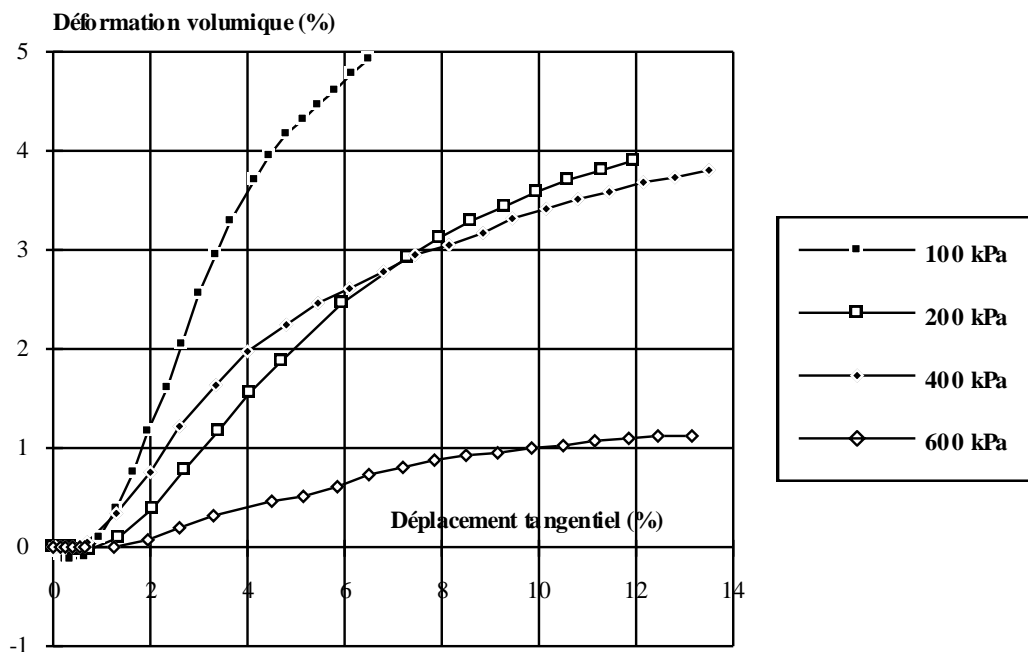
- le déplacement à la rupture ne suit pas l'ordre défini dans le cas de l'échantillon en condition "non saturée". Les résultats sont plus irréguliers (Tableau VII.2),
- L'allure des courbes (figure VII.4) est telle qu'elles décrivent aussi un pic à la contrainte tangentielle maximale, sauf pour  $\sigma_n = 400$  kPa, où on peut noter l'établissement d'un palier.
- Les échantillons se contractent très faiblement au début de l'essai pour se dilater continuellement jusqu'à sa fin (figure VII.5). Le changement de signe s'opère toujours autour de ( $\epsilon \approx 1\%$ ).

La courbe intrinsèque est représentée à la figure VII.6, on en déduit l'angle de frottement interne ( $50^\circ$ ) et la cohésion (40 kPa).

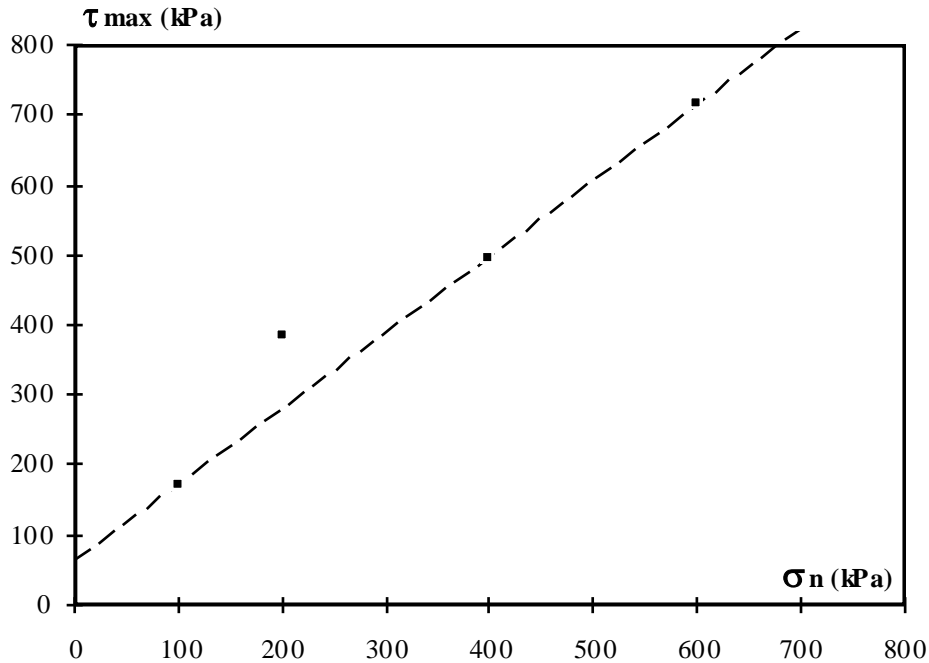
Si on compare maintenant les caractéristiques mécaniques, on observe qu'en condition "non saturée", la résistance pour atteindre le pic de la déformation maximale est plus importante qu'en condition "saturée" et qu'à contrainte normale égale, le module à l'origine est plus important.



**Fig.VII.4** - Courbes d'évolution de la contrainte tangentielle en fonction du déplacement tangentiel pour des contraintes normales variables (Echantillon de Ndienné "saturé")



**Fig.VII.5** - Courbes d'évolution de la déformation volumique en fonction du déplacement tangentiel (Ndienné "saturé")



*Fig.VII.6 - Courbe intrinsèque de la latérite de Ndienné à l'état "saturé"*

### 1.3.2 - Echantillons de Sébikotane

#### 1.3.2a - En condition "non saturé"

Le tableau suivant donne les caractéristiques des courbes contrainte - déformation.

$\sigma_n$ (kPa)	$\tau$ pic (kPa)	$\epsilon_{pic}$ (%)	$\tau_{rés.}$ (kPa)	$E_o$ (MPa)
50	105,3	0,69	96,0	29,6
100	176,9	1,35	100,5	20,7
200	412,1	1,75	274,9	37,4
400	522,9	1,56	417,1	49,9
600	793,3	5,56	657,0	47,9

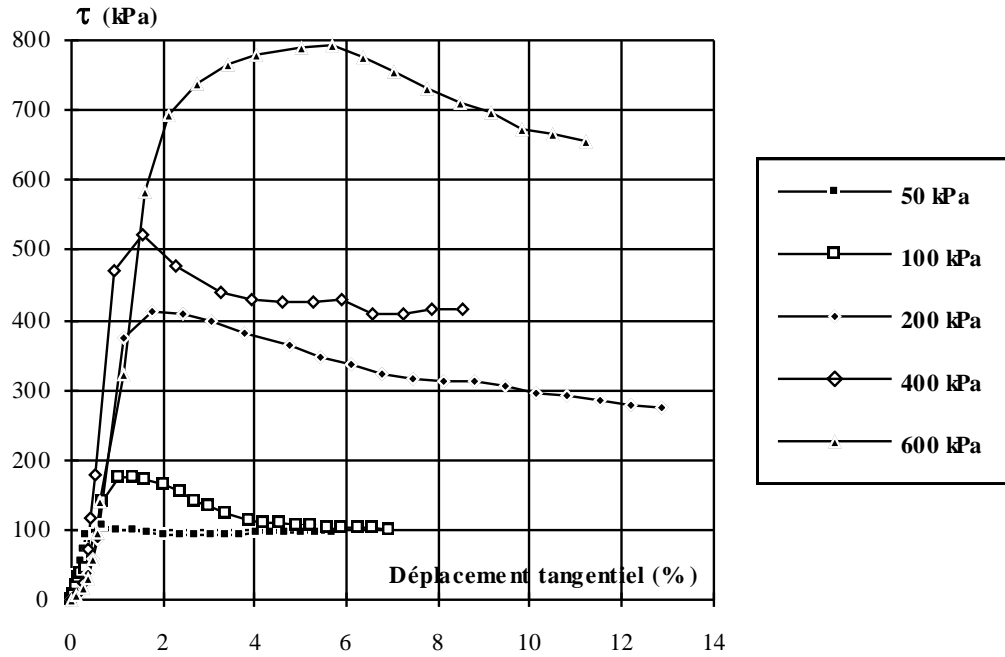
*Tableau VII.3 - Caractéristiques mécaniques de la latérite de Sébikotane en condition "non saturée"*

A l'analyse du tableau VII.3 et de la figure VII.7, on observe que le déplacement à la rupture est faible pour  $\sigma_n = 50$  kPa (0,69 %), moyen entre 100 et 400 kPa ; ensuite il est très important (5,56 %).

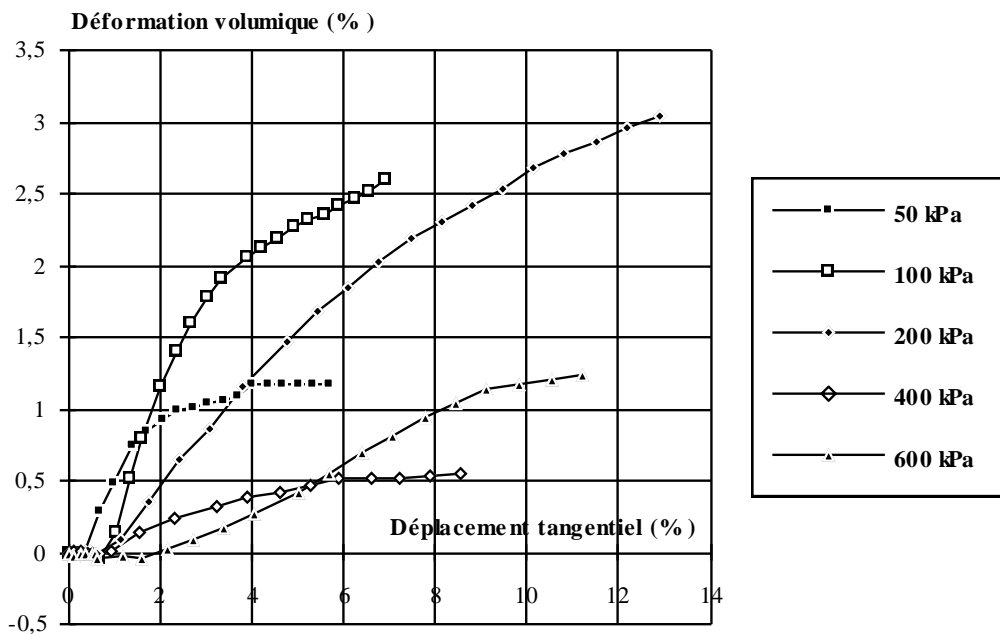
Toujours à 50 kPa, le pic est presque inexistant, à 600 kPa il est plus adouci.

Les échantillons se contractent très faiblement au début de l'essai pour se dilater continuellement jusqu'à sa fin. (figure VII.8)

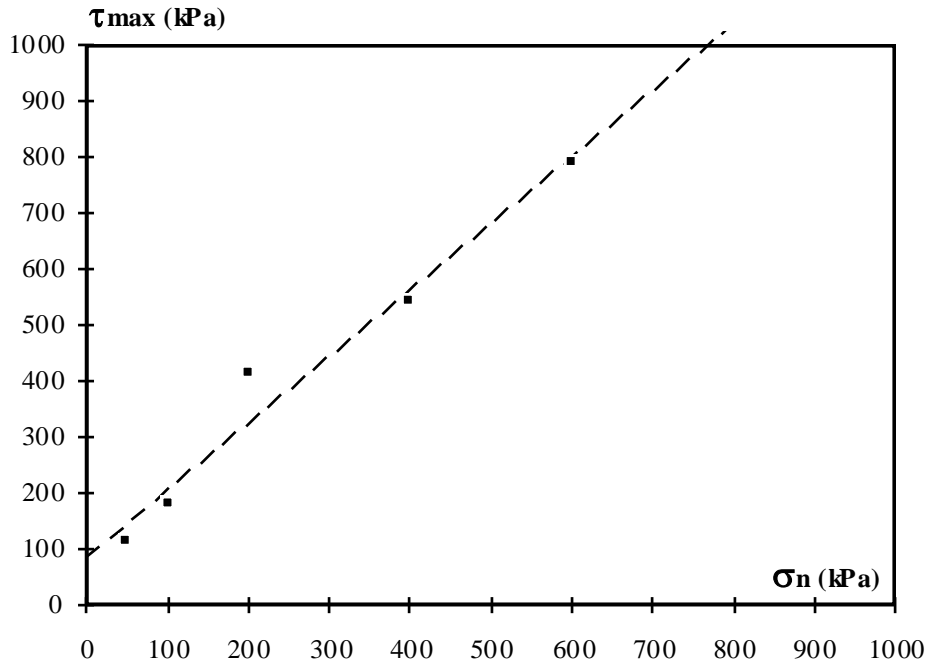
La courbe intrinsèque est représentée à la figure VII.9, on en déduit l'angle de frottement interne (50 °) et la cohésion (86 kPa).



**Fig. VII.7** - Courbes d'évolution de la contrainte tangentielle en fonction du déplacement tangentiel pour des contraintes normales variables (Echantillon de Sébikotane "non saturé")



**Fig. VII.8** - Courbes d'évolution de la déformation volumique en fonction du déplacement tangentiel (Sébikotane "non saturé")



**Fig.VII.9 - Courbe intrinsèque de la latérite de Sébikotane à l'état "non saturé"**

### 1.3.2b - En condition "saturé"

Le tableau suivant donne les caractéristiques des courbes contrainte - déformation.

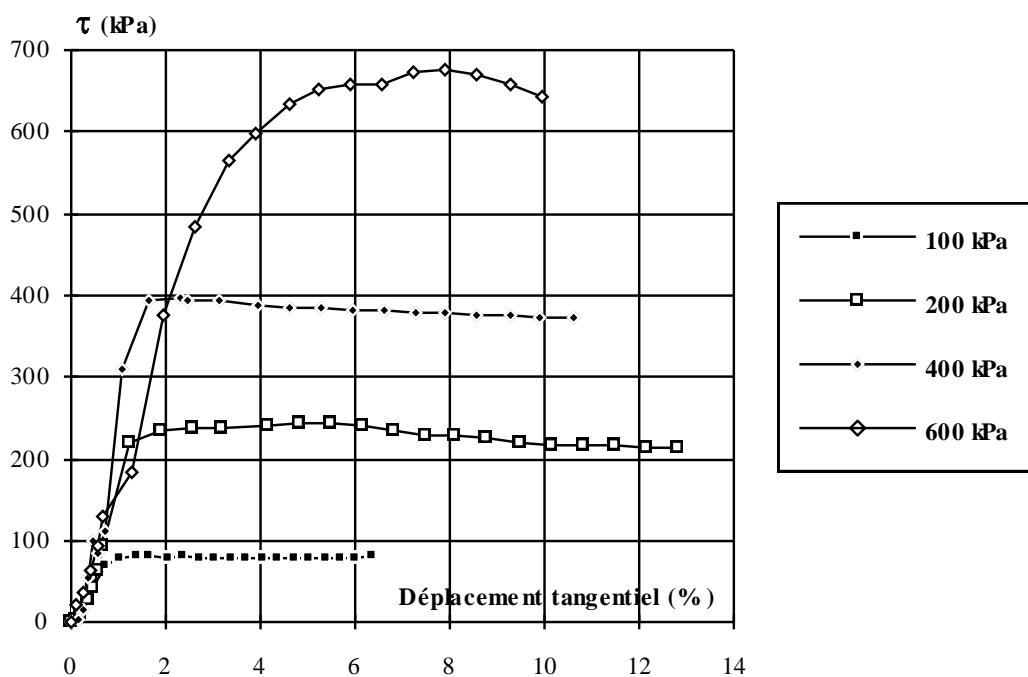
$\sigma_n$ (kPa)	$\tau_{pic}$ (kPa)	$\epsilon_{pic}(\%)$	$\tau_{rés.}$ (kPa)	$E_o$ (MPa)
100	81,7	1,37	80,2	7,7
200	243,2	4,82	214,5	17,6
400	395,9	2,31	372,9	34,1
600	676,4	7,91	644,1	16,7

**Tableau VII.4 - Caractéristiques mécaniques de la latérite de Sébikotane en condition "saturée"**

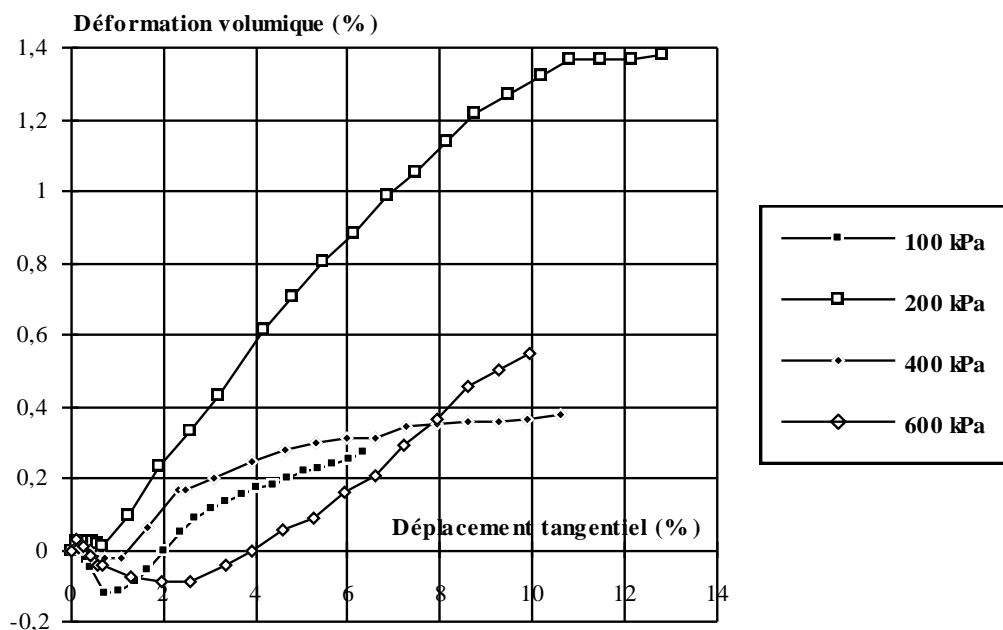
On fait les mêmes observations que pour le cas des échantillons en condition "non saturée". Seulement les déplacements à la rupture sont beaucoup plus élevés, cela entraîne des modules à l'origine beaucoup plus faibles. Les courbes contrainte - déformation (figure VII.10) ont des allures différentes de celles en condition "non saturée". Pour cette fois, le pic à la résistance maximale est quasi inexistant, la contrainte tangentielle suit un palier lorsque la déformation augmente. Sauf pour le cas de 600 kPa où on observe le même phénomène qu'en condition "non saturée".

Concernant l'évolution de la variation de volume de l'échantillon, on observe que le changement de l'état contractant à l'état dilatant se fait à des déplacements plus importants ( $\approx$  à 1 % entre 100 et 400 kPa, 2 % à 600 kPa).(figure VII.10)

La courbe intrinsèque est représentée à la figure VII.11, on en déduit l'angle de frottement interne ( $48,6^\circ$ ) et la cohésion (0 kPa). En fait, en passant de l'état non imbibé à l'état imbibé, la cohésion chute considérablement, jusqu'à atteindre 0.

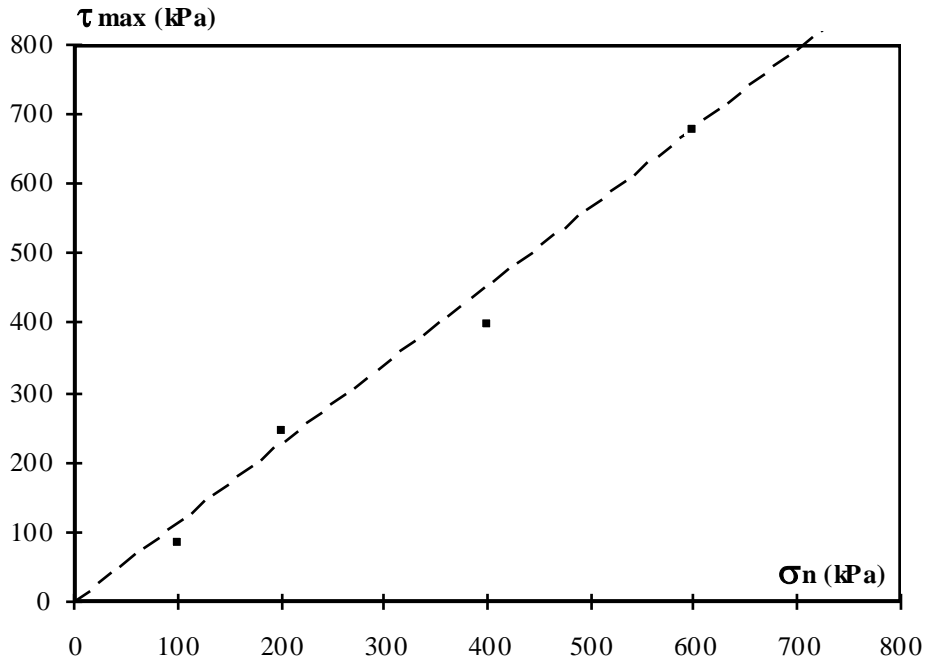


**Fig.VII.10** - Courbes d'évolution de la contrainte tangentielle en fonction du déplacement tangentiel pour des contraintes normales variables (Echantillon de Sébikotane "saturé")



**Fig.VII.11** - Courbes d'évolution de la déformation volumique en fonction du déplacement tangentiel (Sébikotane "saturé")





**Fig.VII.12** - Courbe intrinsèque de la latérite de Sébikotane à l'état "saturé"

### 1.3.3 - Echantillons de Yenne/mer

#### 1.3.3a - En condition "non saturé"

Le tableau suivant donne les caractéristiques des courbes contrainte - déformation.

$\sigma_n$ (kPa)	$\tau_{pic}$ (kPa)	$\epsilon_{pic}$ (%)	$\tau_{rés.}$ (kPa)	$E_o$ (MPa)
100	137,5	1,33	80,8	13,7
200	305,8	5,53	276,5	11,3
400	574,7	5,62	515,1	14,8
600	776,8	5,46	715,8	24,5

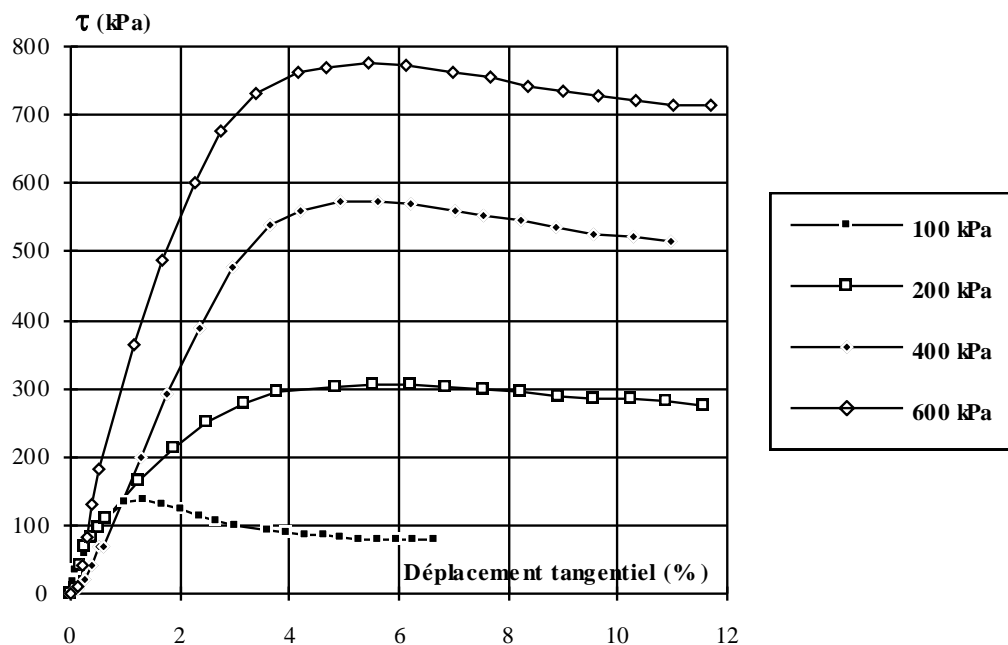
**Tableau VII.5** - Caractéristiques mécaniques de la latérite de Yenne/mer en condition "non saturée"

La figure VII.13 donne l'allure des courbes contrainte - déformation, en condition "non saturée". On peut faire les remarques suivantes :

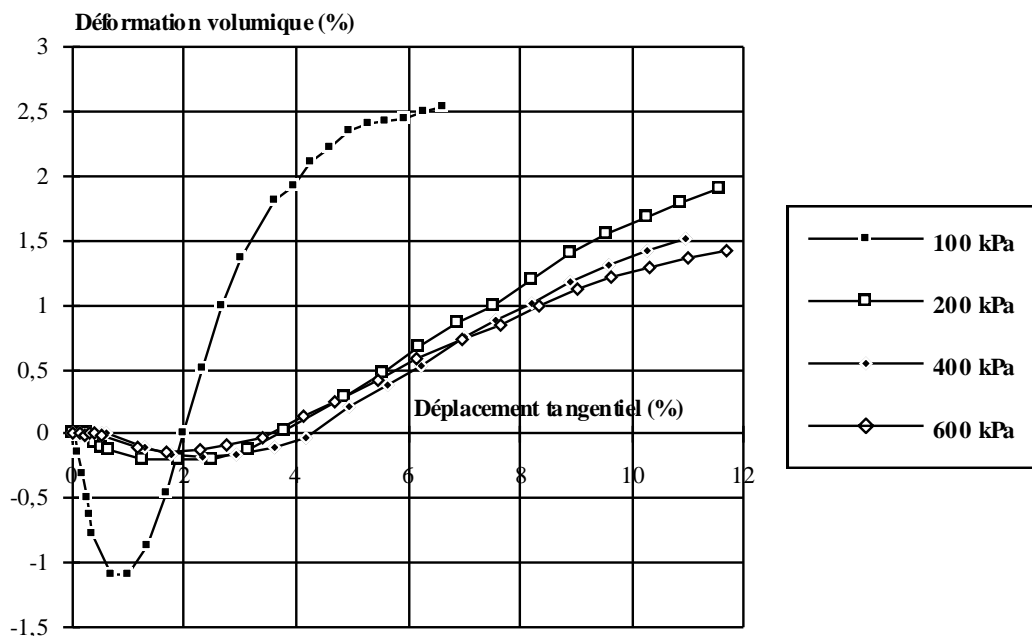
- à 100 kPa, on observe un pic bien prononcé à la résistance maximale. Le déplacement à la rupture est faible, de l'ordre de 1 %.
- au delà de cette contrainte normale, l'allure des courbes change considérablement, un palier est généralement observé et il correspond à la déformation maximale à 200 kPa. Le changement est ici graduel, on passe d'un comportement à pic à des états où le pic est quasi inexistant ou pas bien net. Dans ces conditions, le déplacement à la rupture est plus élevé.

Concernant l'évolution de la variation de volume de l'échantillon, on observe que le changement de l'état contractant à l'état dilatant se fait à des déplacements plus importants ( $\approx$  à 2 % entre 200 et 600 kPa), qu'à 100 kPa (1 %). (figure VII.14). Dans ce dernier cas, l'échantillon est

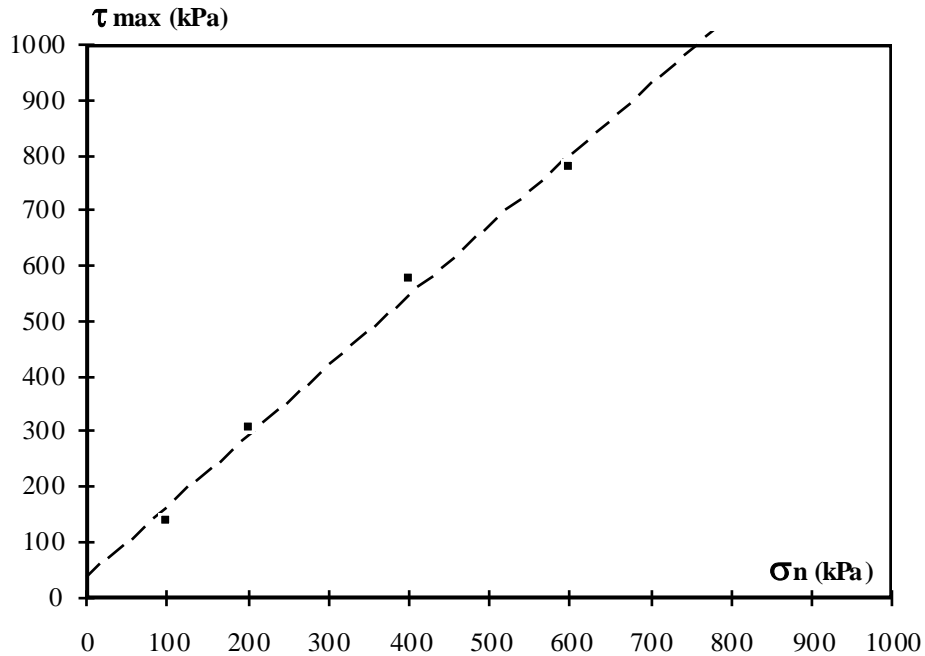
fortement contractant avant le changement d'état. La courbe intrinsèque est représentée à la figure VII.15, on en déduit l'angle de frottement interne ( $52^\circ$ ) et la cohésion (36 kPa).



**Fig.VII.13** - Courbes d'évolution de la contrainte tangentielle en fonction du déplacement tangentiel pour des contraintes normales variables (Echantillon de Yenne/mer "non saturé")



**Fig.VII.14** - Courbes d'évolution de la déformation volumique en fonction du déplacement tangentiel (Yenne/mer "non saturé")



**Fig. VII.15** - Courbe intrinsèque de la latérite de Yenne/mer à l'état "non saturé"

### 1.3.3b - En condition "saturé"

Le tableau suivant donne les caractéristiques des courbes contrainte - déformation.

$\sigma_n$ (kPa)	$\tau_{pic}$ (kPa)	$\epsilon_{pic}$ (%)	$\tau_{rés.}$ (kPa)	$E_o$ (MPa)
100	171,7	2,98	160,4	21,5
200	287,4	1,29	232,5	22,3
400	606,9	3,36	488,5	36,1
600	822,2	3,88	678,9	30,0

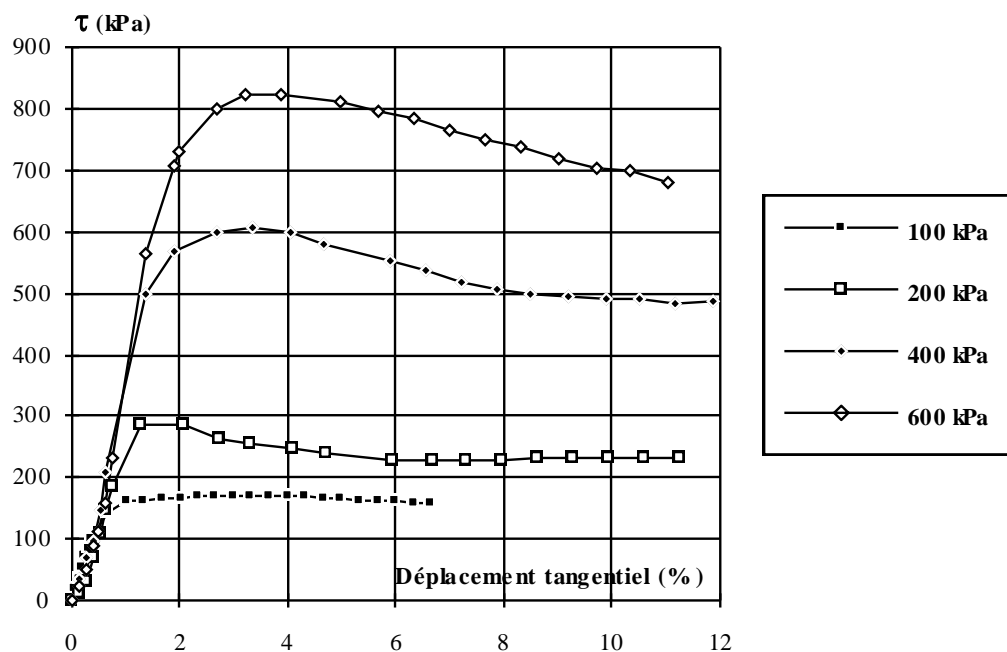
**Tableau VII.6** - Caractéristiques mécaniques de la latérite de Yenne/mer en condition "saturée"

Les figures VI.16 et VI.17 donnent les allures des courbes contrainte - déformation et de la variation de volume en condition "non saturée". On peut faire les remarques suivantes :

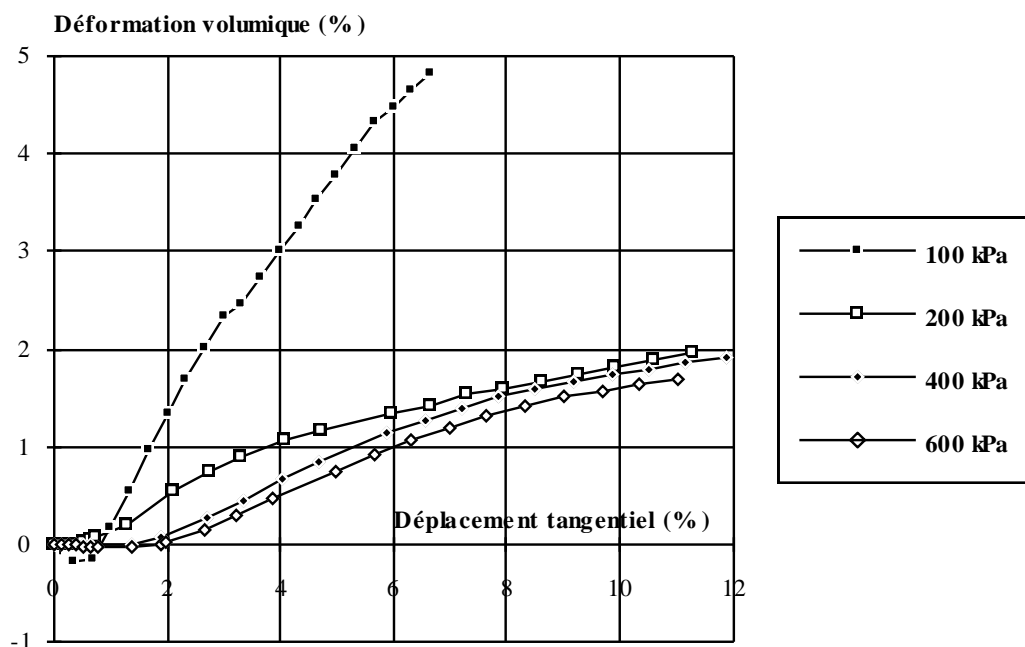
- on observe des allures de courbes, en tous les points contraires qu'en condition "non saturée". A 100 kPa, cette fois-ci on remarque que l'évolution de la courbe est vers un palier ; alors que pour les autres contraintes normales (de 200 à 600 kPa) l'allure des courbes montre des pics mais assez peu marqués.
- Concernant l'évolution de la variation de volume de l'échantillon, on observe que celle - ci est sensiblement identique qu'en condition "non saturée". En début d'essais il s'existe presque pas de changement de volume. Alors qu'à 100 kPa, le comportement est dilatant avec une faible contractance en début d'essai ; à cette contrainte normale, l'échantillon est fortement dilatant pareillement en condition "non saturée". On rappelle qu'à cette contrainte, nous avons changé de dimensions de boîte (de 150 par 150 mm à 300 par 300 mm).

Dans le cas de l'échantillon de Yenne, le comportement semble identique d'un état à un autre, les tendances sont sensiblement similaires. La courbe intrinsèque est représentée à la figure

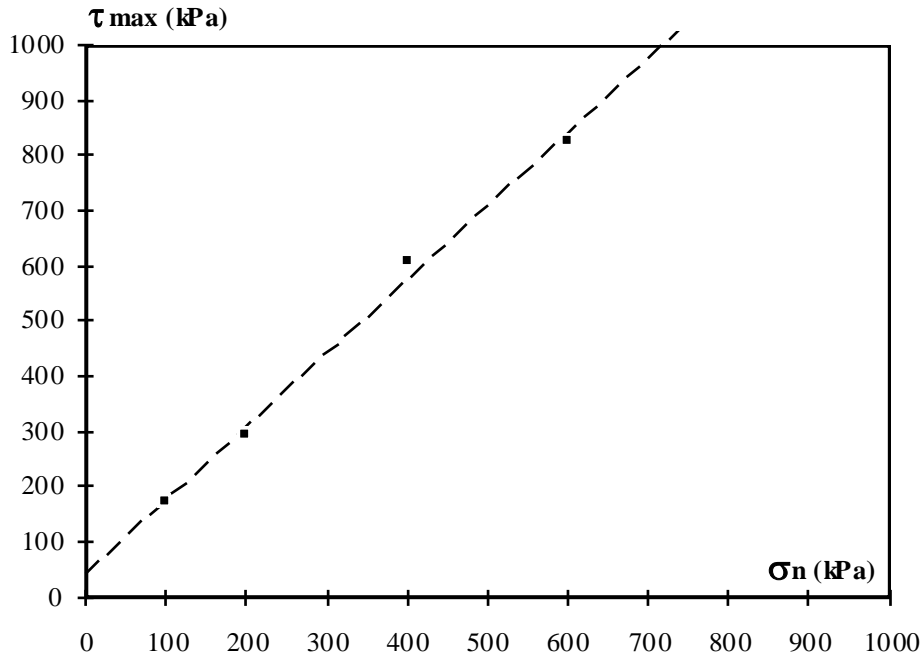
VII.15, on en déduit l'angle de frottement interne ( $53^\circ$ ) et la cohésion (42 kPa). On remarque là aussi que la tendance est à la stabilisation des paramètres quoique les paramètres intrinsèques variant sensiblement.



*Fig.VII.16 - Courbes d'évolution de la contrainte tangentielle en fonction du déplacement tangentielle pour plusieurs valeurs de la contrainte normale (Echantillon de Yenne/mer "saturé")*



*Fig.VII.17- Courbes d'évolution de la déformation volumique en fonction du déplacement tangentielle (Yenne/mer "saturé")*



**Fig.VII.18** - Courbe intrinsèque de la latérite de Yenne/mer à l'état "saturé"

## 1.4 - Comparaisons et interprétations des résultats des essais de cisaillement à la boîte

### 1.4.1 - Conditions de l'essai

Avant de procéder à la comparaison des résultats, ensuite de leurs interprétations globales, on peut souligner les remarques suivantes :

- avant le compactage des échantillons dans la boîte, nous avons toujours utilisé des serre-joints, car à chaque fois nous avons remarqué que le boîtier supérieur se soulevait entraînant par la suite la création d'une surface de rupture avant même l'essai de cisaillement ; dans de tels cas l'essai est repris, même s'il a fallu utiliser une quantité considérable de latérites pour ce faire ;
- dans les conditions imbibées, nous avons remarqué que dans le cas de certains échantillons, l'imbibition n'était pas faite à l'issue de 4 jours. Alors dans ces cas, la mesure de la teneur en eau finale n'est pas aisée : la hauteur de l'échantillon étant importante, il a fallu utiliser un burin pour déboîter l'échantillon ; nous nous sommes aperçus alors de la non - imbibition des sols dans la plupart des cas. Dès lors, l'échantillon pris pour la teneur en eau est certainement affecté par l'eau de surface, ainsi les valeurs prises nous semble incertaines ;
- enfin, la mesure de la densité aussitôt après compactage est quasi impossible du fait des aspérités des surfaces occasionnées par le compactage : la surface n'est jamais plate et l'estimation par une moyenne de la hauteur de l'échantillon est très approximative. C'est seulement après consolidation que les valeurs nous semble correctes ; à ce moment, l'application de la charge homogénéise cette surface et la mesure de la densité est plus exacte.

On rappelle que les conditions initiales des sols sont celles de l'OPM avec :

- Ndienné ( $\gamma_d$  max. = 20,9 ;  $W_{opm}$  = 8,6)
- Sébikotane ( $\gamma_d$  max. = 20,75 ;  $W_{opm}$  = 8,9)
- Yenne/mer ( $\gamma_d$  max. = 17,7 ;  $W_{opm}$  = 8,5)

Le tableau VII.7a suivant donne les densités sèches pour les échantillons sans imbibition au préalable après consolidation, le tableau VII.7b les conditions après 4 jours d'imbibition (toujours après consolidation).

Echantillon	$\sigma_n$ (kPa)	$\gamma_{dcons}$ (kN/m <sup>3</sup> )
<b>Ndienné</b>	50	20,27
	100	19,98
	200	20,06
	400	20,06
	600	20,09
<b>Sébikotane</b>	50	20,12
	100	20,54
	200	20,55
	400	20,70
	600	20,26
<b>Yenne/mer</b>	100	18,22
	200	17,71
	400	17,57
	600	17,44

**Tableau VII.7a** - Caractéristiques des trois sols après consolidation en condition "non saturée" (la teneur en eau initiale ( $w_i$ ) étant celle de l'OPM)

Echantillon	$\sigma_n$ (kPa)	$\gamma_{dcons}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$w_f$ (%)
<b>Ndienné</b>	100	20,40	12,96
	200	20,54	12,13
	400	20,37	13,84
	600	20,58	11,69
<b>Sébikotane</b>	100	20,45	18,22
	200	20,27	18,20
	400	19,88	21,23
	600	20,30	17,98
<b>Yenne/mer</b>	100	17,21	17,04
	200	18,13	17,19
	400	18,25	18,66
	600	18,32	17,02

**Tableau VII.7b** - Caractéristiques des trois sols après consolidation en condition "saturée" (la teneur en eau initiale ( $w_i$ ) étant celle de l'OPM)

## 1.4.2 - Comparaisons et interprétations des résultats

Les essais de cisaillement à la boîte nous apporte des informations importantes que nous traiterons successivement:

### 1.4.2a - Comportement et paramètres de résistance

En passant de l'état non imbibé à l'état imbibé les échantillons de Ndienné et de Sébikotane changent de comportement. Pour le premier, en condition "non saturée", l'augmentation de la contrainte normale fait suite à une évolution sensiblement identique des courbes contrainte - déformation. Les courbes décrivent un pic à la résistance maximale puis s'adoucissent par un palier de résistance résiduelle. Alors qu'en condition "saturée", l'observation du pic est moins nette, surtout à 400 kPa.

Pour les échantillons de Sébikotane, on remarque qu'à  $\gamma_d$  augmentant (en condition "non saturée") correspond une évolution vers des pics plus nets. En condition "saturée", l'effet est

presque contraire, les modes de rupture entre 100 et 400 kPa sont en palier et ainsi graduellement la densité des sols est plus faible ; sauf pour 600 kPa où la on observe une tendance contraire.

Concernant les échantillons de Yenne, le comportement est dans les deux cas identique, la tendance est globalement vers une densification des échantillons à contrainte normale augmentant (les courbes présentent systématiquement un pic sauf pour  $\sigma_n = 100$  kPa en condition imbibée). Seulement on peut remarquer qu'à 100 kPa, l'échantillon montre une plus forte dilatance comparé aux autres contraintes normales. La raison qui peut être évoquée est que par suite du changement de la dimension de la boîte, il puisse exister un effet d'échelle. Une autre raison est que le boîtier puisse se soulever en cours d'essai ce qui n'est pas impossible à cette contrainte normale faible. Toujours est-il que la tendance est vers une diminution de la dilatance quand  $\sigma_n$  augmente.

Le tableau VII.8a, donne des valeurs des angles de frottement interne, ainsi que les cohésions.

Echantillon	Condition	Frottement ( $\phi$ ) (degré)	Cohésion (C) (kPa)
Ndienné	non saturé (1)	54	71
	<b>saturé (2)</b>	<b>50</b>	<b>40</b>
Sébikotane	non saturé	50	86
	<b>saturé</b>	<b>47</b>	<b>0</b>
Yenne/mer	non saturé	52	36
	<b>saturé</b>	<b>53</b>	<b>42</b>

**Tableau VII.8a - Caractéristiques de frottement interne des trois latérites**

(Ne sont pris en compte que les valeurs pour lesquelles l'échantillon est saturé pour une éventuelle comparaison avec les résultats du triaxial)

(1) cisaillement immédiat après compactage et consolidation

(2) cisaillement après compactage, immersion à 96 heures et consolidation

On pourrait les comparer aux résultats obtenus par Samb (1985) sur des échantillons de latérites provenant de la même zone géographique (Plateau de Ndiass et plateau de Thiés - Sénégal Occidental).

Echantillon	Conditions	Frottement ( $\phi$ ) (degré)	Cohésion (C) (kPa)
Léona Niang	non saturé	48,5	35
	<b>saturé</b>	<b>44,0</b>	<b>19</b>
Dougar	non saturé	48,7	53
	<b>saturé</b>	<b>26,9</b>	<b>5</b>

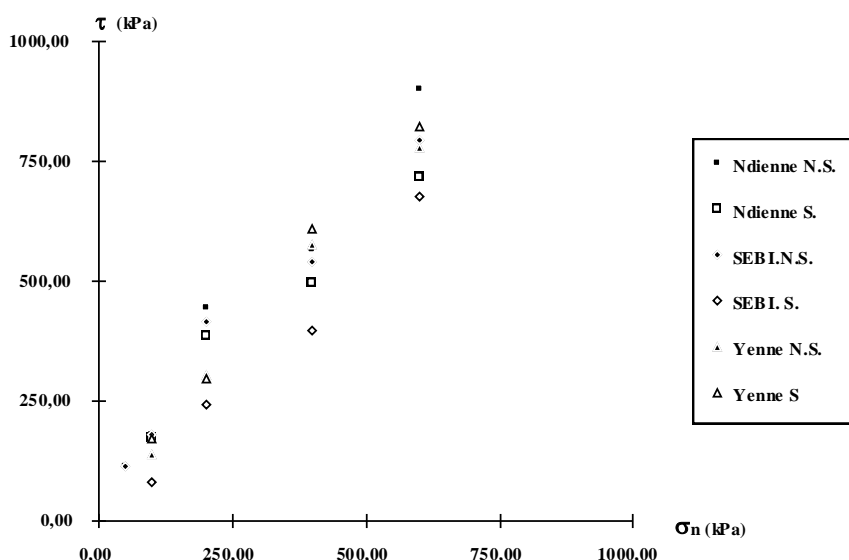
**Tableau VII.8b.- Caractéristiques du frottement latérite - latérite (d'après Samb, 1985)**

Le tableaux VII.8a confirme les résultats données par l'aspect des courbes et des caractéristiques physiques. La tendance est qu'en passant de l'état "non saturé" à l'état "saturé", le comportement de l'échantillon change, parfois considérablement : les caractéristiques de résistance, intrinsèques diminuent globalement. Cette situation n'est pas valable pour Yenne/mer où l'on observe une quasi-stabilisation des paramètres. La raison évoquée est que l'imbibition n'est pas

parfaite. Ainsi le passage entre ces deux états hydriques ne donne pas assez de variations de la teneur en eau au niveau du plan de cisaillement, alors les deux échantillons se comporteront d'une manière assez similaire.

Enfin, on peut remarquer aussi le passage de l'état fortement dilatant vers un état de dilatance moindre quand la contrainte normale augmente. La figure VII.19 permet de voir ce passage. Le passage entre faibles et grandes contraintes n'est pas continu. Les deux courbes enveloppes sont légèrement décalées autour de 200 kPa.

Dans la littérature (*Cf. 1ère Partie Chap.II*), on observe généralement le phénomène inverse. A savoir, le passage d'un état dense (dilatant) vers un état plus lâche (contractant) (Malomo S., 1983). Dans de tels cas, la deuxième partie de l'enveloppe de rupture est légèrement en dessous de la première. En ce qui nous concerne, c'est plutôt l'inverse que l'on observe : la tendance globale est vers une rigidification de l'échantillon lors de la consolidation ; autrement dit, on passe graduellement vers des états de plus en plus en plus denses. On peut résumer le phénomène par le passage d'un comportement lâche vers celui plus dense.



**Fig.VII.19** - Courbes intrinsèques montrant la disparité entre faibles et grandes contraintes normales (on remarque que les points sont nettement alignés entre 50 et 200 kPa, ensuite entre 200 et 600 kPa de contrainte normale, délimitant ainsi deux domaines de comportement assez différents).

#### 1.4.2a - A propos de l'imbibition en référence à l'essai CBR

Les essais que nous avons faits en condition "saturée" permettent dans un autre sens de vérifier la pertinence de l'imbibition pour plusieurs jours des sols, en particulier en Afrique de l'Ouest. Le cas de Yenne est assez gênant car au terme de cette période nous avons pu vérifier que le sol était partiellement imbibé.

On dirait qu'il s'est constitué une plaque imperméable après compactage par cimentation des concrétions. On rappelle que Yenne est le sol le plus riche en oxydes de fer. A l'issue de l'imbibition, nous avons pu remarquer que l'intérieur de l'échantillon n'était pas imbibé, de plus on a



pu remarquer la forte résistance de ce sol à l'étape du déboîtement, il a fallu faire appel à une énergie plus importante.

Plusieurs auteurs rapportent des cas similaires où la forte teneur en oxydes de fer contribue à une cimentation accrue des concrétions et de ce fait diminue considérablement sa perméabilité. Le degré de latéritisation est perçu par une augmentation de la teneur en fer; d'après Lumb (1962) plus cette latéritisation est importante plus la perméabilité est faible. Dès lors, concernant le sol de Yenne/mer l'imbibition après 4 jours est certainement insuffisante.

Ceci peut être d'un grand intérêt et on peut concevoir que la recherche pour un optimum de jours à l'imbibition soit d'actualité.

## CONCLUSION

A l'issue de cette étude partielle, nous retiendrons les conclusions suivantes :

- le passage de l'état "non saturé" à l'état "saturé" s'opère par un changement de comportement des sols latéritiques testés ;
- les résistances mécaniques aussi changent selon ces états et le principal résultat est que la tendance est à la baisse ;
- l'échantillon de Yenne/mer montre une stabilisation de ses caractéristiques indifféremment de ces états .

Les essais de cisaillement constituent une évaluation préliminaires de nos sols du point de vue mécanique, le chapitre suivant se donne pour but de les étudier à l'appareil triaxial. Pour ces essais, nous retiendrons des niveaux de contraintes similaires au cisaillement à la boîte, dans le but d'une éventuelle comparaison.

---

## CHAPITRE VIII - COMPORTEMENT SOUS CHARGEMENT MONOTONE AU TRIAXIAL DES TROIS GRAVIERS LATÉRIQUES

---

### 1 - INTRODUCTION

Les trois graviers latéritiques ont fait l'objet d'une évaluation en cisaillement direct, mais comme on le sait, cet essai impose un plan de rupture prédéfini, ce qui n'est pas nécessairement conforme à la réalité ; cependant ceci ne lui enlève pas pour autant tous ses mérites, liés surtout à sa grande simplicité et à son coût réduit.

La mise en place des couches de chaussées en pays tropical se fait généralement sous forme de remblai et cela pour plusieurs raisons, entre autres celle de permettre une bonne évacuation des eaux de ruissellement.

Aussi généralement, ces remblais routiers reposent sur des sols mous (sable, argile molle). On sait que l'érection de remblais sur sol mou se fait assez souvent par paliers ; l'importance et l'intervalle de temps entre deux étapes successives dépendent de la qualité de ce dernier. Le principe d'une telle technique se fonde d'abord sur le fait que la résistance au cisaillement de l'argile augmente en même temps que son degré de consolidation, pendant que son indice des vides diminue. Par ailleurs, une consolidation se produit également à l'intérieur de chacune des couches constituant le massif sous l'influence du poids qui lui est imposé par celles situées au dessus.

La stabilité globale de l'ouvrage doit être vérifiée pour chaque étape de chargement et l'essai triaxial CIU (consolidation isotrope - cisaillement non drainé), avec mesure de pressions interstitielles, même si on lui reconnaît des limites (Bishop et Henkel, 1962), apparaît comme étant le meilleur palliatif pour modéliser le problème de l'érection de remblais latéritiques.

### 2 - PROCEDURE EXPERIMENTALE

#### 2.1 - Préparation des échantillons

Les échantillons ont été conditionnés selon le procédé décrit ci-après :

- Un moule de diamètre 70 mm et de 160 mm de hauteur a été confectionné, le compactage réalisé de façon dynamique, a été fait en cinq couches ; avec une énergie théoriquement égale à celle de l'OPM.
- Du fait des aspérités de surface, deux membranes de protection ont été utilisées ; parfois le nombre de membranes a été augmenté à trois (confinement 400 et 600 kPa), car à plusieurs reprises ces dernières ont été percées et les essais repris.
- La saturation des échantillons a été faite par application d'une contre-pression légèrement inférieure à la pression dans la cellule et cela pendant 24 heures, parfois plus. Samb (1985) propose pour des latérites du Sénégal, l'application de contre-pressions en plusieurs étapes, avec mesure à chacune d'elles, du paramètre de pression interstitielle  $B = \frac{\partial u}{\partial \sigma_3}$  (paramètre de Skempton). Cette façon de faire peut être d'un intérêt pratique, en ce sens qu'il constitue une base de comparaison des pressions interstitielles générées par des graviers appartenant à des fuseaux granulométriques différents, lorsqu'ils sont soumis à des états de contraintes identiques.

Par ailleurs, il a été intéressant de mesurer à chaque étape de la saturation, la quantité d'eau absorbée par l'échantillon de sol, ceci permettant une autre présentation de la courbe de réponse de B, non plus en fonction d'un état de contraintes, mais en fonction de la teneur en eau d'équilibre correspondant à cet état. Il en est de même pour la consolidation qui vient après.

• Après la phase de saturation, les échantillons ont été consolidés isotropiquement à 50, 100, 200, 400, 600 kPa, puis cisailés sous une vitesse de déformation constante égale à 0,185 mm/mn. Comme pour les essais de cisaillement à la boîte de Casagrande, cette vitesse de cisaillement a été prise en référence aux travaux de Samb (1985) dans le but d'une comparaison ultérieure. On rappelle que les échantillons pris par Samb proviennent du Sénégal Occidental (massif de Ndiass et plateau de Thiés).

## 2.2 - Programme d'essais et conditions initiales

Pour une série d'échantillons de même type, nous avons procédé de la sorte :

- confection d'une dizaine d'éprouvettes sur la même préparation de latérites ; ceci pour éviter qu'il puisse exister des disparités importantes pour un même sol du point de vue des teneurs en eau initiales ;
- sciage des extrémités en vue d'éliminer les aspérités de surface : on arrive à des élancements de  $2*D + 20$  mm ( $D =$  diamètre de l'échantillon = 70 mm).

On estime ainsi, qu'il n'y a pas d'effet de dérive et que les énergies de compactage sont sensiblement identiques. Pour chaque échantillon 6 essais CIU ont été faits selon les conditions initiales suivantes :

	Ndienné	Sébikotane	Yenne/mer
<b>W<sub>opm</sub> (%)</b>	8,6	8,9	8,5
<b>γ<sub>di</sub> (kN/m<sup>3</sup>)</b>	20,9	20,75	17,7
<b>e<sub>i</sub></b>	0,499	0,641	1,010

*Tableau VIII.1 - Conditions initiales des essais triaxiaux*

## 2.3 - Définitions des paramètres utilisés

Dans la présentation de nos résultats, nous utiliserons les paramètres de contrainte et de déformations suivantes :

- $p' = \frac{(\sigma'_1 + 2\sigma'_3)}{3}$  : moyenne des contraintes effectives ;
- $q = \sigma'_1 - \sigma'_3 = \sigma_1 - \sigma_3$  : déviateur de contraintes ;
- $\varepsilon_a = \frac{\Delta l}{L}$  : déformation axiale ;
- $\varepsilon_v = \frac{\Delta v}{V} = : (\varepsilon_1 + 2\varepsilon_3)$  : déformation volumique ;
- $\eta = \frac{q}{p'}$  : rapport des contraintes ou rapport déviatorique ;
- $\sigma'_c = \sigma'_{3c}$  : pression de confinement ou pression initiale de préconsolidation.

### 3 - PRESENTATION ET ANALYSE DES RESULTATS

#### 3.1. - Latérite de Ndienné

Le tableau suivant donne les paramètres après cisaillement :

$\sigma'_{3c}$ (kPa)	$\gamma_{df}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$W_f$ (%)	$\gamma_{hf}$ (kN/m <sup>3</sup> )
50	18,02	13,14	20,39
100	18,38	12,96	20,77
150	18,47	14,03	20,39
200	18,305	12,12	20,53
400	18,59	13,84	21,16
600	18,66	11,69	20,84

**Tableau VIII.2 - Caractéristiques de l'échantillon de Ndienné**

S'agissant des courbes effort axial - déformation ( $\sigma'_1 - \sigma'_3 ; \varepsilon_a$ ) (figure VIII.1), elles révèlent une différence de comportement en fonction de la contrainte de consolidation ( $\sigma'_{3c}$ ). On observe un déviateur continuellement croissant lorsque  $\sigma'_{3c}$  augmente. Jusqu'à 200 kPa de confinement, les courbes sont telles qu'elles décrivent une rupture en palier après le déviateur maximal. Au delà, le palier est inexistant et le déviateur est continuellement croissant.

Le tableau VIII.3 donne les caractéristiques mécaniques dans de tels cas :

$\sigma'_{3c}$ (kPa)	$\varepsilon_a$ (%)	$t'$ (kPa)	$S'$ (kPa)
50	6,62	256,70	337,90
100	6,20	409,90	556,10
150	18,63	486,86	675,30
200	3,71	486,70	694,60
400	13,66	871,66	1243,90
600	23,66*	1324,39	1852,40

$$\left[ t' = \frac{(\sigma'_1 - \sigma'_3)}{2} \text{ et } s' = \frac{(\sigma'_1 + \sigma'_3)}{2} \right]$$

**Tableau VIII.3 - Caractéristiques mécaniques de l'échantillon de Ndienné à  $q_{max}$**

Le cisaillement induit des pressions interstitielles évoluant de façon générale dans le sens d'une diminution (figure VIII.2). Ce comportement est lié au fait que tout au long du cisaillement, la contrainte effective de confinement  $\sigma'_{3c}$  change (mais légèrement).

La tendance globale est que, lorsque  $\sigma'_{3c}$  augmente, cela implique une évolution graduelle des pressions interstitielles qui passe dans ce cas de pression interstitielle négative vers une pression interstitielle positive.

Si nous comparons maintenant les déviateurs normés (figure VIII.5), on constate que de 50 à 200 kPa, les courbes décrivent un pic au déviateur maximal (sauf à 150 kPa). A partir de 400 kPa, elles décrivent une rupture en palier. Au tableau VIII.2, on remarque aussi que la tendance est à la stabilisation des indices des vides en faibles contraintes, tandis qu'aux fortes contraintes la densité a tendance à l'augmentation.

L'observation des courbes de variation de volume atteste cette différence ; l'augmentation de la pression effective de confinement correspond au passage du caractère dilatant au caractère contractant (figure VIII.3).

Enfin, la normalisation de  $\sigma_1$  par rapport à  $\sigma_3$  (figure VIII.4) montre des disparités autour de 1 à 2 % de la déformation axiale ; il en est tout autrement pour les grandes déformations : en effet, on peut observer une bonne convergence des courbes vers la valeur de 5,5 de  $\frac{\sigma_1}{\sigma_3}$  (à l'exception de l'échantillon à 200 kPa = 4,8), autrement dit des valeurs de  $K_0$  identiques.

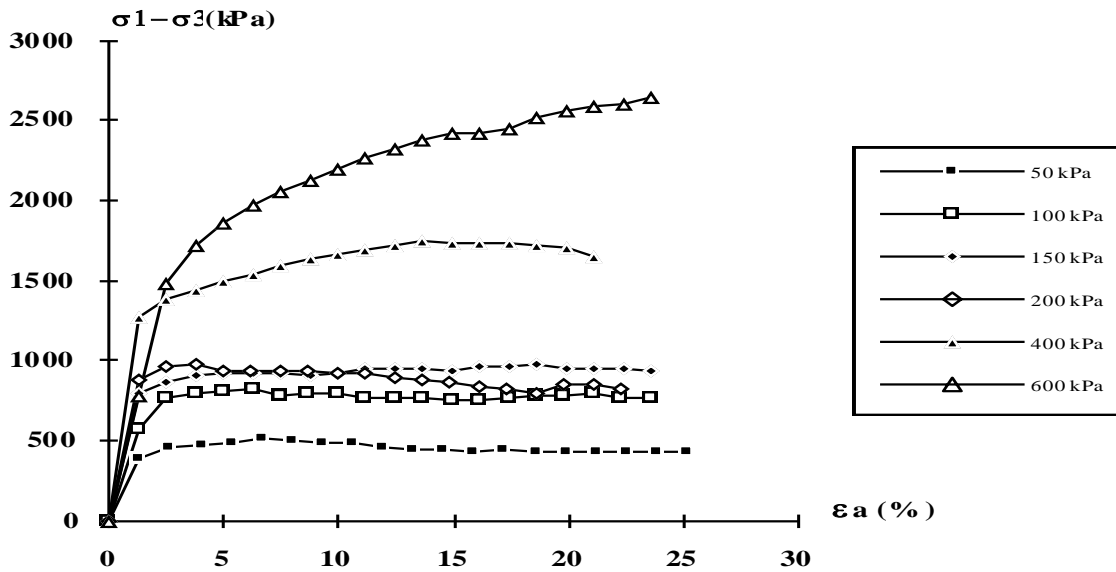


Fig.VIII.1 - Evolution du déviateur de contraintes en fonction de la déformation axiale (Ndienné)

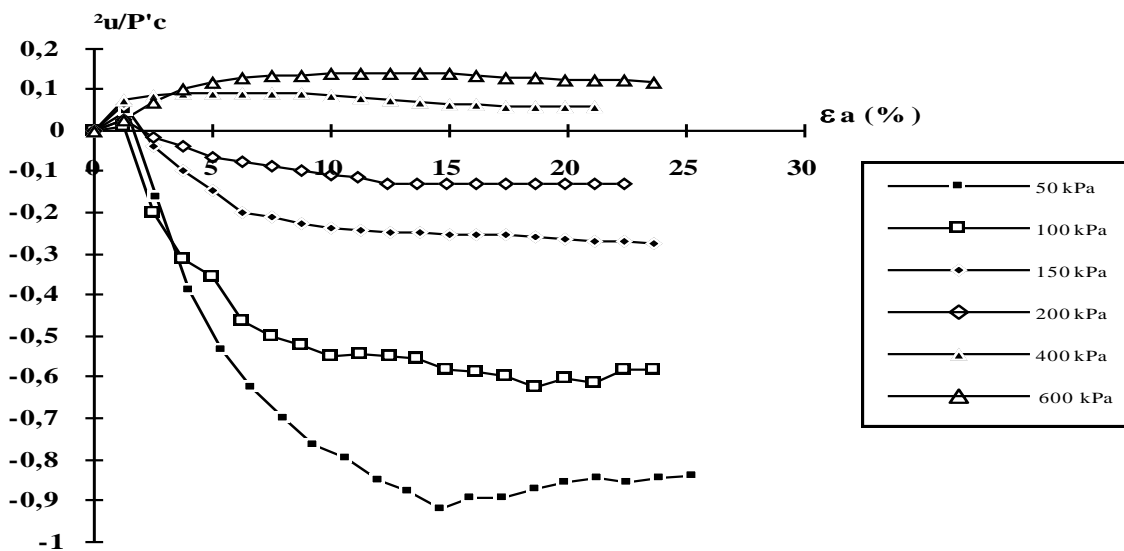
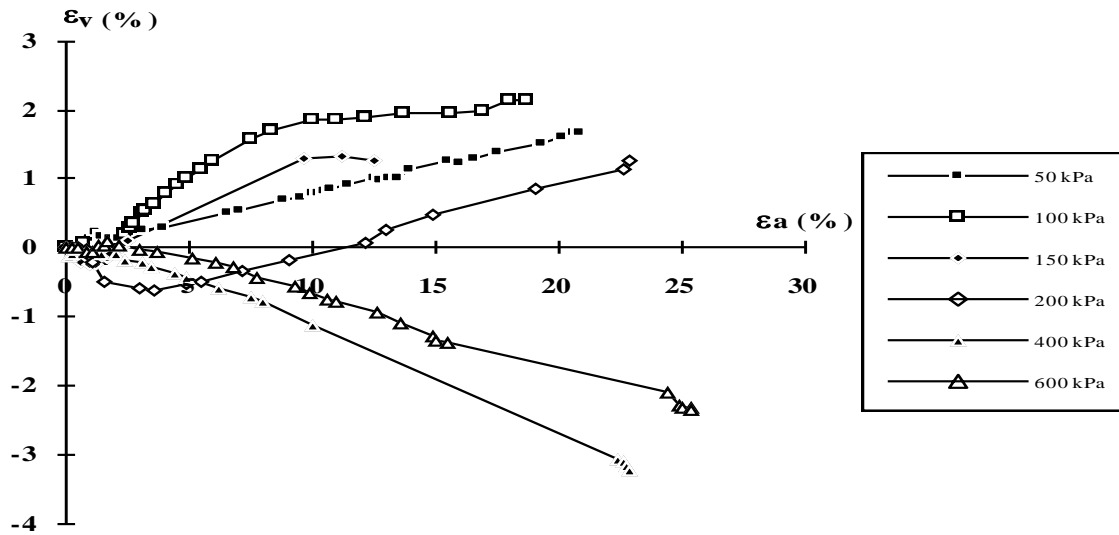
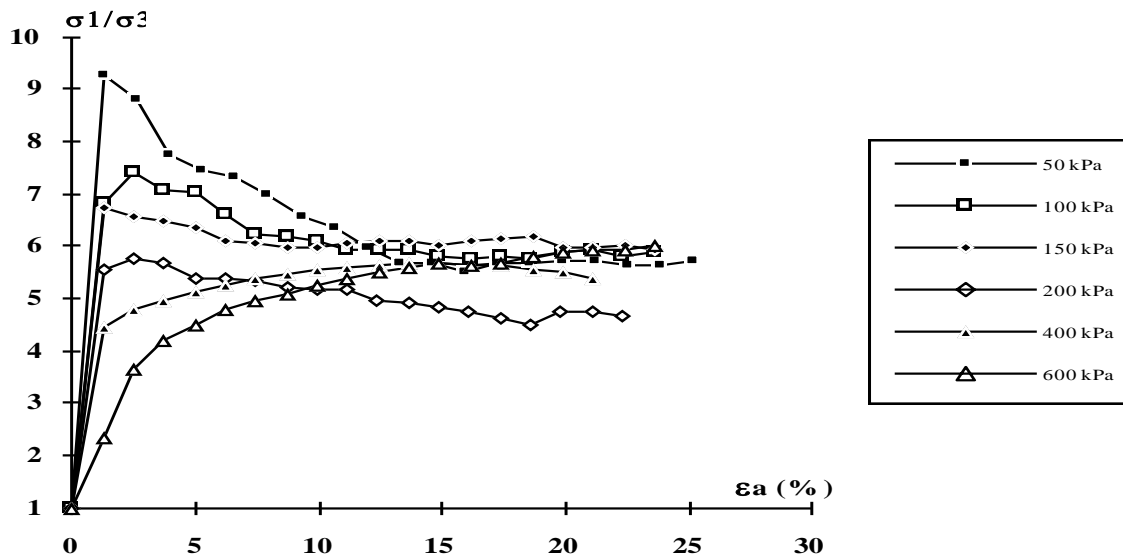


Fig.VIII.2 - Evolution de la pression interstitielle normée en fonction de la déformation axiale (Ndienné)



*Fig.VIII.3 - Evolution de la déformation volumique en fonction de la déformation axiale (Ndienné)*



*Fig.VIII.4 - Variation du rapport des contraintes principales en fonction de la déformation axiale (Ndienné)*

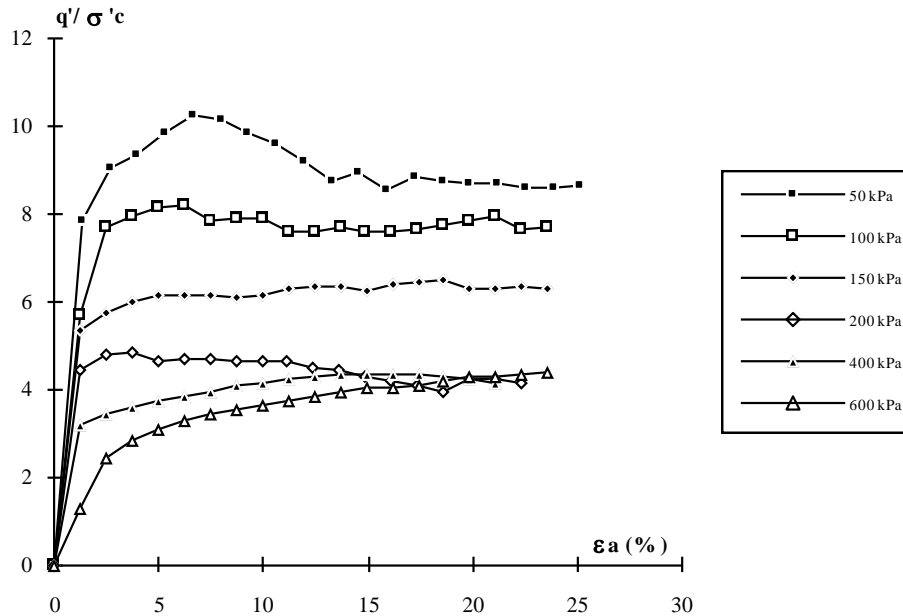


Fig.VIII.5 - Evolution du déviateur normé en fonction de la déformation axiale (Ndienné)

### 3.2. - Latérite de Sébikotane

Le tableau suivant donne les paramètres après cisaillement :

$\sigma'_{3c}$ (kPa)	$\gamma_{df}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$W_f$ (%)	$\gamma_{hf}$ (kN/m <sup>3</sup> )
50	17,11	20,22	20,57
100	17,71	18,2	20,93
150	17,75	18,53	20,74
200	17,79	18,2	21,02
400	17,34	21,23	21,02
600	17,86	17,98	21,07

Tableau VIII.4 - Caractéristiques de l'échantillon de Sébikotane

S'agissant des courbes effort axial - déformation ( $\sigma'_1 - \sigma'_3 ; \epsilon_a$ ) (figure VIII.6), elles révèlent aussi une différence de comportement en fonction de la contrainte de consolidation ( $\sigma'_{3c}$ ). On observe un déviateur continuellement croissant lorsque  $\sigma'_{3c}$  augmente. Jusqu'à 200 kPa de confinement, les courbes décrivent une rupture en palier après le déviateur maximal. Au delà, le palier est inexistant et le déviateur est continuellement croissant. Le tableau VIII.5 donne les caractéristiques mécaniques dans de tels cas :

$\sigma'_{3c}$ (kPa)	$\epsilon_a$ (%)	$t'$ (kPa)	$S'$ (kPa)
50	4,57	177,6	241,6
100	18,89	232,5	341,6
150	5,95	315,2	451,6
200	24,05	526,0	695,3
400	20	662,6	931,3
600	22,35	894,2	1339,3

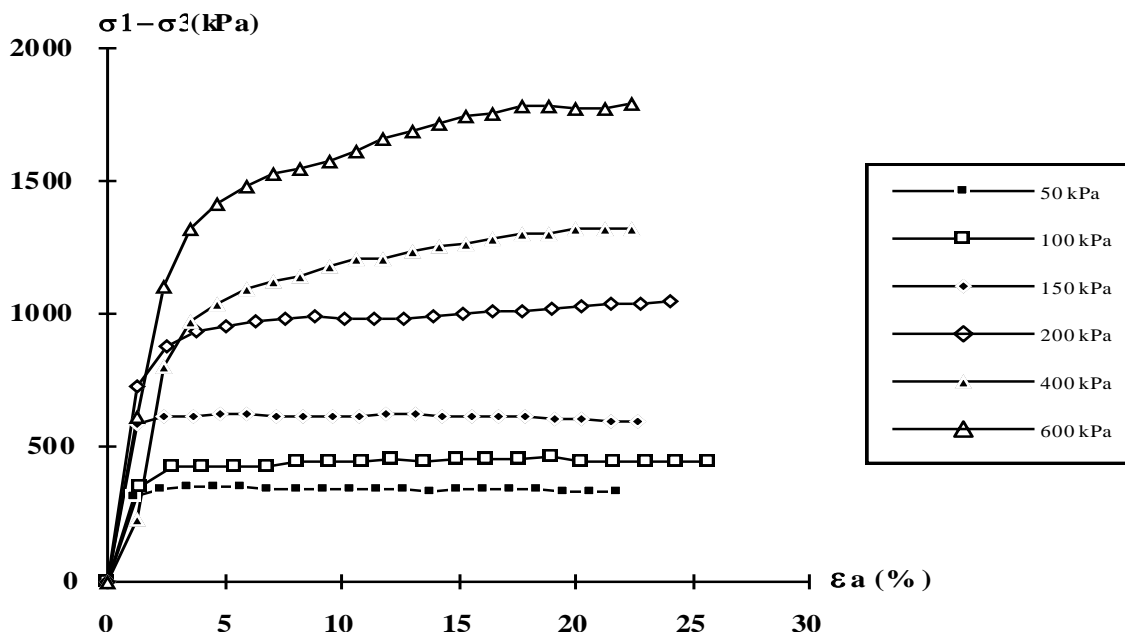
Tableau VIII.5 - Caractéristiques mécaniques de l'échantillon de Sébikotane à  $q'_{max}$

Lorsque  $\sigma'_{3c}$  augmente, il y a une évolution graduelle des pressions interstitielles qui passe des pressions interstitielles négatives vers des pressions interstitielles positives. Pour le cas de l'échantillon de Sébikotane, on observe que c'est uniquement pour les deux premiers confinements que la pression interstitielle est négative, au delà elle devient positive.

Si nous comparons maintenant les courbes de déviateurs normées (figure VIII.10), on observe les mêmes constatations que pour l'échantillon de Ndienné.

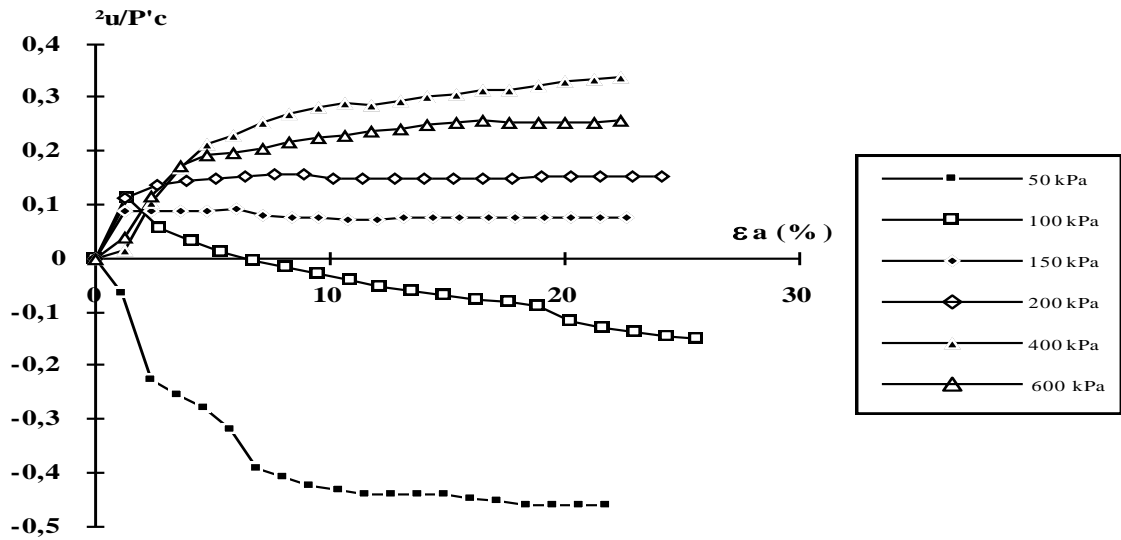
Les courbes de variation de volume confirment cette tendance : à l'augmentation de la pression effective de confinement correspond au passage de l'état dilatant au caractère contractant. (figure VIII.8) De la même manière, les pressions interstitielles évoluent selon cette tendance : variation relative en passant du caractère contractant au caractère dilatant. En fait, les pressions interstitielles évoluent dans le sens contraires de l'évolution de la déformation volumique. Nous verrons plus bas l'explication de ces phénomènes.

Enfin, la normalisation de  $\sigma_1$  par rapport à  $\sigma_3$  (figure VIII.9) montre cette fois de profondes disparités en faibles déformations. En grandes déformations, on observe effectivement une convergence vers des valeurs caractéristiques de  $K$  ( $\approx 0,181$ ), il en est tout autrement en grandes contraintes où il n'existe plus cette convergence.

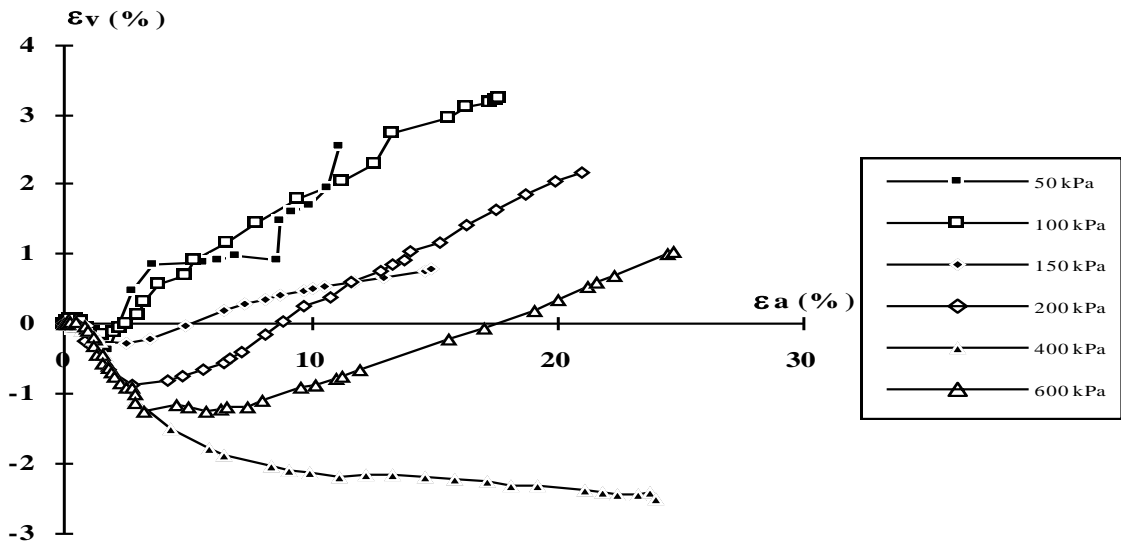


**Fig. VIII.6** - Evolution du déviateur de contraintes en fonction de la déformation axiale (Sébikotane)

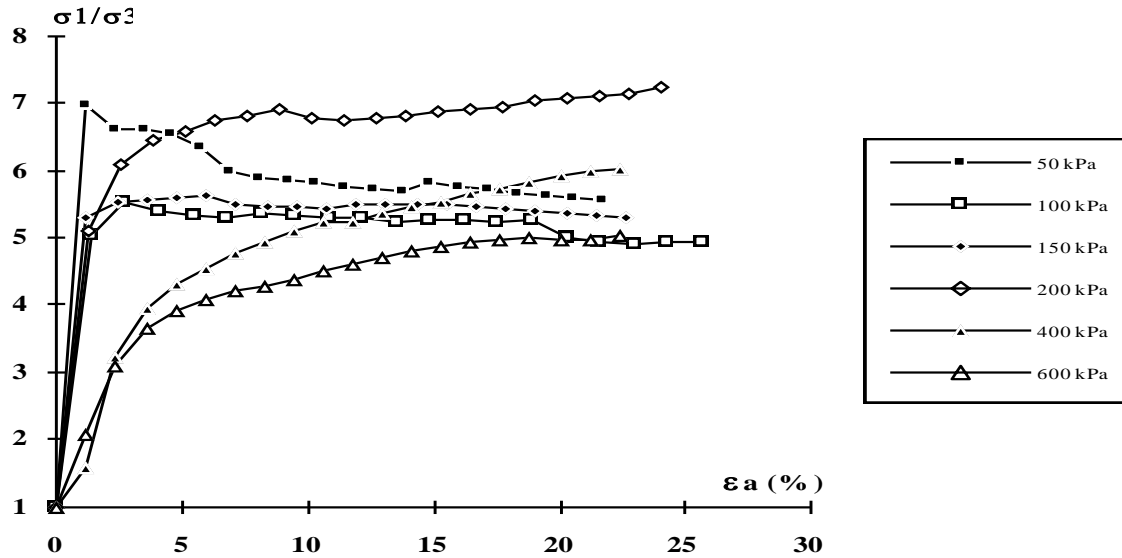




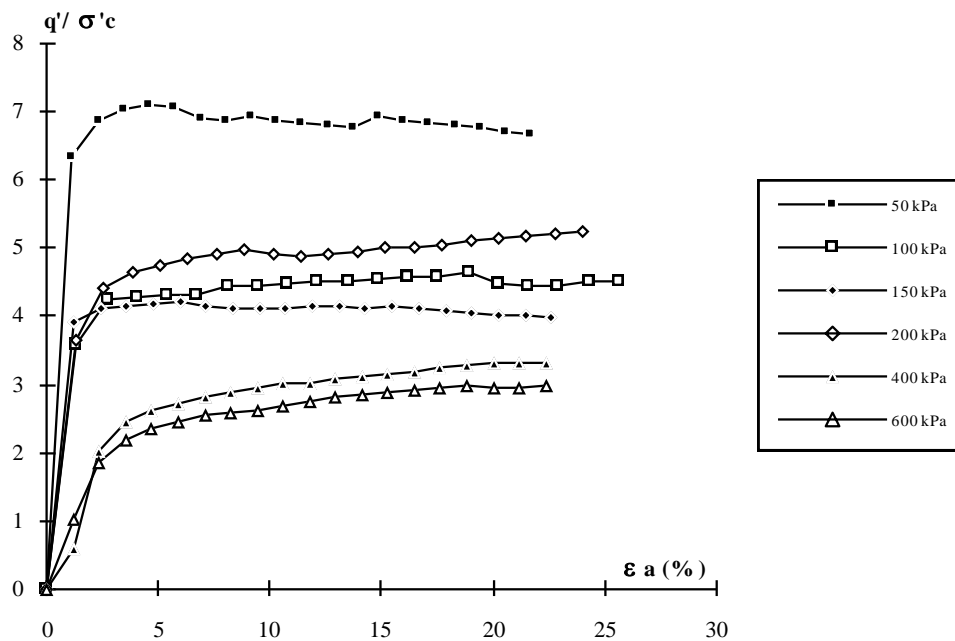
*Fig.VIII.7 - Evolution de la pression interstitielle normé en fonction de la déformation axiale (Sébikotane)*



*Fig.VIII.8 - Evolution e la déformation volumique en fonction de la déformation axiale (Sébikotane)*



**Fig.VIII.9** - Variation du rapport des contraintes principales en fonction de la déformation axiale (Sébikotane)



**Fig.VIII.10** - Evolution du déviateur de contraintes normé en fonction de la déformation axiale (Sébikotane)

### 3.3. - Latérite de Yenne/mer

Le tableau suivant donne les paramètres après cisaillement :

$\sigma'_{3c}$ (kPa)	$\gamma_{df}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$W_f$ (%)	$\gamma_{hf}$ (kN/m <sup>3</sup> )
50	17,81	17,92	21
100	18,18	17,04	21,28
150	18,95	13,24	21,45
200	17,53	17,19	20,54
400	18,14	18,66	21,53
600	18,56	17,02	21,72

**Tableau VIII.6 - Caractéristiques de l'échantillon de Yenne/mer**

Concernant les courbes ( $\sigma'_1 - \sigma'_3 ; \epsilon_a$ ) (figure VIII.11), on observe des allures cette fois-ci assez particulières par rapport aux autres échantillons (Ndienné et Sébikotane). A faibles contraintes, les allures des courbes sont généralement sous forme de palier alors qu'en grandes contraintes, il y a une tendance à l'établissement de pics, dans ces cas ils s'observent en grandes contraintes. Et encore à 400 kPa (comme dans les autres cas), l'évolution est sensiblement le contraire.

Si nous comparons maintenant les courbes de déviateurs normées (figure VIII.15), on observe que dans tous les cas la tendance est à l'établissement de palier, moins prononcée pour un confinement de 50 et 100 kPa. L'analyse du tableau VIII.6, montre une évolution des densités à la baisse quand la contrainte effective de confinement augmente ; autrement dit les échantillons deviennent de moins en moins denses.

Le tableau VIII.7 donne les caractéristiques mécaniques dans de tels cas :

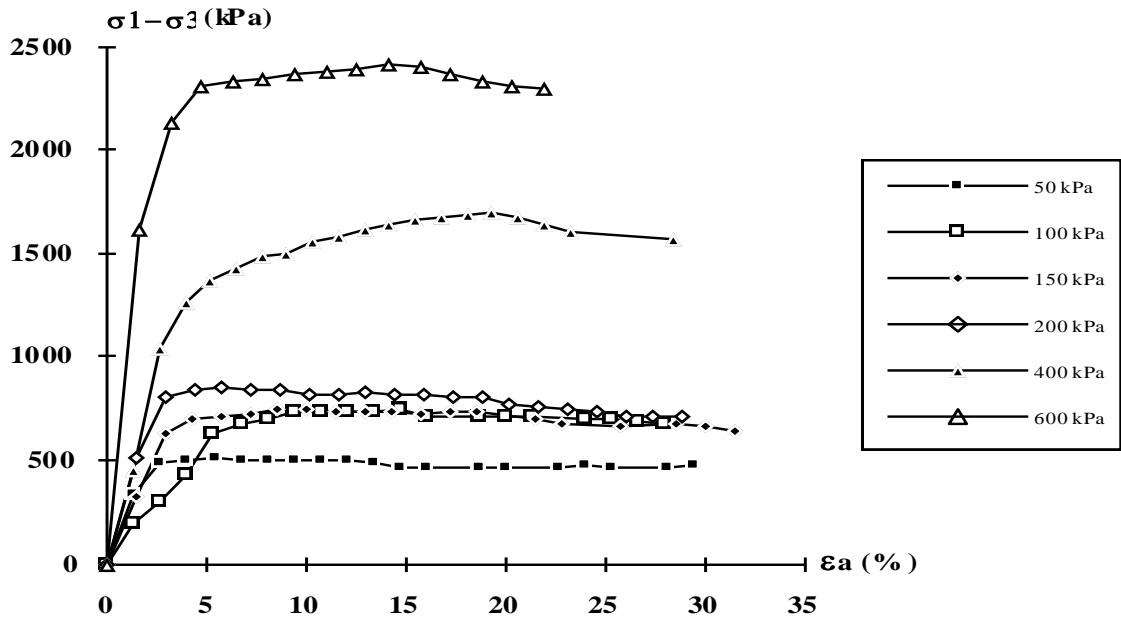
$\sigma'_{3c}$ (kPa)	$\epsilon_a$ (%)	$t'$ (kPa)	$S'$ (kPa)
50	5,33	254,15	354,83
100	14,64	371,76	452,26
150	8,55	371,85	504,12
200	5,76	424,31	602,98
400	14,06	848,98	1174,08
600	19,29	1204,45	1718,99

**Tableau VIII.7 - Caractéristiques mécaniques de l'échantillon de Yenne/mer à  $q'_{max}$**

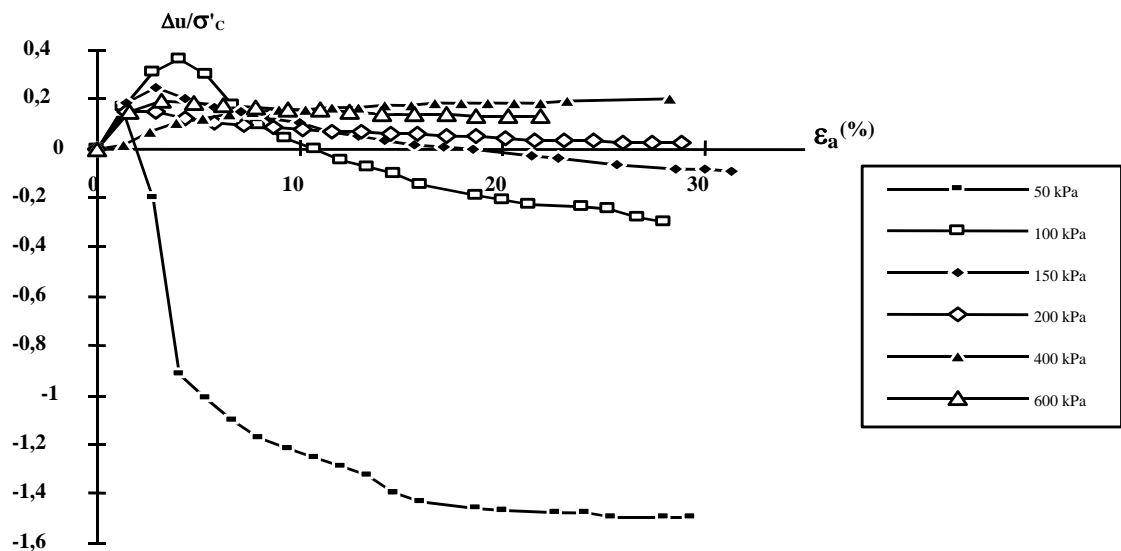
Quand  $\sigma'_{3c}$  augmente, il y a aussi une évolution graduelle des pressions interstitielles qui passe dans ce cas des pressions interstitielles négatives vers des pressions interstitielles positives. Pour les échantillons de Yenne/mer, on observe que c'est uniquement que pour les deux premiers confinements que la pression interstitielle est négative, au delà elle devient positive.

L'analyse des courbes de variation de volume montrent cette tendance (figure VIII.13). De la même manière, les pressions interstitielles évoluent selon cette tendance : augmentation relative en passant du caractère contractant au caractère dilatant.

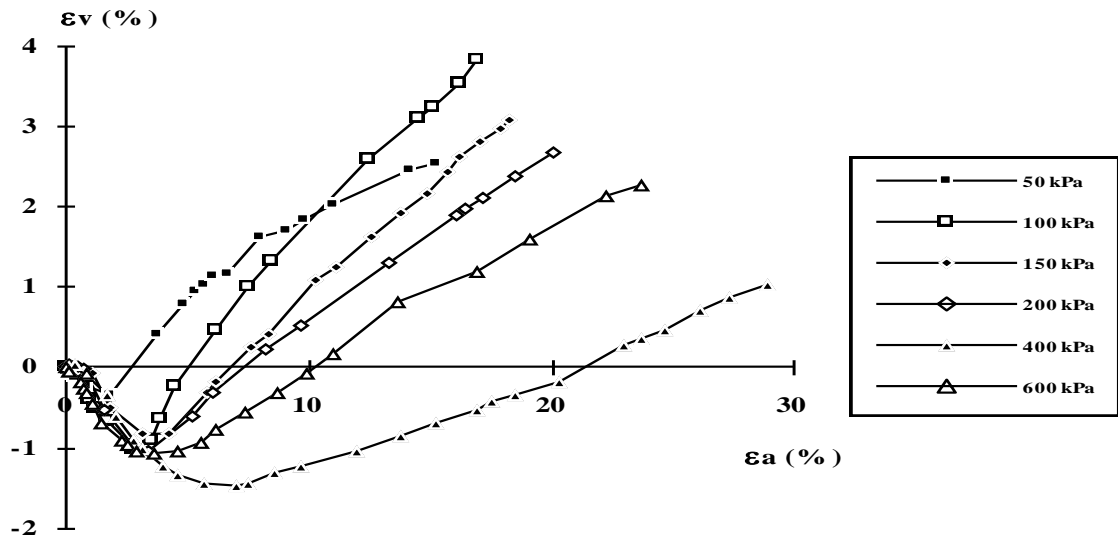
Enfin, la normalisation de  $\sigma_1$  par rapport à  $\sigma_3$  (figure VIII.15) montre une convergence des courbes à grandes contraintes vers une valeur de 5, tandis qu'en faibles contraintes on observe plutôt des irrégularités.



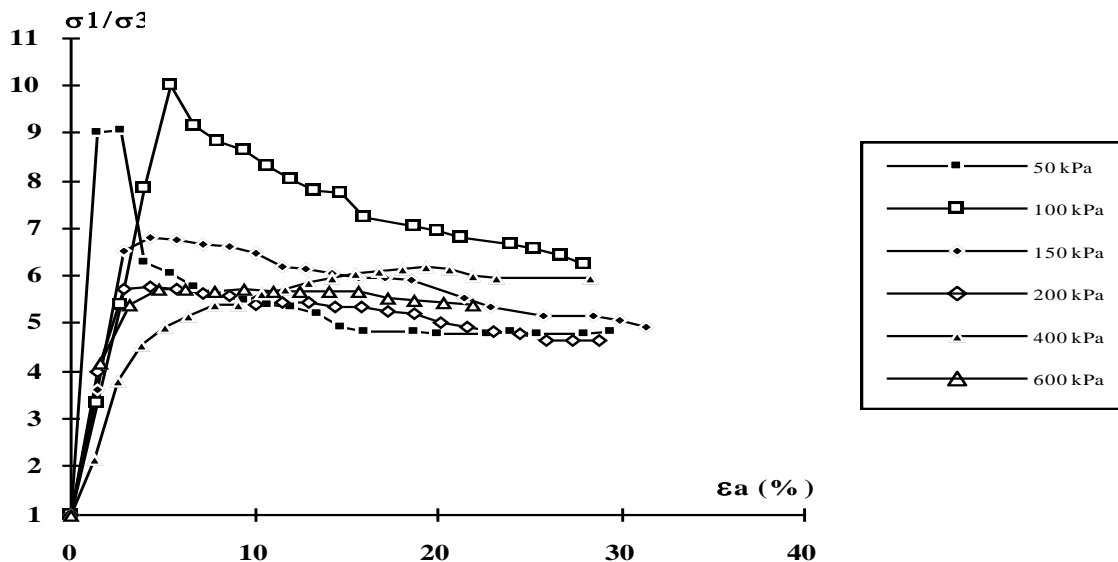
*Fig.VIII.11 - Evolution du déviateur de contraintes en fonction de la déformation axiale (Yenne/mer)*



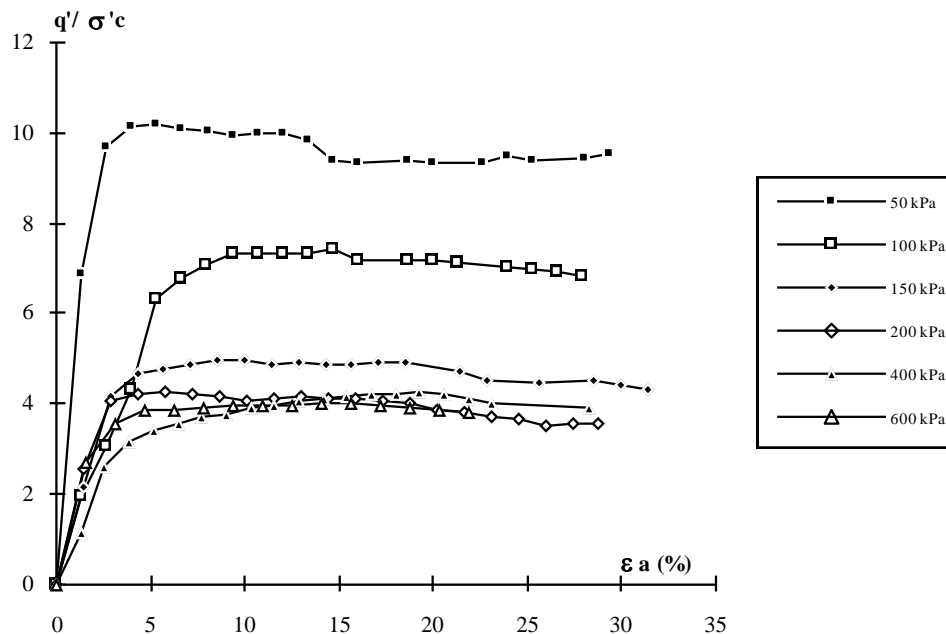
*Fig.VIII.12 - Evolution de la pression interstitielle normée en fonction de la déformation axiale (yenne/mer)*



*Fig.VIII.13 - Evolution de la déformation volumique en fonction de la déformation axiale (Yenne/mer)*



*Fig.VIII.14 - Variation du rapport des contraintes principales en fonction de la déformation axiale (Yenne/mer)*



*Fig. VIII.15 - Evolution du déviateur de contraintes normé en fonction de la déformation axiale (Yenne/mer)*

#### 4 - INTERPRETATION DES RESULTATS - COMPARAISONS

##### 4.1 - Constatations expérimentales

Dans un essai triaxial CIU, aucun drainage n'est permis, l'échantillon est d'abord consolidé sous une pression isotrope  $\sigma'_3c$ . Lorsque la consolidation est terminée c'est à dire lorsque la pression interstitielle est intégralement dissipée, l'échantillon est alors soumis à cisaillement non drainé.

Comme tout drainage est empêchée, il ne devrait pas y avoir alors de variation de la teneur en eau. Si tel est le cas alors, la cellule prendrait de l'eau provenant de l'échantillon (contractance) ou le contraire (dilatance). C'est ce phénomène qui est observé dans le cadre de nos essais.

La variation de volume de l'échantillon, donc de sa porosité ou de son indice des vides au cours du cisaillement constitue un fait expérimental important. Par exemple, les sables denses augmentent de volume et les sables lâches diminuent de volume au cisaillement. Il est connu qu'en grandes déformations, la résistance au cisaillement ne dépend pas de la compacité initiale, il s'en suit que l'indice des vides évolue alors vers une valeur indépendante de la compacité initiale.

Casagrande (1936) donne le nom d'indice des vides critique à cette valeur particulière et il formule l'hypothèse selon laquelle, un échantillon dont l'indice des vides initial est égal à la valeur critique se déforme à volume constant au cours du cisaillement ; les échantillons plus compacts augmentent de volume et les échantillons plus lâches diminuent de volume.

Enfin, en suivant la contrainte  $\sigma'_3$  en cours d'essais, on observe qu'elle varie, même si cela est très peu marqué.

## 4.1 - Interprétation des résultats

S'agissant d'abord des courbes effort axial - déformation ( $\sigma_1 - \sigma_3, \varepsilon_a$ ), elles révèlent une différence de comportement en fonction de la contrainte de consolidation ( $\sigma'_{3c}$ ).

On observe un déviateur continuellement croissant pour les grandes valeurs de  $\sigma'_{3c}$ , 400 et 600 kPa plus particulièrement, tandis qu'aux faibles contraintes (entre 50 et 150 kPa), il s'établit souvent un pic suivi d'une légère décroissance de l'effort axial. Ce pic est parfois inexistant pour ces faibles contraintes. Les échantillons de Sébikotane décrivent la même allure des courbes constatée à la boîte de cisaillement à savoir la permanence de l'effort après le déviateur maximal (ou contrainte normale), et l'inexistence de pic, donc l'établissement d'un état permanent de contrainte.

En ce qui concerne les courbes du rapport de contraintes principales, on observe qu'elles évoluent aussi en fonction du niveau de contrainte initiale et que la tendance est que la valeur au pic diminue quand  $\sigma'_{3c}$  augmente.

Les courbes de variation de volumes indiquent que tous les échantillons sont toujours contractants en début d'essais, ensuite sont dilatants. Pour 400 et 600 kPa de confinement, les échantillons de Ndienné sont essentiellement contractants ; (Yenne/mer à 400 kPa).

Pour les courbes du déviateur normé par rapport à la  $\sigma'_3$ , on montre aussi qu'il n'existe pas un comportement unique et que les valeurs de  $\frac{q'}{\sigma'_3}$  diminuent quand  $\sigma'_{3c}$  augmente. Cela est aussi une indication de la nature surconsolidée de ces échantillons de latérites compactées.

Ces résultats sont typiques d'essais triaxiaux non drainés sur des sables consolidés. On observe alors les allures des courbes suivantes : un pic à la résistance maximale suivi d'une faible chute et un palier où la résistance au cisaillement est constante ou une résistance au cisaillement croissant régulièrement en fonction des déformations ; enfin, le cas où le comportement est typiquement élastoplastique parfait. Ce comportement est lié au fait que tout au long du cisaillement la contrainte effective de confinement  $\sigma'_3$  se modifie (mais légèrement), eu égard à l'évolution des pressions interstitielles.

Pour de faibles contraintes de consolidation, le cisaillement induit des pressions interstitielles évoluant de façon générale dans le sens négatif. Lorsque  $\sigma'_{3c}$  augmente cela implique une évolution graduelle des surpressions interstitielles ; pour Ndienné on observe jusqu'à 400 kPa des surpressions interstitielles inférieures à la pression atmosphérique ; les autres (Sébikotane et Yenne), c'est seulement à 50 kPa.

Ces observations s'apparentent beaucoup aux résultats publiés par différents auteurs (Seed et Lee, 1967 ; Alba *et al.*, 1980), et qui se rapportent aux sables saturés. Bien antérieurement à tout cela (Casagrande, 1936), il a été reconnu que le cisaillement d'un sable pour lequel un drainage est permis donnerait lieu à des changements de volume dont le signe dépend à la fois, de la densité du matériau et de la contrainte effective de confinement appliquée (in Konrad *et al.*, 1991). En d'autres termes, Casagrande postulait que le comportement non drainé à l'état de plasticité parfaite (*état critique*) correspond au développement d'une structure d'écoulement et ne dépend que de l'indice des vides initial.

C'est ainsi que pour un confinement donné, il existe une densité telle que : à l'état plus lâche, le cisaillement induit une diminution de volume alors que si celui-ci s'opère à l'état

plus dense, il y a expansion de l'échantillon ; ou encore, un échantillon de sable dense dilatera lors du cisaillement et un échantillon de sable lâche contractera.

Ces considérations ont permis d'introduire la notion d'indice des vides critique ( $e_{crit.}$ ), pour lequel aucune variation de volume n'est obtenue et qui, précisons le, n'est pas une constante du sol mais varie en fonction du confinement. Cet indice de vide critique est d'autant plus faible que la contrainte de confinement est élevée. Dans le cas des essais non drainés, où toute communication avec le milieu extérieure est empêchée, les manifestations sont différentes mais on peut concevoir qu'un parallèle existe ; il se produira respectivement une augmentation ou une diminution des pressions interstitielles en lieu et place de la contraction ou expansion évoquée ci dessus. Ces essais étant réalisés à indice de vides constant, il existe un niveau de confinement critique, c'est à dire une contrainte  $\sigma'_3$  telle que les pressions interstitielles ne se développent pas.

Encore, si nous comparons maintenant les déviateurs maximums pour les différents cas de consolidation, dans le cas de Ndienné et de Yenne/mer, on constate des valeurs identiques respectivement entre  $\sigma'_{3c}$  à 150 kPa et 200 kPa, ensuite à 100 et 150 kPa; le matériau étant moins dense dans le premier cas comme on peut le constater sur les tableaux VIII.2 et VIII.6, qui révèle une variation d'indice des vides après consolidation assez important. Le caractère dilatant qui est observé pour  $\sigma'_{3c}$  diminuant et l'évolution croissante des pressions interstitielles laissent supposer l'existence d'une contrainte de confinement critique localisée dans cet intervalle. Elle pourrait se situer au voisinage de 200 kPa, si l'on considère la stabilité des pressions interstitielles autour de 0 quoiqu'au début il y ait un léger développement.

Le tableau VIII.8 donne une évolution des valeurs de pressions interstitielles pour le maximum du déviateur. On remarque qu'à l'augmentation de  $\sigma'_{3c}$  correspond une augmentation de ces valeurs : La variation de la pression de consolidation induit une évolution de la pression interstitielle dans le sens d'une évolution des variations de volume du caractère contractant vers le caractère dilatant (figures VIII.2, VIII.7, VIII.12).

	Ndienné	Sébikotane	Yenne/mer
$\sigma'_{3c}$ (kPa)	$\Delta u_f$ (kPa)	$\Delta u_f$ (kPa)	$\Delta u_f$ (kPa)
50	-31,21	-14,042	-50,69
100	-46,25	-9,02	-10,49
150	-38,49	13,64	17,73
200	-7,85	30,77	21,33
400	27,72	131,33	74,89
600	71,95	154,88	85,44

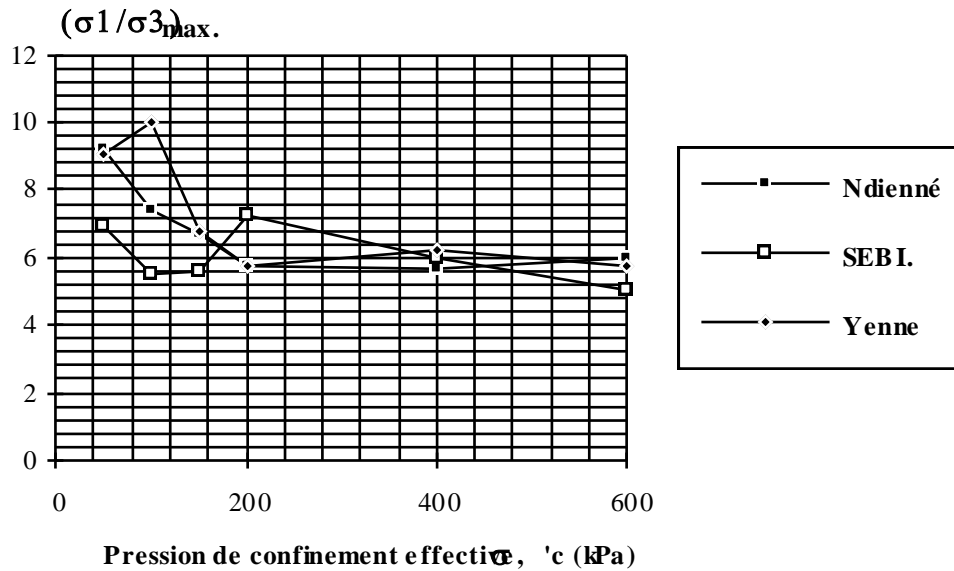
**Tableau VIII.8 - Valeurs de la pression interstitielle au maximum du déviateur**

Si la normalisation de  $\sigma'_1$  par rapport à  $\sigma'_3$  (ou du déviateur par rapport à  $\sigma'_3$ ) montre de profondes disparités autour de 1 à 2 % de déformation, il en est tout autrement pour les grandes déformations : en effet, on peut noter une bonne convergence des courbes vers la valeur 4,3, autrement dit des ruptures (résistance résiduelle) pour  $Ko = 0,232$ . Samb (1985) trouve des résultats similaires pour les échantillons de Dougar et Léona Niang.(Figure III.17)

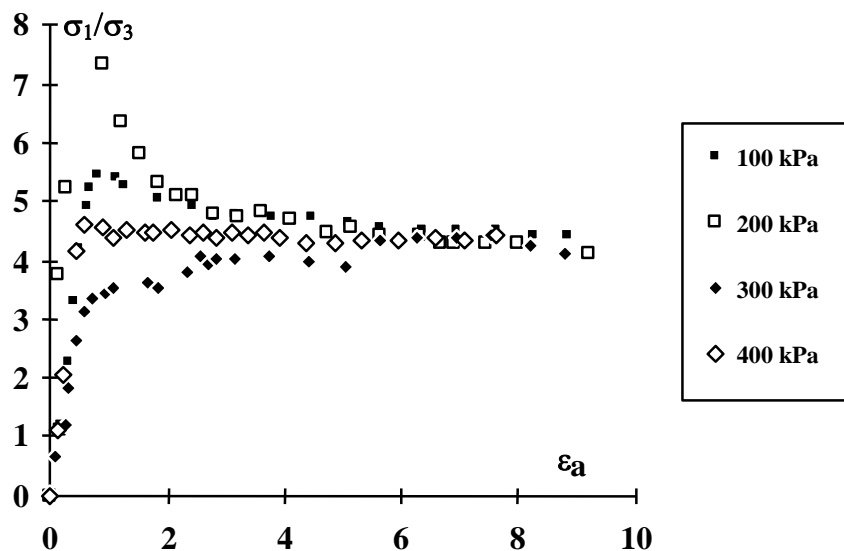
Par exemple, à la figure VIII.16, on reporte les valeurs de rapport de contraintes principales maximales. On peut remarquer qu'il existe une relation entre  $\left(\frac{\sigma'_1}{\sigma'_3}\right)_{max}$  et la pression de confinement



: on note une décroissance de celle-ci lorsque augmente  $\sigma'_{3c}$  ; sauf pour Sébikotane où la raison évoquée est une différence de densité initiale entre 150 et 200 kPa. A cette dernière pression de confinement correspond une densité initiale plus importante.



**Fig.VIII.16** - Variation du rapport de contraintes maximales en fonction du niveau de confinement (ensemble des sols)



**Fig.VIII.17** - Evolution du rapport des contraintes en fonction de la déformation axiale. Echantillon de Léona Niang (Samb, 1985)

Le tableau VIII.9 suivant donne les valeurs des angles de frottement interne des trois latérites ainsi que leur cohésion. Le tableau VIII.10 donne les valeurs de  $\eta$  (rapport déviatorique) pris entre 50 et 150 kPa, ensuite de 200 à 600 kPa. Concernant ce dernier tableau on observe qu'il existe une différence de  $\eta$  entre faibles et grandes contraintes, plus marqué pour la latérite de Sébikotane et la latérite de Yenne.

	$\alpha$	$\varphi_{cu}$	C (kPa)
<b>Ndienné</b>	35,13	44,7	10,81
<b>Sébikotane</b>	33,79	41,9	21,89
<b>Yenne/mer</b>	34,54	27,8	43,49

$$[\tan(\alpha) = \sin(\varphi_{cu})]$$

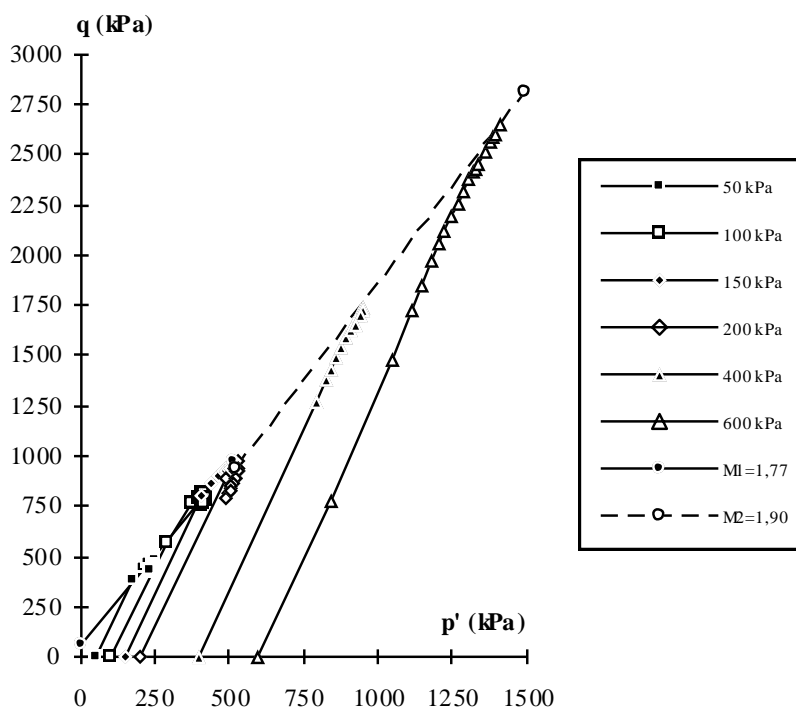
**Tableau VIII.9 - Caractéristiques intrinsèques des trois latérites**

	$\sigma'_{3c}$ (kPa)	$\eta$
<b>Ndienné</b>	50 - 150	1,77
	200 - 600	1,90
<b>Sébikotane</b>	50 - 150	1,68
	200 - 600	1,41
<b>Yenne/mer</b>	50 - 150	2,29
	200 - 600	1,82

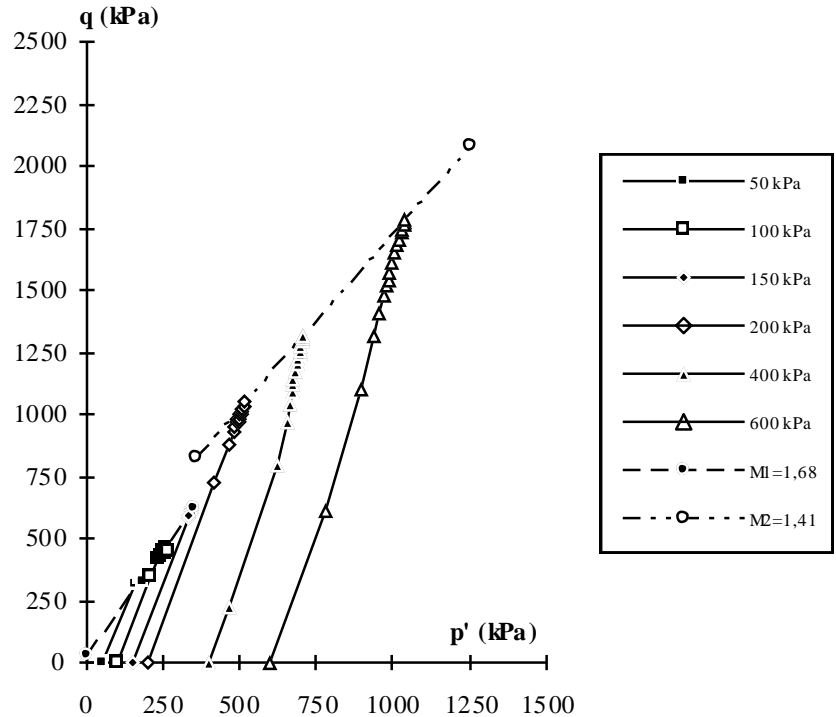
$$\eta = \frac{q}{p'} = M$$

**Tableau VIII.10 - Valeurs du rapport déviatorique en faibles et grandes contraintes**

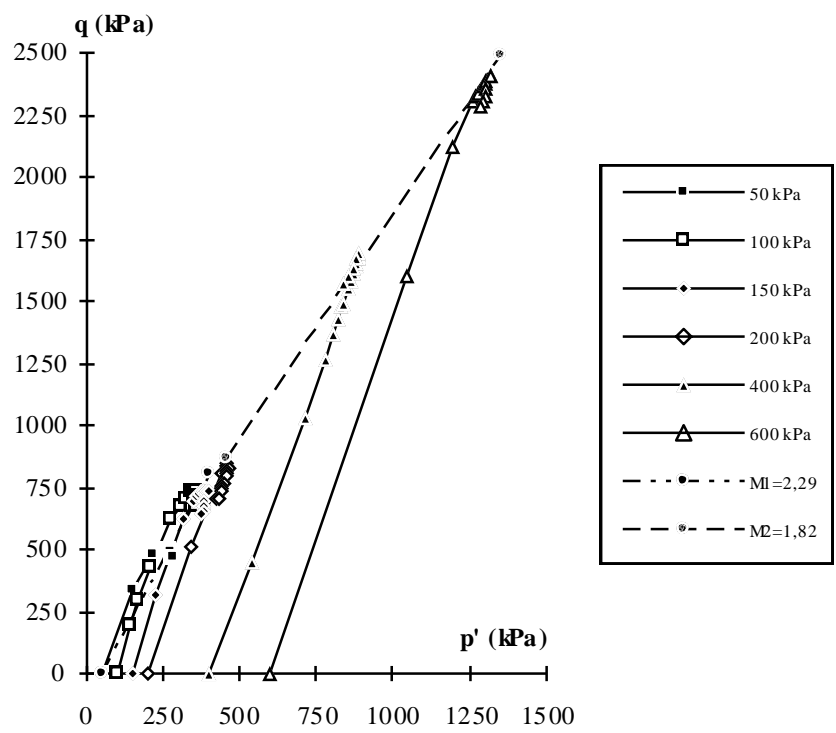
Une illustration des différents cheminement de contraintes est donnée aux figures VIII.18 suivantes.



**Fig.VIII.18a - Cheminement des contraintes (Latérite de Ndienné)**

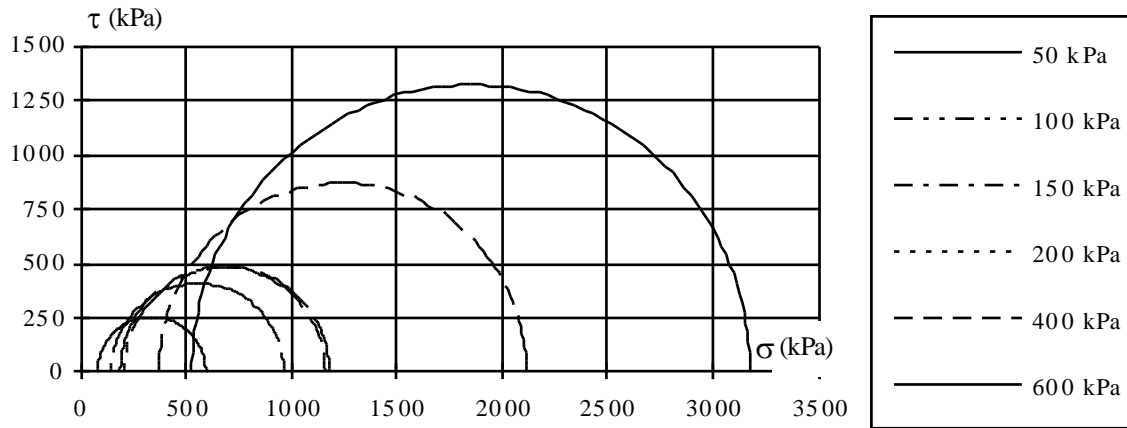


*Fig.VIII.18b - Cheminement des contraintes latérite de Sébikotane*

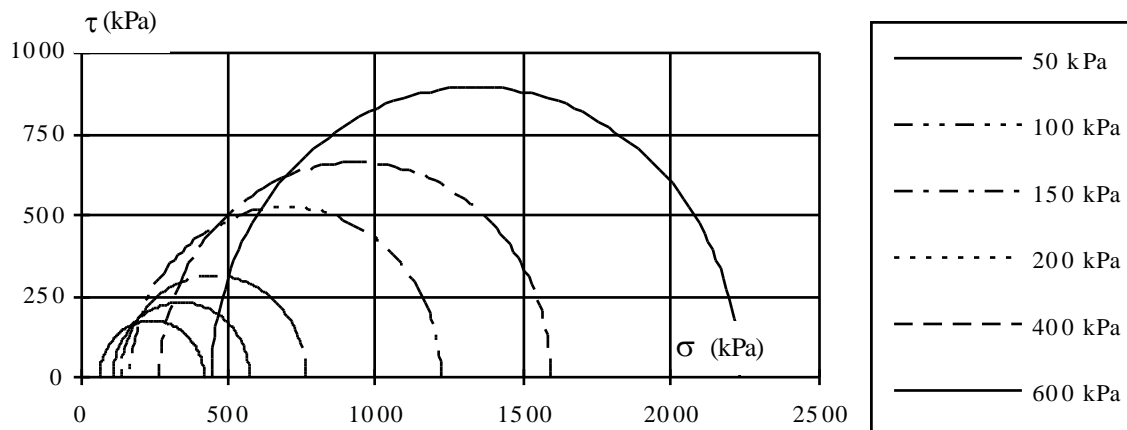


*Fig.VIII.18c - Cheminement des contraintes latérite de Yenne/mer*

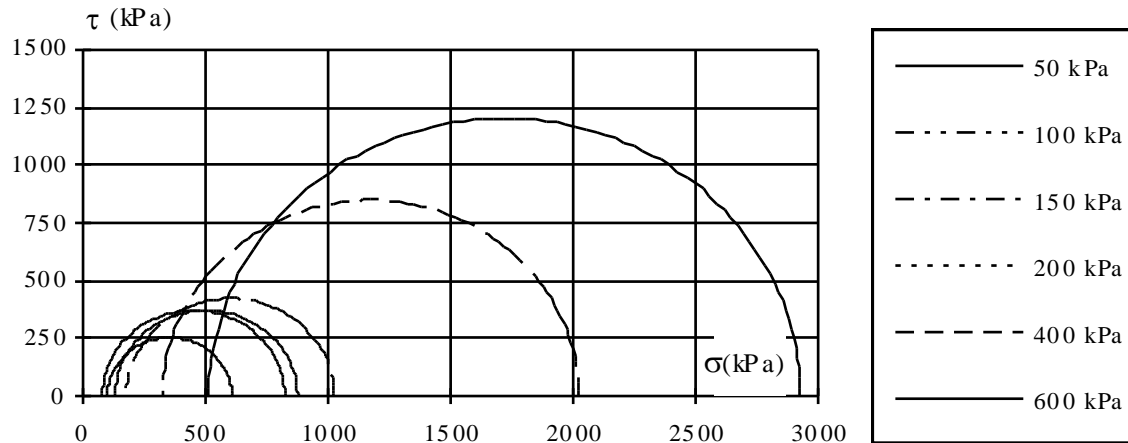
Nous remarquons que les représentations sous forme de cheminements de contraintes semblent être moins explicites que celles des cercles de Mohr (figures VIII.18 d, e, et f). Ces figures montrent beaucoup mieux l'allure des enveloppes de rupture entre les deux domaines de contraintes que nous avons soulignés. Par exemple, à la figure VIII.18e on remarque bien qu'il existe une différence de l'enveloppe de rupture entre les domaines des faibles et des grandes contraintes.



**Fig.VIII.18d** - Représentation par les cercles de Mohr de l'enveloppe de rupture (Latérites de Ndienné)



**Fig.VIII.18e** - Représentation par les cercles de Mohr de l'enveloppe de rupture (Latérites de Sébikotane)

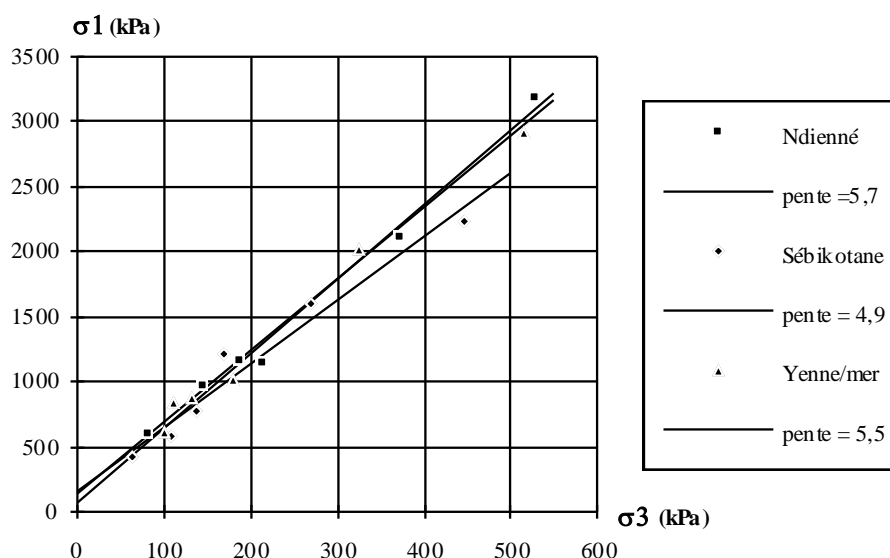


**Fig.VIII.18f** - Représentation par les cercles de Mohr de l'enveloppe de rupture (Latérites de Yenne/mer)

### 5 - Analyse de la rupture

Afin de trouver au mieux un critère de rupture adéquat, nous avons reporté à la figure ci - après tous nos points expérimentaux à la rupture sur un plan ( $\sigma'_1$  ;  $\sigma'_3$ ). Ce plan est utilisé, dans le cas d'essais triaxiaux, sur des chemins classiques pour apprécier si la critère de rupture peut être évalué par celui de Tresca. Dans ce cas, la pente que décrit ce système est égale à 1. Thanacharéongit (1982), Alba (1980) et Alba *et al.* (1980 in Thanacharéongit) ont utilisé avec succès cette représentation dans le cas d'argiles à des niveaux de consolidation donnée. Pour le premier auteur, il s'agit d'essais CIU, les derniers, d'essais CD.

Dans le cas de nos sols, il apparaît que le critère a la forme d'une droite de pente proche de 5 (figure VIII.19). Les points expérimentaux sont pris indifféremment de leur état initiaux. Cette représentation est identique à celle de *Mohr-Coulomb*. Mais dans le cas de nos sols, le critère de rupture du type Tresca ne semble pas être approprié.



**Fig.VIII.19** - Critère de rupture pour les trois graviers latéritiques

Le tableau VIII.11 résume pour les différents cas traités, les valeurs de l'angle de frottement interne ( $\phi$  en degré) observés, au regard des critères utilisés pour définir la rupture.

Sols	Ndienné		Sébikotane		Yenne/mer	
	$\phi = f(\sigma'_1 - \sigma'_3)$	$\phi = f\left(\frac{\sigma'_1}{\sigma'_3}\right)$	$\phi = f(\sigma'_1 - \sigma'_3)$	$\phi = f\left(\frac{\sigma'_1}{\sigma'_3}\right)$	$\phi = f(\sigma'_1 - \sigma'_3)$	$\phi = f\left(\frac{\sigma'_1}{\sigma'_3}\right)$
50	41,72	47,80	42,82	45,80	39,82	47,64
100	41,94	46,30	43,91	43,50	44,20	48,24
150	42,82	45,50	46,27	45,40	46,40	45,61
200	44,54	44,20	46,73	46,10	46,48	44,19
400	45,93	44,11	51,28	44,60	47,64	44,88
600	46,60	44,60	50,42	42,90	47,11	44,16

**Tableau VIII.11 - Valeurs de l'angle de frottement suivant certains critères de rupture.**

Lorsque la rupture est considérée à la valeur maximale du rapport de contraintes principales  $\left(\frac{\sigma'_1}{\sigma'_3}\right)_{\max}$ , les angles de frottement obtenus sont relativement élevés pour des confinements inférieurs à 200 kPa et relativement moindres pour les confinements supérieurs à 200 kPa, et on peut préjuger de la séparation entre le domaine des faibles contraintes et celui des grandes contraintes pour lesquels les valeurs de cet angle sont relativement proches. La constance de l'angle de frottement dans ces intervalles de contraintes est plus marquée suivant le premier critère  $\frac{\sigma'_1}{\sigma'_3}$

que suivant le second  $(\sigma'_1 - \sigma'_3)$ . Cette observation a été faite au niveau des courbes effort - déformation où pour les faibles contraintes l'allure des courbes décrit un comportement généralement radoucissant et dans le cas des grandes contraintes (confinement entre 200 kPa et 600 kPa), on passe par un comportement élastoplastique parfait et ensuite à un comportement avec écrouissage. Si maintenant le critère est basé sur la contrainte déviatorique maximum  $(\sigma'_1 - \sigma'_3)_{\max}$  on remarque une certaine constance de l'angle de frottement lorsque  $\sigma'_{3c}$  est supérieur ou égal à 200 kPa. En deçà de 200 kPa de consolidation, l'angle de frottement est plus faible tout en augmentant avec la pression de confinement. Samb (1985) observe le même phénomène.

Ce phénomène a été d'abord relaté par Lohnes et Demirel (1973) sur des sols résiduels tropicaux intacts. Malomo S. (1983) et Ogunsanwo O.(1989) ont noté le même phénomène lors d'essais de cisaillement à la boîte de Casagrande. Bishop (1966) a montré que ce comportement était aussi prévisible pour des sables soumis à grande contraintes, la déformation étant dépendante du niveau de contrainte ; ceci pourrait être attribué à la pulvérisation des granulats et une génération de fines particules sous ces grandes pressions (effet d'attrition). L'effet de la génération de fines a été décrit dans les travaux de Roberts et De Souza (1958) et de Lee et Farhoomand (1967) ; la conséquence principale de cette génération de fines particules est l'augmentation de la compressibilité de ces sols et l'aptitude à l'écrasement des concrétions.

Des essais de consolidation œdométrique faits sur des sols résiduels compactés (Vargas, 1953), ont permis d'introduire le concept de **pression de préconsolidation virtuelle**, du fait de l'existence d'une contrainte de part et d'autre de laquelle ces matériaux manifestent une compressibilité très variable. Les résultats de cette étude ont montré que sous de faibles contraintes, ces sols se révèlent relativement incompressibles, alors que pour les contraintes élevées, des changements volumiques considérables sont observés. Castro décrit un phénomène similaire (in Konrad *et al.*, 1991) qui définit alors dans le plan  $e - \log \sigma'_v$  plusieurs domaines avec une zone de

transition représentant le lieu de l'état de plasticité parfaite. De part et d'autre de cette zone sont définis un domaine où les échantillons de sable sont caractérisés par des courbes de résistance non drainée présentant un radoucissement important jusqu'à l'état permanent et ensuite un autre domaine où ils seront alors dilatants en essai drainé et présenteront des courbes de résistance au cisaillement non drainé avec écrouissage. A notre niveau nous avons voulu connaître l'état de nos sols compactés et nous les avons testés à l'oedomètre. Le but essentiel étant de déterminer leur pression de préconsolidation, d'où l'état de ces sols.

## 6 - Essais de compression oedométrique - Pression de préconsolidation

### 6.1 - Conditions des essais

Nous avons taillé des éprouvettes de hauteur 70 mm, directement sur le moule de diamètre 70 mm. Nous avons procédé de la sorte pour que nos échantillons puissent avoir une bonne représentativité au niveau des résultats escomptés. L'oedomètre classique ne permet pas de faire des essais sur des échantillons de cette taille.

Si le mode de chargement a été fait selon les recommandations concernant l'essai oedométrique (paliers de chargement réguliers) ; il en est tout autrement du déchargement qui s'est effectué seulement selon trois paliers à des temps très irréguliers. La courbe de chargement étant à notre niveau la partie la plus importante, celle du déchargement a été "négligée". Nous avons montré l'importance de la question (*Cf. 1<sup>ère</sup> Partie, Chap.II.*). Ce sont essentiellement les travaux de Vargas (1953) , Sowers (1963 *in* Gidigas (1976)), Wallace (1973) et de Matyas (1963).

Les échantillons ont été saturés. Cette façon de faire est différente de celle généralement utilisée sur les sols latéritiques. La saturation n'est faite dans ces conditions qu'après le premier chargement. Cependant, le but de notre démarche vise plutôt à connaître l'état de nos sols lorsque compactés. Il nous faut souligner, aussi que les essais de consolidation isotrope que nous avons entrepris n'ont pas donné de résultats, à grands confinements les membranes étaient systématiquement percées : nous n'avons pas pu continuer les essais par manque de matériaux.

### 6.2 - Résultats des essais

Le tableau suivant compare les indices des vides initiaux aux densités initiales à l'OPM.

	$e_i$ (oedomètre)	$\gamma_d$ . max OPM	e OPM
Ndienné	0,499	20,9	0,500
Sébikotane	0,631	20,75	0,641
Yenne/mer	0,994	17,7	1,010

**Tableau VIII.12** - Comparaison entre les indices des vides initiaux à l'oedomètre et les densités de l'OPM pour les trois graviers latéritiques.

On remarque que les conditions initiales des essais de compression oedométriques sont celles de l'OPM, bien qu'il existe des différences assez faibles concernant les graviers latéritiques de Yenne/mer et Sébikotane.

L'importance de l'allure de la courbe de chargement a fait l'objet d'études très approfondies (*Cf. 1<sup>ère</sup> Partie, Chap.II.*). Dans le cas de nos essais, on remarque qu'il existe une forte inflexion des courbes après les premiers chargements.

Selon les auteurs précités, il existe une faible compressibilité pour les tous premiers chargement (à faibles contraintes) et au delà, les sols manifestent une plus grande compressibilité.

La limite entre ces deux phases est déterminée par une pression dite "critique". Ce comportement est comparé, toujours selon ces auteurs avec la surconsolidation d'argiles naturelles. Selon Wallace, ce phénomène est attribué à la présence de liens de cimentation entre les particules du sol qui ne seront détruits qu'au moment où la relation entre l'indice des vides et le log de la charge cesse d'être linéaire. Après, il n'existe plus de liens solides entre ces constituants et la relation linéaire  $e = f(\log \sigma_v)$  n'existe plus.

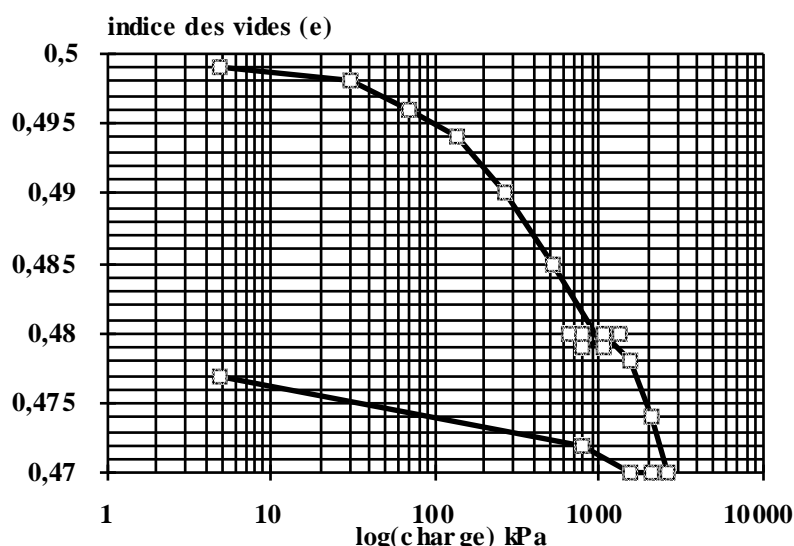
Lee et Farhoomand (1967), sur la base d'études faites sur des graveleux latéritiques provenant de granites rapportent les conclusions suivantes :

- les sols graveleux latéritiques granulaires sont entièrement compressibles ;
- cette compressibilité est généralement accompagnée par un certain nombre de particules qui se fragmentent lors de l'application de la charge.

Les ruptures se produiraient alors ailleurs où les liens sont beaucoup plus fragiles que ceux là mêmes qui déterminent la microstructure des minéraux. Elles interviennent d'abord au niveau de la matrice fine qui jusqu'ici, exerçait un effet structurant sous l'effet du compactage ; ensuite au niveau des éléments grossiers par déconcrétion, en raison des efforts de contact.

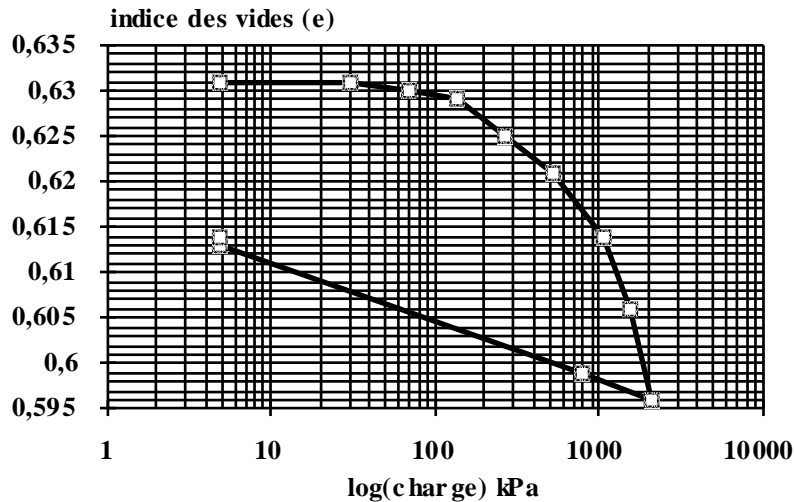
Par conséquent, tant et aussi longtemps que les niveaux de contraintes resteront relativement faibles, condition souvent satisfaite dans le cadre d'applications essentiellement routières, les pertes de caractéristiques devront être d'autant plus importantes que, d'une part la fraction fine est importante, et d'autre part le matériau a acquis un état d'induration peu avancé.

Concernant les pressions de préconsolidation ; les résultats des essais donnent des valeurs tournant autour de 200 kPa. On rappelle que l'approche de cette pression est assez délicate pour des courbes figurées ci-dessous. Concernant l'échantillon de Yenne/mer, cette valeur est dépassée et la pression de préconsolidation est comprise entre 200 et 300 kPa. (Figures VIII.20)

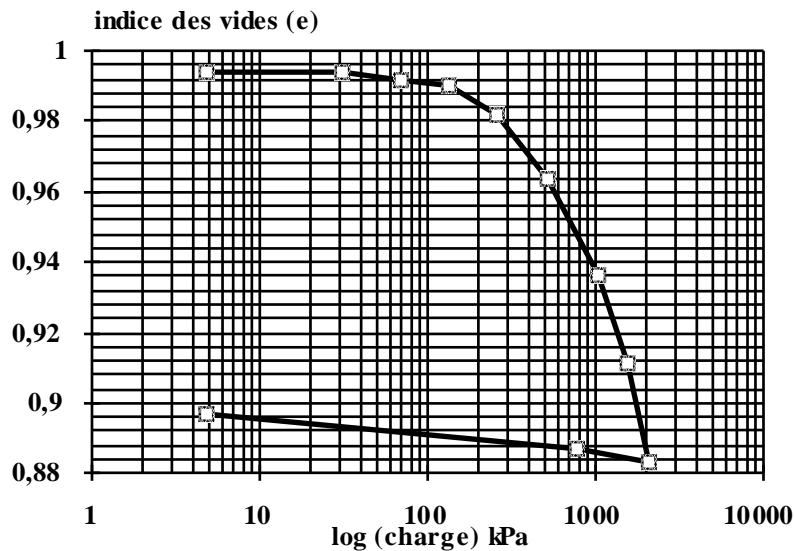


*Fig. VIII.20a - Courbe œdométrique de Ndienné*





*Fig.VIII.20b - Courbe œdométrique de Sébikotane*



*Fig.VIII.20c - Courbe œdométrique de Yenne/mer*

*Fig.VIII.20 - Courbes œdométriques des trois sols latéritiques*

## 7 - Approximation hyperbolique de Kondner (1963)

### 7.1 - Formulation

Les résultats d'essais CIU selon plusieurs cas de  $\sigma'_{3c}$  variable, selon des niveaux de déformations (inférieures ou égales au déviateur maximal) peuvent être analysés en terme d'une approximation hyperbolique. Kondner (1963) a utilisé avec succès cette approximation sur des sols à cohésion.

Par exemple, dans le cas d'argiles, on a observé que les points du plan  $(\sigma_1 - \sigma_3 ; \epsilon_a)$  s'accordent généralement très bien avec la relation hyperbolique contrainte - déformation de la forme :

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\varepsilon}{a' + b'\varepsilon}$$

si  $(\sigma_1 - \sigma_3)$  est divisé par  $\sigma'_{3c}$ , l'équation devient normalisée de la manière suivante :

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma'_{3c}} = \frac{\varepsilon}{a + b\varepsilon}$$

Sur un plan  $[\frac{\varepsilon \cdot \sigma'_{3c}}{\sigma_1 - \sigma_3} ; \varepsilon]$ , la droite coupe l'axe  $\frac{\varepsilon \cdot \sigma'_{3c}}{\sigma_1 - \sigma_3}$  pour une valeur égale à **a** et a une pente égale à **b**.

L'équation contrainte-déformation est seulement valable pour des déformations inférieures ou égales à la déformation à la rupture (maximum du déviateur).

Alors, on peut caractériser la loi de comportement par deux paramètres, par exemple l'ordonnée à l'origine **a** et la pente **b** des droites obtenues dans le repère défini ci-après. Les paramètres correspondent, dans un repère  $(q, \varepsilon_a)$ , respectivement aux inverses de l'ordonnée de l'asymptote horizontale et de la pente de la tangente à l'origine.

Notre propos n'est pas de trouver un modèle de comportement, mais seulement de tester si cette approche permet de différencier les essais en compression triaxiale quand la contrainte effective de confinement varie.

## 7.2 - Résultats

Les valeurs des coefficients **a** et **b** tels que définis par Kondner (1963) figurent dans les tableaux VIII.13.

L'équation de tels cas de figures s'écrit alors sous la forme d'une fonction linéaire et donc justifie l'approximation de type hyperbolique. L'examen des figures VIII.21a, VIII.21b, VIII.21c montre la validité de cette approximation. Seulement, on constate des dispositions géométriques assez différentes selon les domaines de contraintes. Ainsi, entre 50 et 200 kPa pour Ndienné et Sébikotane, on observe que les courbes sont souvent confondues ; pour Yenne, l'approximation est nettement plus mauvaise. Pour cette dernière, en faibles déformations la linéarité n'est pas satisfaite.

Globalement, l'approximation est satisfaisante et on peut en conclure qu'elle est variable selon le niveau de contraintes constaté lors de l'exploitation des autres courbes contraintes déformation.

$\sigma'_{3c}$ (kPa)	<b>a</b>	<b>b</b>	<b>1/a</b>	<b>1/b</b>
50	0,090	0,055	11,130	18,191
100	0,110	0,065	9,055	15,390
150	0,153	0,063	6,554	15,854
200	0,194	0,037	5,160	27,223
400	0,218	0,145	4,582	6,907
600	0,205	0,622	4,888	1,608

**Tableau VIII.13a - Paramètres de la loi hyperbolique (Ndienné)**

$\sigma'_c$ (kPa)	<b>a</b>	<b>b</b>	<b>1/a</b>	<b>1/b</b>
50	0,135	0,025	7,420	40,109
100	0,212	0,103	4,715	9,666
150	0,235	0,020	4,252	49,824
200	0,188	0,132	5,314	7,589
400	0,280	0,524	3,569	1,909
600	0,309	0,579	3,233	1,728

**Tableau VIII.13b** - Paramètres de la loi hyperbolique (Sébikotane)

$\sigma'_c$ (kPa)	<b>a</b>	<b>b</b>	<b>1/a</b>	<b>1/b</b>
50	0,083	0,065	12,012	15,383
100	0,098	0,435	10,154	2,299
150	0,186	0,140	5,381	7,143
200	0,189	0,235	5,298	4,255
400	0,213	0,433	4,690	2,308
600	0,238	0,149	4,202	6,732

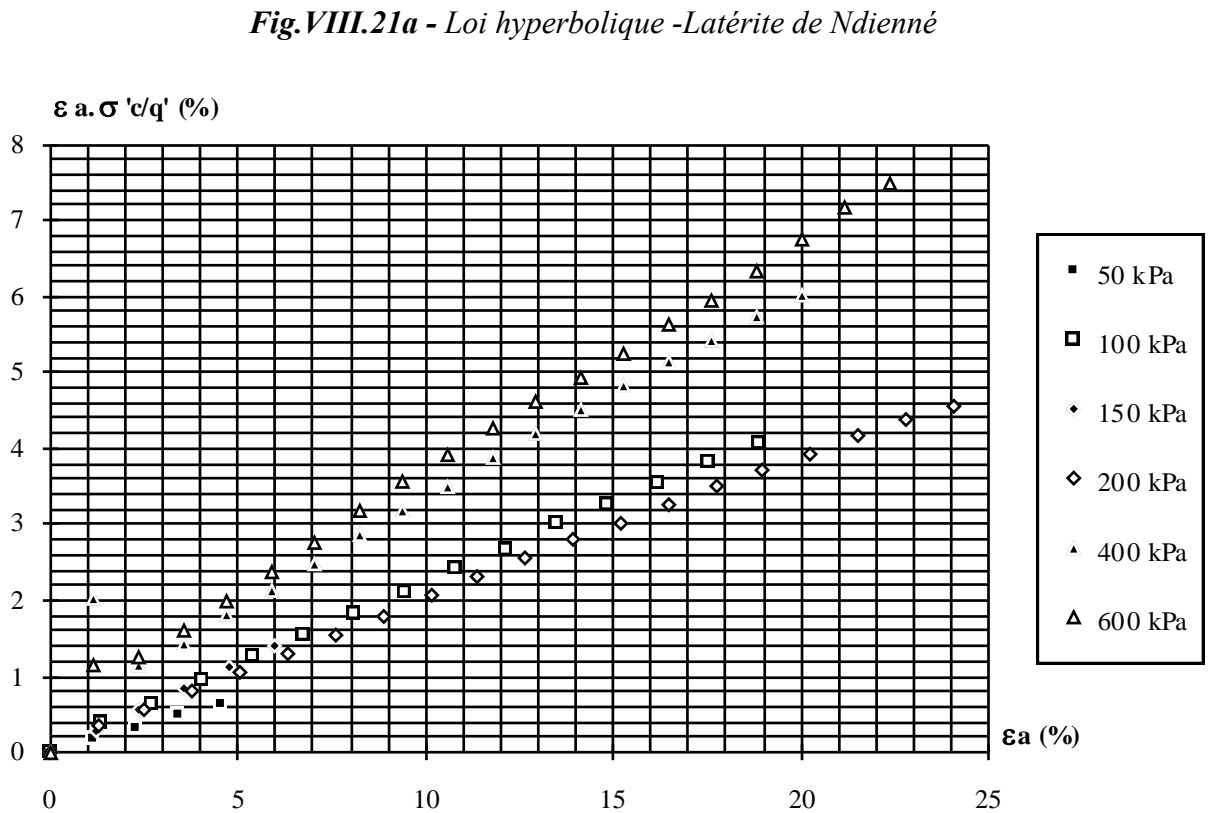
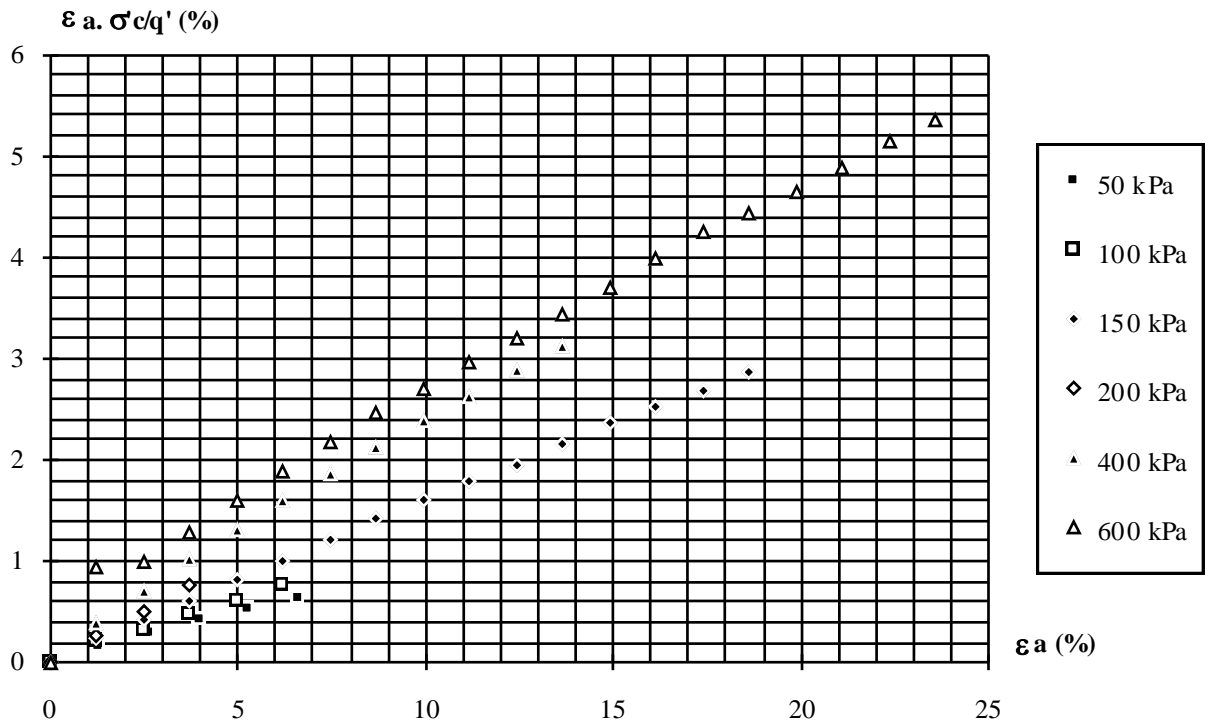
**Tableau VIII.13c** - Paramètres de la loi hyperbolique (Yenne/mer)

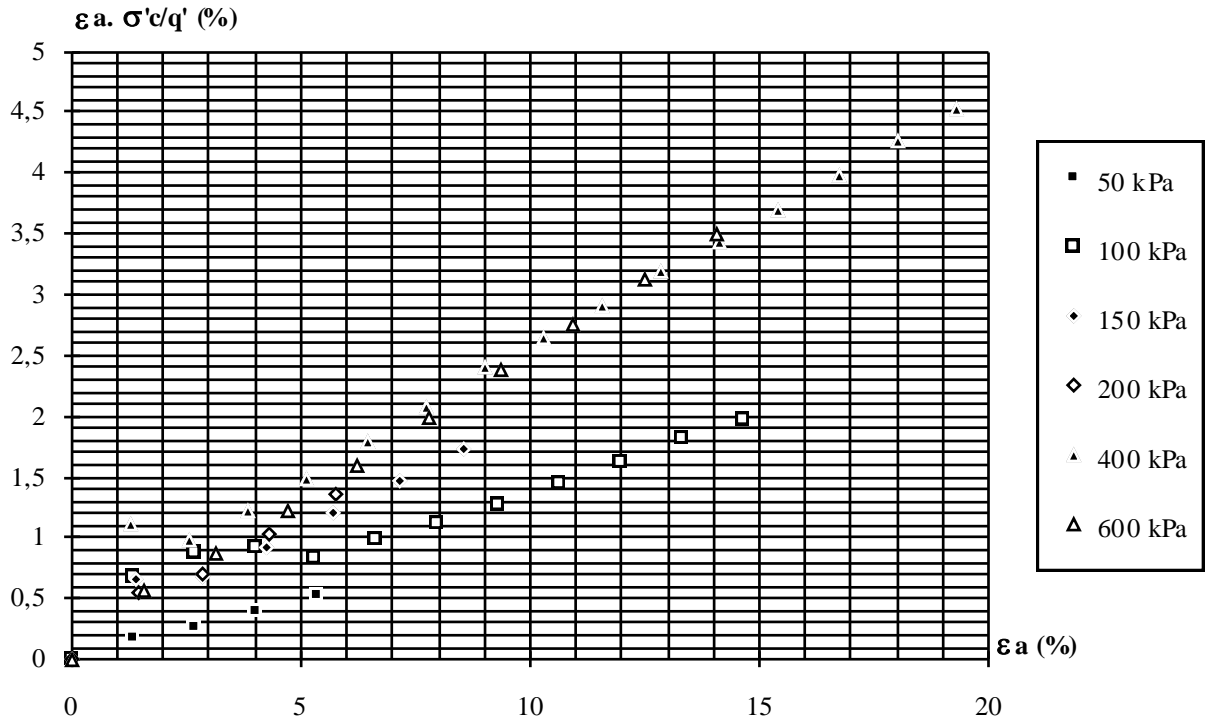
Si maintenant on fait une analyse de la moyenne des valeurs de a et b (tableau II.14), on observe qu'entre 50 et 150 kPa, les valeurs de la pente a et b sont assez proches (cas de Ndienné et Sébikotane) et ont des écarts par rapport à cette même moyenne très petits ou négligeables en faibles contraintes, plus en grandes contraintes où il y a plus de dispersions.

De la même manière, entre 200 et 600 kPa (Sébikotane et Yennemer). Ceci dénote encore une fois de l'existence de ces deux domaines à comportement assez dissemblable (faibles et grandes contraintes).

	<b>Ndienné</b>		<b>Sébikotane</b>		<b>Yenne/mer</b>	
	<b>a</b>	<b>b</b>	<b>a</b>	<b>b</b>	<b>a</b>	<b>b</b>
<b>Moyenne</b>						
<b>50-150</b>	0,118	0,061	0,194	0,049	0,123	0,213
<b>200-600</b>	0,206	0,268	0,259	0,411	0,213	0,272
<b>Ecart-type</b>	0,032	0,005				
<b>50-150</b>	0,032	0,005	0,053	0,047	0,055	0,196
<b>200-600</b>	0,012	0,311	0,063	0,244	0,025	0,146

**Tableau VIII.14** - Valeurs des coefficients a et b selon les domaines de contraintes pour les trois graviers latéritiques





*Fig.VIII.21c - Loi hyperbolique - Latérite de Yenne/mer*

*Fig.VIII.21 - Approximation hyperbolique (Kondner, 1963)*

## CONCLUSIONS

Les conclusions suivantes peuvent être tirées des résultats des essais de compression non drainés en cellule triaxiale sur des échantillons saturés de latérites, compactés à l'Optimum Proctor Modifié.

1. Le comportement non drainé des trois latérites dépend du niveau de contrainte isotrope initial, c'est à dire de paramètres d'état initial que l'on peut estimer être l'indice des vides initial, les teneurs en eau ou densités initiales.

2. Les essais ont mis en évidence l'existence de deux domaines de comportements, identifiés au préalable lors des essais de cisaillement à la boîte de Casagrande. Cela est mis en relief par :

- d'une part la coexistence au niveau du plan de Mohr-Coulomb de deux droites parallèles (non colinéaires) et traduisant donc deux comportements différents. Ceci se matérialise par des rapports déviatoriques ( $\eta = \frac{q}{p}$ ) différents pour les deux domaines précités.

- d'autre part, au niveau des courbes contraintes déformations, on note en faibles contraintes l'existence de pics à la valeur maximale des déviateurs maximums (comportement radoucissant) et sous les fortes contraintes de déviateurs continuellement croissants pendant que la déformation augmente (comportement ductile). Dans quelques cas, l'observation d'un état permanent est à lier à l'existence d'un niveau d'état de contraintes critique.

Tout ceci traduit deux comportements qu'on décrit comme étant d'abord celui de sable lâche (argile normalement consolidée) ensuite de sable dense (argile surconsolidée). La limite entre ces deux domaines est estimée à partir de la connaissance de la pression de préconsolidation déterminée.

On pourra signaler que les niveaux de contraintes généralement admises pour la conception de talus routier n'excède pas cette limite d'effondrement.

La loi de Kondner est partiellement valable pour l'approximation des courbes contrainte - déformation.

---

---

## CHAPITRE IX - COMPORTEMENTS DES TROIS GRAVELEUX LATÉRIQUES SOUS SOLLICITATIONS CYCLIQUES

---

---

Il existe plusieurs façons de traiter les résultats des essais sous chargements répétés. Ces méthodes sont tournées vers les applications que l'on voudrait en faire (modélisation des phénomènes de houles, de vibrations causées par les séismes etc...).

Concernant les applications routières, l'appréciation du comportement à long terme sous un trafic connu est faite par l'analyse des déformations pour des nombres d'application de la charge.

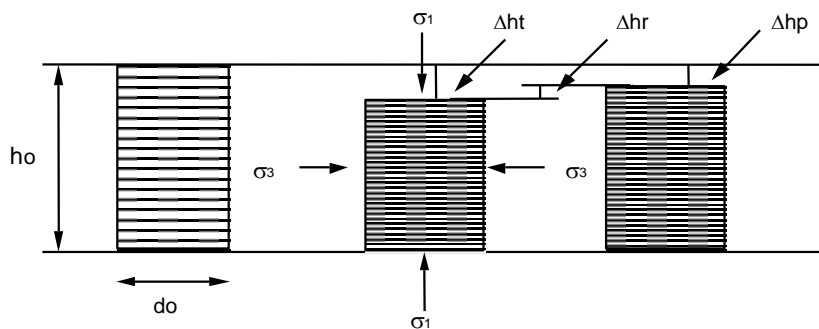
Pour le travail qui suit, nous utiliserons essentiellement comme support, les travaux de Paute J.- L. (1983), Hornych P. et Paute J.- L. (1993) et de Martinez (1980, 1990) qui sont seulement axés vers des applications routières. Et dans cette optique, l'analyse du comportement sous chaussée est orientée vers l'étude des déformations réversibles et permanentes.

### 1 - COMPORTEMENT DE MATERIAUX SOUMIS A DES CHARGEMENTS REPETES SUR DES CHEMINS PARTICULIERS OU CLASSIQUES

Lorsqu'on applique pour une éprouvette de sol un chargement cyclique, on observe une variation de sa hauteur, ainsi que de son diamètre.

La figure suivante permet de visualiser le passage d'un état au repos à un état sous sollicitation cyclique ; avec  $h_0$  et  $d_0$  (hauteur et diamètre au repos). A un état de chargement, il se produit une déformation totale  $\Delta h_t$ , et au déchargement on récupère  $\Delta h_r$  (déformation élastique ou réversible).

Au cycle  $N$ ,  $\Delta h_t(N) - \Delta h_r(N) = \Delta h_p(N)$ , est la déformation permanente. Ces différentes formes de la déformation peuvent être observées, soit pour la hauteur de l'échantillon, soit pour le diamètre de l'échantillon (déformation radiale,  $\Delta h_t(N)$  est alors  $\Delta r_t(N)$ ).



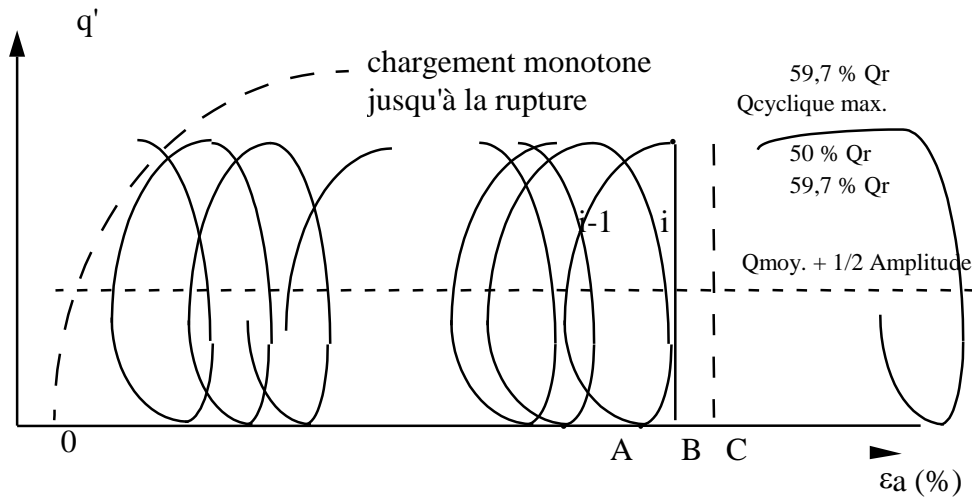
*Fig.IX.1 - Déformation d'une éprouvette de sol sous sollicitations cyclique (Paute, 1983)*

Nous verrons plus tard que le suivi de la déformation axiale est beaucoup plus aisé que celui de la déformation radiale en cyclique dans le cadre du dispositif expérimental dont nous disposons ; ce qui représente à notre avis une certaine insuffisance. A ce propos, l'étude des lois de comportement est moins aisée.

Enfin, d'une manière générale, l'étude du comportement d'un sol sous sollicitations cycliques sera essentiellement axée sur la réponse élastique (lois de forme module élastique ou réversible en fonction du déviateur cyclique), la déformation permanente (son évolution en fonction du nombre de cycles) et enfin le comportement en fatigue de nos matériaux.

## 2 - DEFINITIONS

Soient N cycles représentés dans le plan (q ;  $\epsilon_a$ )



**Fig.IX.2** - Essai triaxial répété - Courbe contrainte - déformation (Sangrey et al., 1967)

$\epsilon_a$  : déformation axiale,

$\epsilon_{af}$  : déformation axiale à la rupture.

On appelle, pour un cycle "i" quelconque :

$\overline{\epsilon_a^{ip}} = \overline{AB}$  : déformation axiale permanente pour le cycle i

$\overline{\epsilon_a^{ic}} = \overline{BC}$  : déformation axiale réversible pour le cycle i

$\overline{\epsilon_a^{it}} = \overline{\epsilon_a^{ip}} + \overline{\epsilon_a^{ic}}$  = déformation totale pour le cycle i

$\overline{\epsilon_a^p} = \overline{OB}$  : déformation axiale permanente cumulée à la fin du cycle i

$\overline{\epsilon_a^{it}} = \overline{AC}$  : déformation totale pour le cycle i

$\overline{\epsilon_{at}} = \overline{OC}$  : déformation axiale totale cumulée à la fin du cycle i

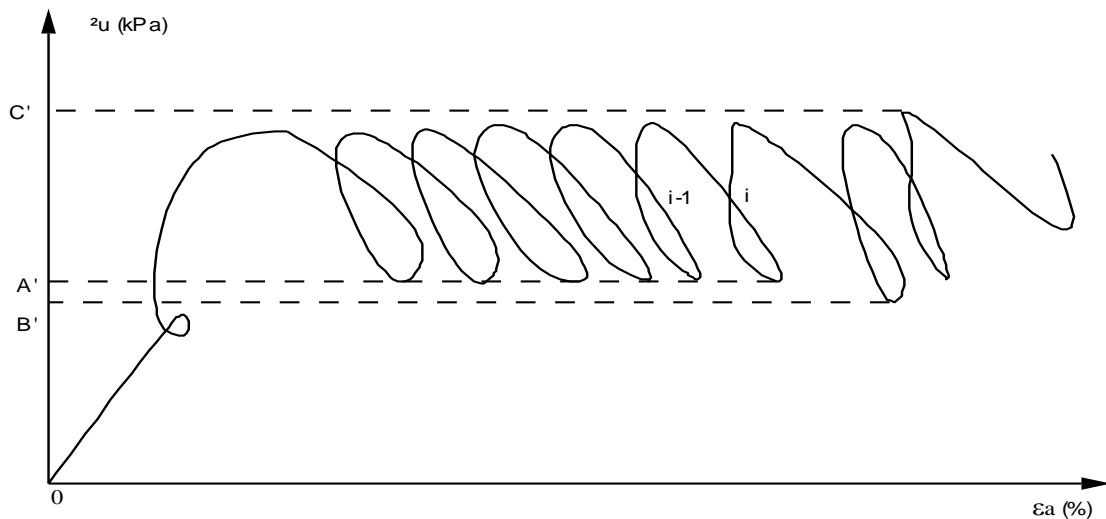
$dr = \frac{\overline{\epsilon_a^{ic}}}{\overline{\epsilon_{at}}}$  : degré de réversibilité

$r = \frac{Q_m}{Q_f}$  = pourcentage du déviateur maximum mobilisé au cours des cycles successifs

$\Delta P_m$  = partie isotrope du tenseur des contraintes à la fin du chargement

de même pour les pressions interstitielles, on obtient :





**Fig.IX.3** - Evolution des pressions interstitielles au cours d'un essai de chargement répété (Sangrey et al., 1967)

On définit encore

$\Delta U = O'B' =$  pression interstitielle permanente qui subsiste à la fin du cycle  $i$

$\Delta U_p^i = A'B' = \Delta U_p =$  pression interstitielle permanente qui subsiste à la fin du cycle  $i$ , non cumulée

$\Delta U_c^i = B'C' =$  amplitude de la variation de pression au cours d'un cycle (pression interstitielle cyclique)

$$\Delta U_p = \Delta U_p + \Delta U_c^i$$

L'étude de l'évolution de la pression interstitielle, dans la mesure où elle permet d'accéder aux contraintes effectives, apporte un certain nombre d'éléments intéressants. Les enregistrements de la pression interstitielle au cours d'essais non drainés font apparaître en général des augmentations progressives au cours des cycles. (Figure IX.3)

On distingue:

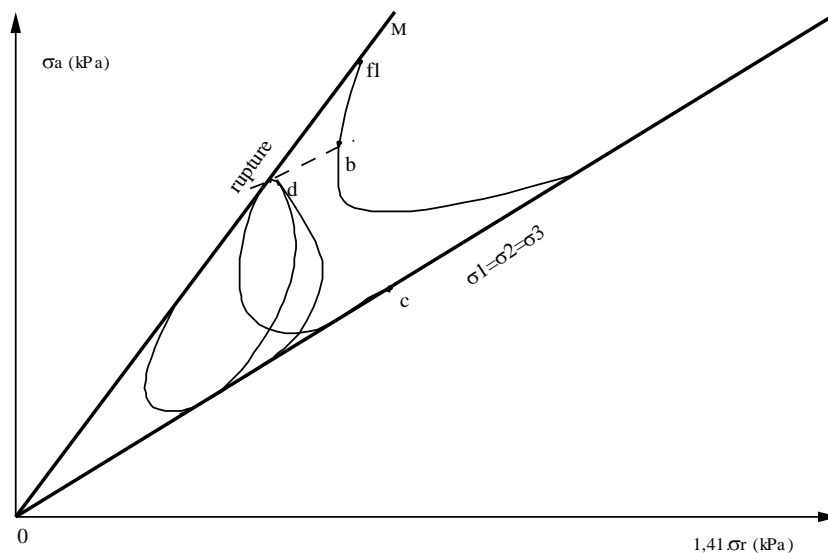
- la pression interstitielle permanente  $\Delta U_p$  ;
- la pression interstitielle cyclique  $\Delta U_c$ .

Il apparaît que  $\Delta U_c$  dépend essentiellement de l'amplitude de la contrainte cyclique et qu'elle est à peu près indépendante du nombre de cycles (Thanachareongit, 1982).

L'augmentation progressive de la pression interstitielle au cours d'un essai cyclique répété est donc à attribuer dans sa majeure partie à l'évolution de  $\Delta U_p$ .

Cette dernière provient de la modification de l'arrangement initial des particules argileuses sous l'effet de l'application du déviateur des contraintes : les modifications rendent la structure moins rigide et les contraintes effectives diminuent donc au profit de la pression interstitielle. La partie isotrope du tenseur des contraintes effectives diminue alors cycle après cycle, le déviateur restant constant, le processus conduit inexorablement à la rupture (Thanachareongit, 1982 ; Sangrey et al., 1967). (Figure IX.4)

La modification de la relation contrainte totale - déformation au cours des cycles, si elle décrit le phénomène de fatigue des argiles, ne peut pas permettre d'expliquer le mécanisme de dégradation du matériau.



**Fig.IX.4** - Essai triaxial répété sur une argile normalement consolidée  
Evolution des contraintes effectives (Sangrey *et al.*, 1967)

D'après Sangrey *et al.*(1967), la droite limite OM serait unique, ce qui semble à première vue en désaccord avec le fait que la structure se fatigue. En fait, la fatigue serait surtout le phénomène initiateur de l'augmentation de la pression interstitielle, la diminution de la contrainte effective étant le phénomène majeur.

### 3 - CONCEPT DE LA RUPTURE SOUS SOLLICITATIONS CYCLIQUES

On saisit facilement que pour un matériau ayant subi un grand nombre de cycles de chargement et de déchargement, l'appréciation d'un tel critère ne soit pas aisé. Après de telles sollicitations, il apparaît clairement que le matériau est désorganisé du point de vue de sa texture mais aussi et surtout de sa structure ; et du point de vue de l'ingénieur ne soit plus un matériau intéressant (Thanachareongit, 1982).

Par simple comparaison, la déformation totale qu'un matériau peut subir sous sollicitation monotone est largement plus faible que la déformation cumulée totale en fin d'essai cyclique. En d'autres termes la déformation plastique est beaucoup plus importante en essais cycliques qu'en chargement monotone. Heath D.L. *et al.*(1972) rapportent que la rupture est atteinte quand la déformation permanente atteint un certain seuil. Ce critère est pour le moins insuffisant car étant fixé a priori, mais est compréhensible dans la mesure où les grandes déformations ne peuvent que préjuger d'un état de rupture ou d'instabilité.

Larew *et Leonards* (1960), Johnson (1962), Barksdale (1972), Brown *et al.*(1975) définissent la rupture au point où le rapport de déformation commence à augmenter c'est à dire que les cycles tracés dans le diagramme ( $q, \epsilon_a$ ) s'ouvrent de plus en plus. De plus, selon Brown *et al.*(1975), il semblerait qu'il existe un domaine critique des pressions initiateurs de la rupture compris entre 75 et 80 % de la charge de rupture en conditions non drainées. Et ainsi le déviateur cyclique compris dans ce domaine conduit à la rupture et en deçà produit une chance sur deux la rupture.

Tenant compte de ces considérations semi-empiriques Thanachareaongit (1982) propose de parler plutôt de seuil d'instabilité au regard de toutes ces appréciations de la rupture, cette dernière étant si difficile à définir.

#### 4 - APPLICATION A LA GEOTECHNIQUE ROUTIERE

Une structure routière est dite rigide, si sa structure est composée essentiellement de matériaux fortement liés. Ces structures sont employées dans le cas de trafic à forte intensité, comme les autoroutes et les voies express. Concernant les faibles trafics, les chaussées utilisées sont dites souples et sont composées de matériaux non liés, naturels ou reconstitués : c'est généralement le cas des assises routières sur graveleux latéritiques.

L'étude des matériaux non liés des couches est nécessaire, surtout pour la connaissance de leur comportement sous l'action du trafic. L'approche expérimentale est nécessaire, mais sont aussi envisagée des mesures sur chaussées réelles ou expérimentales (essai AASHO). Les essais de laboratoires sur échantillons reconstitués doivent reproduire le plus fidèlement possible les sollicitations in situ.

L'essai triaxial à chargement répété, est apparu comme un moyen adapté à l'étude du comportement des matériaux routiers (Martinez, 1990).

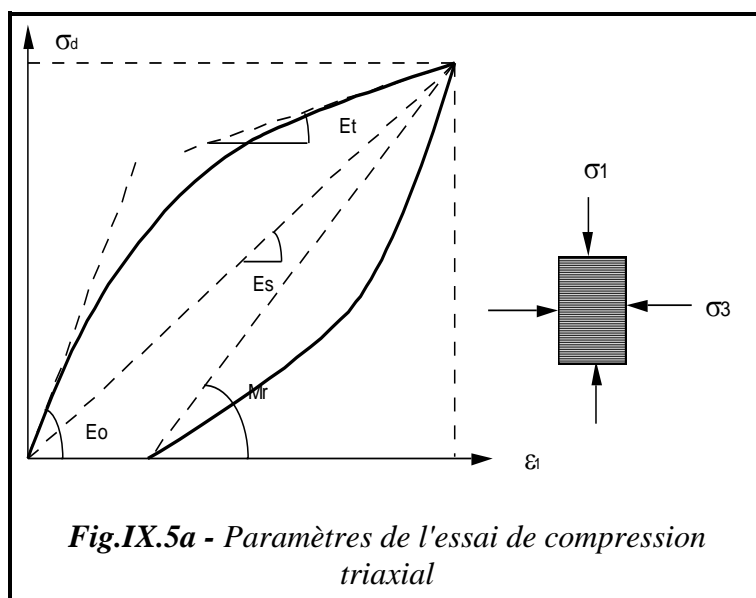
On peut aussi envisager des méthodes de calcul qui permettent d'intégrer les résultats obtenus dans le dimensionnement routier tel le programme Alizé III (LCPC).

##### 4.1 - Aspect théorique

Une grande étude bibliographique a été faite par Paute (1983) et Martinez (1980, 1990) sur le comportement des sols soumis à des efforts comme créés par le trafic.

##### 4.1.a - Définitions, notations

Lorsqu'on considère l'essai triaxial classique, où la contrainte latérale  $\sigma_3$  étant fixée, on fait varier la contrainte axiale  $\sigma_1$ , on définit les paramètres d'effort - déformation suivants :



$$\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3 = \text{contrainte déviatrice}$$

$$\epsilon_1^p = \text{déformation permanente axiale}$$

$$\epsilon_1^r = \text{déformation réversible axiale}$$

$$E_0 = \text{module tangent à l'origine}$$

$$E_t = \text{module tangent à une contrainte ou déformation données}$$

$$E_s = \text{module sécant}$$

$$M_r = \text{module réversible}$$

$$\text{et par définition } M_r = \frac{\sigma_d}{\epsilon_1^r}$$

En pratique, au bout d'un certain nombre de cycle N, la déformation permanente produite au cours d'un cycle donné est négligeable devant la déformation réversible (Martinez, 1980) et l'on peut alors écrire ; pour N suffisamment grand :

$$M_r = E_s \quad [1]$$

En outre, si l'on mesure la déformation radiale  $\varepsilon_3$ , on peut calculer le coefficient de Poisson  $\nu$  par :

$$\nu = - \frac{\varepsilon_1^p}{\varepsilon_1^r} \quad [2]$$

$\varepsilon_1^r$  étant la déformation réversible radiale.

Les relations [1] et [2] permettent de définir de façon simple les caractéristiques élastiques d'un matériau à l'aide d'un essai uniaxial.

Cependant dans le cas des sols, on préfère séparer les composantes sphériques et déviatoriques des tenseurs des contraintes et des déformations dont les effets physiques sont différents et dont la manipulation dans les calculs, lors des sollicitations multi-axiales, est plus pratique.

#### 4.1.b - Essai triaxial classique - Aspect théorique

Cet essai est peu utilisé en technique routière mais est à la base de nombreux modèles de comportement de sols, ayant connu un essor particulier depuis l'apparition du concept de l'état critique (Schoffield, Wroth ; 1968).

La généralisation des résultats de l'essai triaxial à des états de contraintes et de déformations non cylindriques, est souvent favorisée par l'emploi des invariants des tenseurs correspondants.

Plus précisément  $\sigma_1$ ,  $\sigma_3$  étant les contraintes principales majeure et mineure de l'essai, on considère la contrainte sphérique moyenne :

$$p = \frac{(\sigma_1 + 2\sigma_3)}{3} \quad \text{et la contrainte déviatorique} \quad q = \sigma_1 - \sigma_3$$

Pour un état de contraintes quelconque  $(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$ , on a :

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \quad q = \frac{[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]^{0,5}}{3}$$

et en introduisant le premier invariant  $I_1$  du tenseur des contraintes et le second invariant  $I_2$  de la partie déviatorique de celui-ci :

$$p = \frac{I_1}{3} \quad q = (3I_2)^{0,5}$$

le rapport  $\frac{q}{p}$  quantifiant l'importance relative des parties déviatorique et sphérique de la sollicitation est appelé rapport déviatorique.

Parallèlement, on considère les déformations macroscopiques conjuguées suivantes:

- déformation volumique :

$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + 2\varepsilon_3$$

- déformation permanente axiale :

$$\varepsilon_q = \frac{2(\varepsilon_1 - \varepsilon_3)}{3}$$

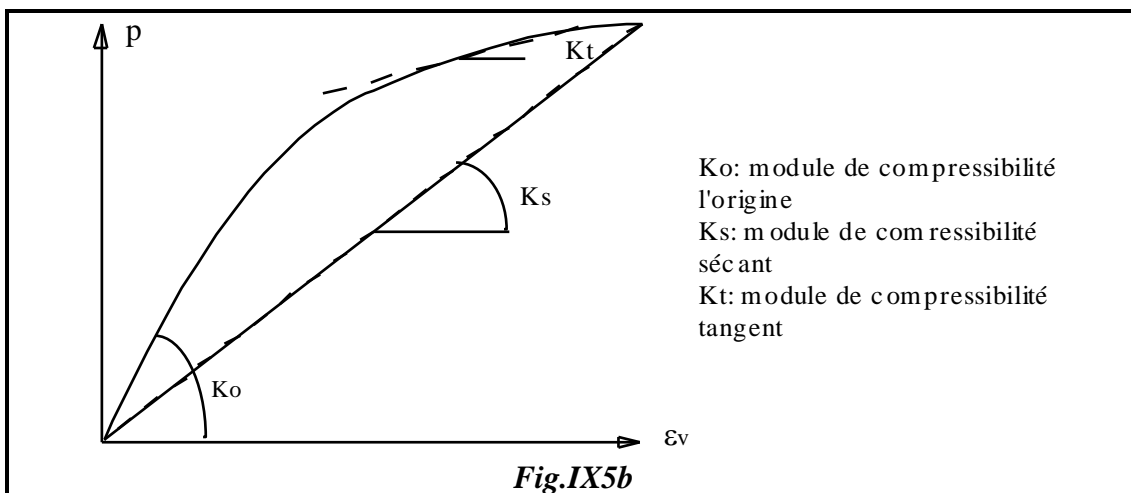
dont les expressions deviennent dans le cas général :

$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3$$

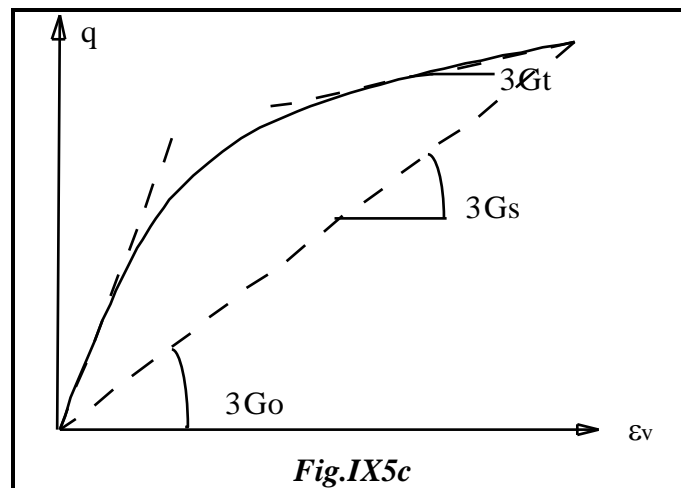
$$\varepsilon_q = \frac{[2(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2]^{0,5}}{3}$$

Ainsi des modules sont définis :

- de compressibilité  $\frac{p}{\varepsilon_v}$



- de cisaillement  $\frac{1}{3} \frac{q}{\varepsilon_q}$



On a ainsi les résultats suivants :

$$K = \frac{E}{3(1 - 2\nu)} ; \quad G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

ou en inversant

$$E = \frac{9KG}{3K + G} ; \quad \nu = \frac{3K - 2G}{6K + 2G}$$

Sous l'hypothèse d'isotropie, en négligeant l'influence des troisièmes invariants, on peut exprimer les densités de travaux de déformations interne  $\partial W$  et complémentaire  $\partial W^c$  sous la forme:

$$\partial W = p \cdot \partial \varepsilon_v + q \cdot \partial \varepsilon_q \qquad \partial W^c = \varepsilon_v \cdot \partial p + \varepsilon_q \partial q$$

Dans le cas où il existe des potentiels électriques U et U<sup>c</sup>, on a  $\partial W = \partial U$  et  $\partial W^c = \partial U^c$ . On obtient alors :

$$p = \frac{\partial U}{\partial \varepsilon_v} ; \quad q = \frac{\partial U}{\partial \varepsilon_q} \qquad \text{et} \qquad \varepsilon_v = \frac{\partial U^c}{\partial p} ; \quad \varepsilon_q = \frac{\partial U^c}{\partial q}$$

De nombreux modèles de comportement de sables et d'argiles, de type élasto-plastiques ou visqueux ont été formulés avec les notations ci-dessus.

Quelques résultats [*in* Martinez (1990)], obtenus sur des graves, relient la résistance au cisaillement aux caractéristiques physiques du granulat :

- angle de frottement interne, compris entre 40 et 50°, augmente avec le coefficient d'uniformité du mélange granulaire (Leslie, 1969).

- la pseudo-cohésion structurelle, pouvant atteindre 50 kPa, croît avec le coefficient d'uniformité et l'angularité du mélange granulaire [LCPC, 1987].

La prévision du comportement à long terme sous trafic, à partir de l'essai statique, ne peut être que qualitative. En effet, l'intégration temporelle pas à pas, dans le cas de nombres de cycles de l'ordre de 10<sup>5</sup> à 10<sup>7</sup>, ne peut conduire à des résultats quantitatifs fiables. Aussi, l'approche la plus courante dans les méthodes récentes d'étude de comportement des matériaux de chaussées est-elle basée sur des essais de chargement cycliques, le plus souvent effectués à l'aide de l'appareil triaxial.

#### 4.5 - Essais triaxial classique - Application à la chaussée

En raison de la nature spécifique des matériaux de chaussées (granularité, résistance sous charge etc...) les conditions expérimentales seront différentes. Par exemple, ils nécessitent des dimensions des éprouvettes de grande taille par souci d'homogénéité. Un certain regard doit être aussi porté sur l'état en place des couches de chaussées, Martinez avance des compacités proches de l'OPM et Sr proche de 75 %.

Enfin, le nombre de cycles pour un essai assez représentatif devrait atteindre 10<sup>5</sup> à 10<sup>7</sup> (chaussées européennes), ce qui nous semble assez excessif pour des chaussées types tropicales.

La plupart des essais sont quasi statiques à amplitude et fréquence de sollicitation constantes. Les valeurs des fréquences mesurées au niveau des couches non liées sont comprises entre 1 à 0,1 Hz. Dans cet intervalle, Seed et Chang (1961) ont montré le peu d'influence de la fréquence sur la réponse des matériaux de chaussées.

Du fait des deux composantes du chargement en place : une permanente due au propre poids de la chaussée, l'autre transitoire due au trafic, on note le tenseur des contraintes appliquées sous la forme de la somme de deux termes :

$$\underline{\underline{\sigma}} = \underline{\underline{\sigma}}^o + \underline{\underline{\sigma}}^r$$

$\underline{\underline{\sigma}}^o$  : tenseur des contraintes dues au poids propre

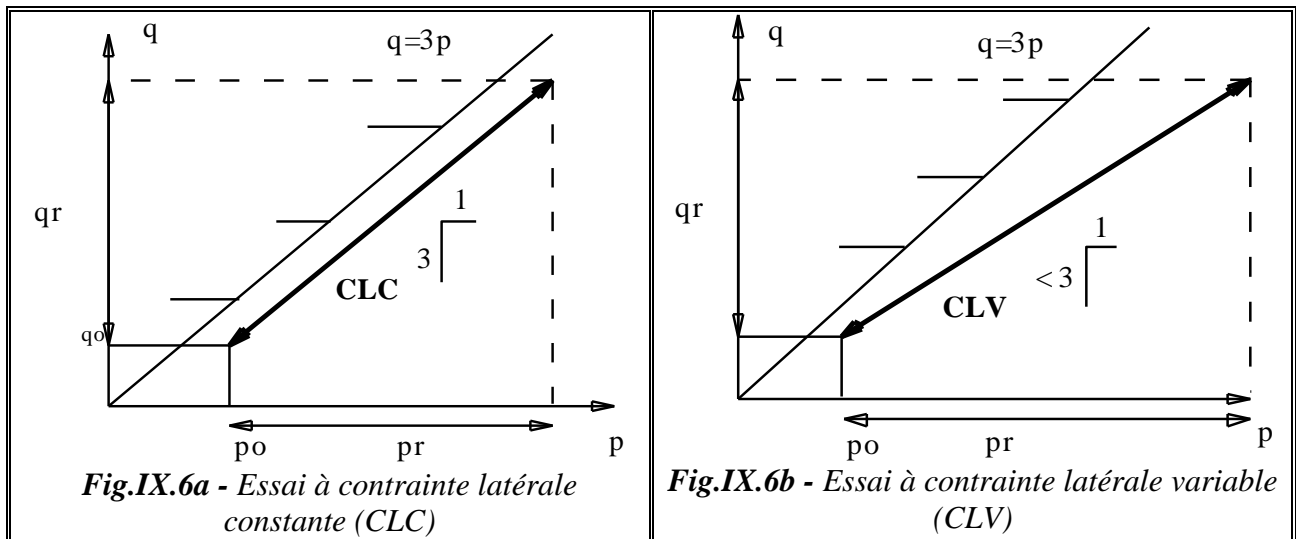
$\underline{\underline{\sigma}}^r$  : tenseur des contraintes dues au trafic

et en utilisant p et q, on aura

$$p = p^o + p^r \quad \text{et} \quad q = q^o + q^r$$

Dans le plan (p, q), les cycles de chargement s'effectuent alors entre les points de coordonnées ( p<sup>o</sup>, q<sup>o</sup> ) et ( p<sup>o</sup> + p<sup>r</sup>, q<sup>o</sup> + q<sup>r</sup> ) avec p<sup>o</sup>, q<sup>o</sup>, p<sup>r</sup>, q<sup>r</sup> maintenus constants au cours de l'essai. (Cf. *Essais cycliques menés au Laboratoire du LCPC de St - Brieuc ; Paute (1983, 1993), Hernandez (1983), Martinez (1980)*).

D'un point de vue pratique, on distingue les essais à contrainte latérale constante (**CLC**), des essais à contrainte latérale variable (**CLV**) cyclique en phase avec la contrainte axiale ( voir théorie des états correspondants de Habib et Luong, 1985)



**Fig. IX. 6 - Chemins de chargement réalisés à l'essai triaxial cyclique**

D'après Paute (1983), le chemin de contrainte induit par le trafic par le chargement d'une roue élémentaire est mieux représenté par un essai CLV. L'essai CLV permettant l'application de chemins de chargement plus vaste. Dans les chaussées, toutes les contraintes varient cycliquement sous l'effet du trafic. Cependant il existe des cas où ce chemin de contrainte est indifférent de l'essai CLV ou CLC (cas où il y a correspondance entre les deux types d'essais). Selon Brown et Hyde (1975) ce sont des essais à mêmes contraintes moyennes et même déviateur cyclique. Paute rapporte pour le cas de sols relativement perméables l'existence de cette similitude, dans le cas d'une arène granitique. Le chargement en place comporte une phase initiale due au trafic de chantier et au compactage de couches supérieures, souvent pris en compte de manière arbitraire, à l'aide d'une séquence de cycles de préchargement (*Cf. Partie expérimentale*). La plupart des dispositifs expérimentaux permettent la mesure des déformations axiales et latérales des éprouvettes et parfois le contrôle de la teneur en eau et des pressions interstitielles.

Par rapport à un état initial avec poids propre, le tenseur  $\underline{\underline{\varepsilon}}(N)$  des déformations totales cumulées dues au trafic au cycle N, est noté sous la forme de la somme de deux termes :

$$\underline{\underline{\varepsilon}}(N) = \underline{\underline{\varepsilon}}^p(N) + \underline{\underline{\varepsilon}}^r(N)$$

avec

N : nombre de cycles de chargement

$\underline{\underline{\varepsilon}}(N)$  : déformations totales

$\underline{\underline{\varepsilon}}^p(N)$  : déformations permanentes (irréversibles) cumulées

$\underline{\underline{\varepsilon}}^r(N)$  : déformations réversibles

Dans la plupart des cas, l'étude des déformations réversibles et celle des déformations permanentes sont séparées.

#### 4.6 - Etude de la déformation permanente

Le tableau IX.1, dû à Martinez donne un résumé des différentes formes de la déformation permanente selon plusieurs auteurs. La diversité des relations établies traduit l'influence du type d'essais entrepris mais surtout des paramètres pris en compte pour évaluer ce paramètre.



REFERENCE	MATERIAU	EXPRESSIONS	COMMENTAIRES
<i>Le Tirant, Sarda (1965)</i>	Grave, sable, limon	$\varepsilon^P = a + b \cdot \log N + cN + dN$	$\varepsilon_p$ fonction linéaire des contraintes
<i>Glynn, Kirwann (1969)</i>	Argiles	$W_p = C \cdot (\sigma_d - \sigma_o) \cdot W_o \cdot \frac{M_p}{M_o}$ C: est exprimée sous la forme $(1 + \log N)^{\text{sh}(\frac{-\sigma_d}{\sigma_o - 1})}$	$W_p, W_o$ : déformations permanente et élastique $M_p, M_o$ : modules plastiques et élastiques ; $\sigma_d, \sigma_o$ : contraintes appliquées, seuil élastiques
<i>Barksdale (1972)</i>	Divers	$\sigma = \frac{\varepsilon^P}{(a + b \cdot \varepsilon^P)}$ loi hyperbolique	Influence déformable de la teneur en particules fines
<i>Brown (1974)</i>	sable de concassage	$\varepsilon^P = a \cdot \frac{q}{\sigma^3}$	
<i>Kalcheff (1974)</i>	graves		Influence de la nature des granulats
<i>Hyde et Brown (1975)</i>	Argile silteuse	$\text{Log} \varepsilon^P = a - \lambda \cdot \text{Log} N$	a: lié au matériau, au déviateur $\lambda$ : lié à l'histoire des contraintes Relation entre fluage statique et cyclique
<i>Monismith et al. (1975)</i>	sols divers	$\varepsilon^P = A \cdot N^b$	A: lié au contraintes B: lié au matériau
<i>Descornet (1977)</i>	divers	$\varepsilon^P(N) = \varepsilon^P(1) \cdot N^{\left(\frac{S \cdot \varepsilon^P}{\sigma_o}\right)}$	$\sigma_o$ : contrainte isotrope S: susceptibilité à la déformation permanente, croît avec l'indice des vides et la teneur en eau
<i>Richards (1979)</i>	divers	$K_p = K_1 \sigma_o^n + K_o$ $G_p = G_1 \cdot \sigma_o \left[1 - \left(\frac{\sigma_d}{\sigma_{df}}\right)^p\right] + G_o$	$K_p, G_p$ : modules tangents de déformation permanente $\sigma_o; \sigma_d, \sigma_{df}$ : contraintes sphériques, déviatorique et de rupture
<i>Meymon, Hicher (1980)</i>	Argiles	$\varepsilon^P = a \cdot N \cdot 10^{\left(\frac{bN}{cN + d}\right) + \frac{n}{(cN + d)}}$ $E_p = E_\infty + \frac{C}{(N + D)}$	$E_p$ : module de déformation permanente
<i>Lentz, Baladi (1980)</i>	Sable	$\varepsilon^P = a + b \cdot \log N \cdot \frac{\sigma_d}{\sigma_{df}} = \frac{\varepsilon^P}{\varepsilon_{95}} \cdot \frac{\varepsilon_{95}}{(n + m \varepsilon^P)}$	$\sigma_{df}$ : déviateur de rupture statique $\varepsilon_{95}$ : déformation à 0,95 % $\sigma_{df}$ :
<i>Hettler, Gudehus (1980)</i>	Divers	$\frac{S}{B} = A \cdot \left(\frac{p}{\gamma B}\right)^d \cdot (1 + C_o \log N)$ S: tassement; p: effort	Essais sur modèles réduits et similitude (B: longueur; $\gamma$ : poids volumique)
<i>Brown, Pappin (1982)</i>	Graves, argile silteuse	$\varepsilon = C \left[ \left( \frac{q^r + p^r}{p} \right)^{0,5} \right] \left( \frac{q}{p} \right)^{2,8} f(N)$ $\varepsilon = \frac{q^r}{p^r} \cdot \frac{\log N}{d}$	f(N): fonction en logN p': pression moyenne effective
<i>Verstraeten et al. (1983)</i>	Grave et sols en général	$\varepsilon^P = \varepsilon_e \cdot 2N^b$	b = 0,2 couche de base b = 0,3 couche de fondation
<i>Hernandez (1983)</i>	sols	N < 5000: $\varepsilon^P = a + b \cdot \log N$ N > 5000: $\varepsilon^P = a N^b$	
<i>Gomez-Correia et Livet (1987)</i>	sable de Fontainebleau	$\varepsilon^P = a (\log N)^b$	influence réductrice de la succion

**Tableau.IX.1 - Diverses expressions des déformations permanentes des matériaux de chaussées (Martinez, 1990)**

Pour Seed et Chang (1961, *in* Martinez (1980)), les effets de la fréquence des cycles (soit au moins 0,1 Hz et 10 Hz), ainsi que de la forme de l'onde de chargement semblent avoir une influence secondaire sur la réponse du matériau, ce qui revient à négliger la viscosité.

Et toujours selon Martinez, même pour des faibles valeurs des contraintes appliquées, les déformations permanentes ne se stabilisent qu'après un grand nombre de cycles (de l'ordre de quelques milliers) ; d'après cet auteur, ceci n'est que relatif car une limite est rarement atteinte pour un nombre de cycles fini.

- pour un nombre de cycles donné, la déformation permanente croît avec la contrainte déviatorique et décroît avec la contrainte sphérique appliquée, cette dépendance pouvant être linéaire ou non selon les auteurs ;
- en ce qui concerne l'influence des caractéristiques du sol, il a été montré que la déformation permanente croissait avec la teneur en eau et en fines du sol, décroissait avec sa compacité initiale et était plus importante pour un sol naturel que pour un matériau de concassage. Martinez note les analogies entre les essais de fluage statique et de chargements répétés (fluage dynamique).

Après quelques cycles de chargement, les déformations irréversibles produites au cours d'un cycle sont négligeables par rapport aux déformations réversibles. Ce n'est pas le cas des déformations permanentes cumulées après un grand nombre de cycles ; la profondeur d'ornièrre, pouvant dépasser 1cm, est alors supérieure aux déflexions élastiques, généralement de l'ordre du mm (Martinez, 1990).

Les déformations permanentes après N cycles de sollicitations  $\underline{\underline{\sigma}}$  d'amplitude constante, s'expriment souvent sous la forme générale ci-dessous :

$$\underline{\underline{\varepsilon}}^P(N) = \underline{\underline{\Gamma}}(\underline{\underline{\sigma}};N)$$

ou bien en fonction des déformations réversibles

$$\underline{\underline{\varepsilon}}^P(N) = \underline{\underline{\Gamma}}'(\underline{\underline{\varepsilon}}^r;N)$$

On définit également des modules de déformation permanentes à un nombre de cycles N donné, analogues aux modules élastiques à partir des relations définies sur G et K, en remplaçant les déformations réversibles  $\varepsilon^r$  par les déformations permanentes cumulées  $\varepsilon^P(N)$ .

$$G^P(N) = \frac{q^r}{\underline{\underline{\varepsilon}}_q^P(N)} \quad \text{: module de déformation permanente cumulée au cisaillement}$$

$$K^P(N) = \frac{p^r}{\underline{\underline{\varepsilon}}_v^P(N)} \quad \text{: module de déformation permanente cumulée volumique}$$

#### 4.7 - La réponse élastique

La réponse élastique est décrite à l'aide des déformations ou des modules réversibles. Le tableau IX.2 résume quelques résultats tirés de la littérature et rapportés par Martinez (1990) :

REFERENCE	MATERIAU	EXPRESSIONS OU LOIS	COMMENTAIRES
Brown (1974)	sable de concassage	$M_r = C.q_r \cdot (1 + \frac{\theta}{q_r})^n$	$q_r = q_{max} + q_{min}$ $\theta =$ contrainte sphérique totale
Allen et Thompson (1974)	Grave de concassage	$M_r = C\theta^n$ avec $0,25 \leq n \leq 0,75$ $v = \frac{(b_0 + b_1 \sigma_1)}{\sigma_3 + b_2 (\frac{\sigma_1}{\sigma_3})^2 + b_3 (\frac{\sigma_1}{\sigma_3})^3}$	$v =$ influence de la pression latérale cyclique, rôle du chemin de sollicitation sur $v$
Kalcheff (1974)	Divers	$M_r = C\sigma_z^n$	Influence de la forme des particules et de la teneur en fines
Brown et al. (1975)	Argile silteuse	$M_r = \frac{C}{(\frac{q_r}{\sigma_3})^n}$	
Brown et Hyde (1975)	sable de concassage		Rôle du chemin de sollicitation sur $v$
Boyce et al. (1976)	Grave	Relation entre invariants	
Descornet (1977)	Divers	$M_r = C\theta^n$	Influence de la compacité initiale
Pappin et Brown (1980)	Grave de concassage	$K = p \cdot \frac{(K.p)^\alpha}{1 + \beta (\frac{q}{p})^2}$ $\epsilon_q^r = a \cdot \frac{q_2}{p_2 + b} - \frac{q_1}{p_1 + b} \left( \frac{\sqrt{p_1 r_2 + q_1 r_2}}{p_m} \right)^{0,4}$	K: module sécant de compressibilité. <u>Influence du chemin de sollicitation</u> - faible sur K - plus forte sur $\epsilon_q^r$ K, $\alpha$ , $\beta$ , a, b cstes $q_1$ , $q_2$ , $p_1$ , $p_2$ : valeurs extrêmes
Boyce (1980)	Graves	$K = \frac{K_1 \cdot p^{1-n}}{1 + \beta (\frac{q}{p})^2}$ $G = G_1 \cdot p^{1-n}$	$\beta = (1-n) \cdot \frac{K_1}{6G_1}$ : dilatance réversible
Stock et Brown (1980)	Graves	$\frac{q}{p} \leq 1 : M_r = C\theta^n$ $1 \leq \frac{q}{p} \leq 2,2 :$ $M_r = 2,5 (2,2 - \frac{q}{p}) (C\theta^n - 3)$	Similitude de la plasticité
Gomez - Correia, Livet (1987)	Sable de Fontainebleau	$M_r$ (MPa) = $52,6s^{(0,077 \cdot 10^{(0,005\sigma)})}$	s: succion (cm d'eau) $\sigma$ : contrainte (chemin oedométrique)
Cambou, Jafari (1988)	Non cohérent	$G = G_0 \cdot (\frac{I}{3Pa})^n$ $K = K_0 \cdot \frac{(\frac{I}{3Pa})^n}{(\frac{1-9nK_0S^2}{4GoI_1^2})}$	$I_1 = \text{tr } \sigma$ $S =$ deuxième invariant de $\sigma - \frac{I_1}{3} \cdot I$

**Tableau.IX.2 - Diverses expressions de la réponse élastique des matériaux de chaussées**  
(Martinez, 1990)

- d'après Martinez (1990), les déformations élastiques sont supposées ne pas varier de manière significative au-delà d'un certain nombre de cycles ;

- dans la plupart des cas, la réponse élastique présente un caractère non linéaire. C'est ainsi que le module d'Young, comme le module de cisaillement, augmentent avec la contrainte sphérique et diminuent avec la contrainte déviatorique alors que l'effet est inversé pour le coefficient de Poisson. L'influence sphérique étant prépondérante dans le cas des sols pulvérulents et celle du déviateur plus importante avec les matériaux cohérents. Le module de compressibilité augmente à la fois avec la contrainte sphérique et le déviateur, ce dernier produisant des phénomènes de dilatance pouvant donner lieu à des coefficients de Poisson supérieurs à 0,5 souvent observés et parfois mis sur le compte de l'anisotropie. Enfin, on peut noter que la linéarité est parfois observée et est souvent exprimée par la loi  $\theta$  ( $M_r = C\theta^n$ ,  $\theta$  étant la contrainte sphérique totale) (Tableau IX.3a et tableau IX.2 où elle est exprimée).

- Pour ce qui est de l'influence des caractéristiques du matériau, la rigidité élastique de celui-ci augmente avec sa compacité dans la mesure où la dilatance ne devient pas prépondérante ; elle est plus importante pour les matériaux concassés et diminue avec la teneur en particules fines.

REFERENCE	Matériau, couche	n min	n max	C min (Mr en MPa)	C max
Hicks (1970)	Graves concassés	0,57	0,73	73	227
Hicks, Finn (1970)	Couche de base	0,61	0,61	67	172
Allen	Grave alluvionnaire	0,32	0,70	24	105
Kalcheff, Hicks(1973)	Grave concassée	0,46	0,64	75	169
Boyce, Brown et Pell (1976)	Grave concassée, bien graduée	0,67	0,67	433	433
Université de Californie	Couche de base et de fondation	0,46	0,65	57	152

**Tableau IX.3a - Paramètres limites de la loi  $\theta$**   
(n et C sont des paramètres expérimentaux) (Martinez, 1990)

**Remarques :**

La plupart des résultats expérimentaux ont été obtenus à l'aide de l'appareil triaxial, c'est à dire pour des chemins de contraintes se situant dans un domaine restreint. Devant la dépendance souvent observée envers le chemin de contraintes aussi bien de la réponse élastique que de la déformation permanente (Marr et Hoegg, 1979 ; Thanacharéongit, 1982), des tentatives ont été effectuées pour généraliser les résultats à des chemins de chargement quelconques par l'utilisation d'invariants adéquats (Throuver, 1978 in Martinez (1990)).

Il a été conclu que, notamment pour la caractérisation des couches supérieures des chaussées souples, l'essai triaxial devrait être complété par d'autres essais de manière à élargir le domaine des chemins de contraintes exploré.

**4.8 - Comportement sous chargement cyclique des graveleux latéritiques**

On a rarement fait cas d'études sur des graveleux latéritiques dans la littérature. Les seuls travaux que l'on trouve sont ceux de Sikali *et al.* (1980) et de Sweere *et al.* (1990).

#### 4.8.1 - Travaux de Sweere *et al.*(1990)

Pour ces auteurs, il s'agit d'essais triaxiaux sur des sols du Surinam. L'étude est assez restrictive et seule l'analyse de la réponse élastique a été faite selon le niveau de succion des sols utilisés. Les résultats sont fortement influencés selon que l'on se trouve du côté sec ou humide de la courbe Proctor.

Le tableau suivant définit les paramètres de la loi ( $\theta$ ), qui semble mieux ajuster leurs résultats :

Matériaux	sec			humide		
	K <sub>1</sub> (MPa)	K <sub>2</sub> (MPa)	r <sup>2</sup>	K <sub>1</sub> (MPa)	K <sub>2</sub> (MPa)	r <sup>2</sup>
HA2	26,0	0,46	0,83	60,8	0,03	0,04
AB1	15,6	0,51	0,71	15,9	0,50	0,71
BB1	92,6	0,15	0,14	28,9	0,36	0,52
IB1	76,1	0,26	0,69	17,4	0,22	0,25
BB2	18,8	0,53	0,81	15,7	0,32	0,42
AC	16,7	0,45	0,72	135,3	-0,24	0,37

**Tableau IX.3b - Paramètres de la loi  $\theta$  pour des graviers latéritiques du Surinam**  
( $r$  définit le coefficient de corrélation linéaire) (Sweere *et al.*, 1990)

On rappelle que la loi  $\theta$  est exprimée dans ce cas, de la façon suivante :

$$M_r = K_1 \cdot \left(\frac{\theta}{\theta_0}\right)^{K_2} \quad \left\{ K_1, K_2 : \text{paramètres du matériau} ; \theta : \text{somme des contraintes et } \theta_0 : 1 \text{ kPa} \right\}$$

#### 4.8.2 - Travaux de Sikali *et al.*(1980)

Pour ces auteurs, les conditions d'essais sont définies d'une façon incomplète et le type d'essai n'est pas mentionné. Notamment en ce qui concerne les modules élastiques dynamiques et statiques auxquels il est fait allusion dans leur modèle de comportement.

Les auteurs ont fait une étude à la fois de la déformation permanente et de la déformation réversible, selon des méthodes qui leurs sont propres, mais largement à l'écart de ce qui se fait généralement dans le cas de structures routières. Par exemple, Sikali *et al.* analysent le comportement sous sollicitations répétées selon les étapes suivantes qui résument les courbes déformation - nombre de cycles :

- **La phase de consolidation** dès les tous premiers cycles : le matériau subit alors des déformations plastiques de compression, irréversibles. Il se consolide, sa densité augmente et ses caractéristiques mécaniques s'améliorent (durcissant). En prenant en compte les caractéristiques suivantes :

- $E_s$  : module d'Young statique ;
- $E_d$  : module d'Young statique à la décharge = module d'Young dynamique ;
- $E(N)$  : module d'Young au  $i^{\text{ème}}$  chargement ;
- $\varepsilon_M(N)$  : déformation relative maximale au  $i^{\text{ème}}$  chargement ;
- $\varepsilon_r(N)$  : déformation relative permanente après le  $i^{\text{ème}}$  chargement ;
- $\sigma_M$  : charge maximale appliquée ;

- $\sigma_r$  : charge minimale appliquée ;
- $\beta$  : coefficient dépendant de la compacité du matériau ;

ils établissent les relations suivantes seulement après la phase de consolidation :

$$\varepsilon_M(N) = \frac{\sigma_M}{E_s} + \beta \cdot \log N \quad [1]$$

$$\varepsilon_r(N) = \sigma_M \cdot \left( \frac{1}{E_s} - \frac{1}{E_d} \right) + \frac{\sigma_M}{E_d} + \beta \cdot \log N \quad [2]$$

$$E(N) = \frac{\sigma_M}{\frac{\sigma_M}{E_d} + \beta \cdot \log \frac{N}{N-1}} \quad [3]$$

- **Phase de comportement élastique** : dans ce cas la première phase de consolidation évolue vers un comportement quasi - élastique. Et on obtient les relations suivantes :

$$\varepsilon_M = \frac{\sigma_M}{E_s} + \beta \cdot \log N_i \approx \text{constante} \quad [4]$$

$$\varepsilon_r = \sigma_M \cdot \left( \frac{1}{E_s} - \frac{1}{E_d} \right) + \frac{\sigma_M}{E_d} + \beta \cdot \log N_i \approx \text{constante} \quad [5]$$

- **Phase de déformations plastiques de rupture** : dans ce cas aussi, il y a une évolution linéaire des déformations en fonction du logarithme du nombre de cycles, mais avec des pentes :  $\beta'$  (pour  $\varepsilon_M$ ) et  $\alpha'$  (pour  $\varepsilon_r$ ) nécessairement plus fortes que  $\beta$ . Les relations suivantes sont établies :

$$\varepsilon_M(N) = \frac{\sigma_M}{E_s} + \beta \cdot \log N_i + \beta' \cdot \log (N + 1 - N_j) \quad [6]$$

$$\varepsilon_r(N) = \sigma_M \cdot \left( \frac{1}{E_s} - \frac{1}{E_d} \right) + \frac{\sigma_M}{E_d} + \beta \cdot \log N_i + \alpha' \cdot \log (N + 1 - N_j) \quad [7]$$

$N > N_j$  ;  $N_j$  = la limite d'élasticité.

Enfin, d'après Sikali et al.(1980), le paramètre  $\beta$  augmente quand le matériau est peu compact ou saturé ou lorsque la charge maximale  $\sigma_M$  augmente. Les valeurs de  $N_i$  correspondant au début du comportement élastique, sont assez variables selon le type d'essais et selon la compacité.

Le module de déformation croît dans la première phase, atteint le module dynamique dans la phase élastique et décroît au cours des déformations plastiques de rupture.

Enfin, ces auteurs précisent que le comportement des sols latéritiques compactés, au chargement répété pouvait être modélisé par un modèle rhéologique élémentaire qu'ils définissent comme la résultante des comportements observés au chargement monotone, au fluage et en chargement cyclique. Ce modèle ajoute en série un modèle de Maxwell, de Kelvin - Voigt et un patin de résistance  $R_c$ .

#### 4.9 - Cas particulier des modèles caractérisant les déformations réversibles

##### 4.9.1 - Cas de l'essai CLC

- le chemin de contrainte est un segment à pente  $\frac{3}{1}$
- $\Delta\sigma_3 = 0$  alors  $\Delta\sigma_1 = q_{max} - q_{min} = q_r$

C'est l'essai le plus ancien qui permettait de définir le module réversible  $M_r$  ou module sécant au déchargement et le coefficient de Poisson  $\nu_r$ . Ces relations vérifient la loi de Hooke généralisée pour  $\sigma_3^r = 0$ . Ces essais ont été pratiqués dans la période 1960-1975. Divers auteurs ont montré des relations empiriques pour traduire la dépendance du module réversible au niveau de contraintes appliquées.

On peut montrer que le module réversible  $M_r$  peut être lié au premier invariant des contraintes  $I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$  pour une expression de la forme :

$$M_r = A.(I_1)^n \quad [1]$$

ou

$$M_r = a.\sigma_3^b \quad [1bis]$$

$A$ ,  $n$ ,  $a$  et  $b$  étant des paramètres caractéristiques du matériau, mais également liés au chemin de contraintes suivi.

Allen et Thompson (1974) ont montré que  $\nu_r$  était lié au rapport des contraintes principales par une expression du troisième degré.  $\nu_r$  dépend également de la pression de confinement  $\sigma_{3c}$  et était souvent supérieur à 0,5. Ils ont émis l'hypothèse que cela pouvait être dû à l'anisotropie du matériau (phénomène de dilatance).

##### 4.9.2 - Cas de l'essai CLV

Les expérimentateurs de l'*Université de NOTTINGHAM* qui au cours des années 70 ont mis au point les essais TRC à CLV en phase avec le déviateur ont largement fait progresser les connaissances théoriques dans ce domaine. Le module réversible et le coefficient de Poisson devaient alors être calculé à partir de la loi de Hooke généralisée ( $\epsilon_{ij} = \delta_{ijkl} \cdot \sigma_{kl}$  [ $\delta_{ijkl}$  symbole de Kroneker]), alors la déformabilité s'écrit :

$$\epsilon_1^r = \frac{1}{M_r} (\sigma_1^r - 2\nu_r \sigma_3^r) \quad ; \quad \epsilon_3^r = \frac{1}{M_r} \{ (1 - \nu_r) \sigma_1^r - \nu_r \sigma_1^r \}$$

où

$$v_r = \frac{\sigma_1^r \varepsilon_3^r - \sigma_3^r \varepsilon_1^r}{2\sigma_3^r \varepsilon_3^r - \varepsilon_1^r (\sigma_1^r + \sigma_3^r)} \quad [2]$$

Des relations, relations à caractère empirique, ont alors été proposées entre le module réversible et le coefficient de Poisson d'une part, et les contraintes appliquées d'autre part.

Les modèles de comportement non linéaires proposés pour les matériaux granulaires sont très nombreux. La plupart prennent en compte les phénomènes de plasticité et d'écrouissage. Leurs formulations sont le plus souvent très complexes. Ces modèles ne concernent généralement que les graves non traités, ce sont les modèles de Boyce (1980) et Pappin et Brown (1980).

### **MODELE NON LINEAIRE DE BOYCE**

Le matériau est caractérisé par trois  $K_1$ ,  $G_1$  et  $n$  tels que :

$$\varepsilon_v^r = \left(\frac{p}{K_1}\right)^n \left\{ (1 - \beta) \left(\frac{q}{p}\right)^2 \right\} \quad [3]$$

$$\varepsilon_q^r = \left(\frac{p}{3G_1}\right)^n \left\{ \frac{q}{p} \right\} \quad [4]$$

$$\text{avec } \beta = (1 - n) \cdot \frac{K_1}{6G_1}$$

$n < 1$  pour assurer le renforcement du matériau avec la charge  $p$ . Elle est définie uniquement pour des sollicitations de compression  $p > 0$ .  $\beta$  caractérise la dilatance du matériau : pour  $\frac{q}{p} > \frac{1}{-\sqrt{\beta}}$ , il y a dilatance.

Les coefficients  $K$  et  $G$  s'écrivent :

$$K = \frac{K_1 p^{(1-n)}}{\left\{ 1 - b \left(\frac{q}{p}\right)^2 \right\}} \quad [5]$$

$$G = G_1 p^{(1-n)} \quad [6]$$

Le modèle de Boyce, qui considère que les déformations du matériau sont purement élastiques (mais non linéaire) ne s'appliquent aux graves non traités que si leur comportement, dans certaines conditions, permet cette approximation. En effet :

- au delà d'un certain nombre de cycles (10000 par exemple), et si les conditions de chargement sont suffisamment éloignées de la rupture, la déformation permanente intervenant au cours du cycle est négligeable au devant de la déformation réversible intervenant au même cycle.

- par ailleurs, la déformation réversible est pratiquement constante au delà d'un certain nombre de cycles.



Avec les coefficients  $K_1$ ,  $G_1$ ,  $n$  et  $\beta = \left\{ \frac{(1-n)K_1}{6G_1} \right\}$ , le modèle de Boyce dérive d'un potentiel élastique, ce qui ne correspond pas à la réalité.

### **MODELE NON LINEAIRE DE PAPPIN ET BROWN**

Le matériau est caractérisé par sept paramètres et le modèle exprime la déformation du milieu en fonction du chemin de contraintes suivi (et non plus en fonction du niveau de contraintes final).

Pour une sollicitation entre l'état  $(p_1, q_1)$  et l'état  $(p_2, q_2)$ , les déformations sont égales à :

$$\varepsilon_v^r = \left(\frac{p_2}{K}\right) \alpha \left\{ (1 - \beta) \left(\frac{q_2}{p_2}\right) \beta \right\} - \left(\frac{p_1}{K}\right) \alpha \left\{ (1 - \beta) \left(\frac{q_1}{p_1}\right) \beta \right\} \quad [7]$$

$$\varepsilon_q^r = m \left\{ \left(\frac{q_2}{p_2+n}\right) - \left(\frac{q_1}{p_1+n}\right) \right\} \left\{ \frac{\sqrt{p_r^2 + q_r^2}}{p_m} \right\}^\gamma \quad [8]$$

avec

$$\begin{aligned} p_r &= p_2 - p_1 \\ q_r &= q_2 - q_1 \\ p_m &= \frac{(p_1 - p_2)}{2} \end{aligned}$$

et  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\delta$ ,  $\gamma$ ,  $n$ ,  $m$  et  $K$  étant des paramètres caractéristiques du matériau.

Bien que l'expression des déformations soit complexe, leur forme généralisée constitue un outil précieux pour les calculs de structure de chaussées. Boyce (1980), en fin, propose les hypothèses suivantes pour expliquer le comportement non linéaire des graves non traitées. La déformation d'un matériau granulaire fait intervenir principalement trois phénomènes :

1. La déformation propre des particules solides,
2. Le glissement (et le basculement) des particules aux points de contact ;
3. L'éclatement des particules au niveau de leurs points de contact et l'attrition.

Il est évident que l'écrasement des particules constitue un phénomène irréversible. Même lorsque les glissements entre particules sont irréversibles, l'énergie dissipée par le frottement se traduira par un comportement non linéaire. Boyce montre qu'en appliquant la théorie de Hertz et Goodier à un assemblage de sphères, le comportement du modèle est élastique et non linéaire, ainsi que l'a mentionné Biarez (1969).

Les deux modèles présentées ici sont parmi les plus simples que l'on trouve. Le modèle de Pappin et Brown est plus général, mais il nécessite la détermination de sept coefficients indépendants pour caractériser un matériau : ceux-ci sont calculés à partir de mesures expérimentales à l'essai triaxial, par lissage des points obtenus.

On se pose un problème délicat : comment évaluer à partir de ces sept coefficients la qualité du matériau et la comparer avec d'autres alors que pour un milieu élastique linéaire la simple comparaison du module d'Young et du coefficient de Poisson permet de classer les matériaux.

## 5. - ETUDES EXPERIMENTALES

### 5.1. - Conditions initiales des essais cycliques

#### 5.1a. - Moyens expérimentaux

Comme pour les sollicitations monotones, nous avons utilisé un dispositif expérimental composé d'une presse (de capacité 10 tonnes) (figure IX.7), d'un pupitre de commande qui permet de fixer les différents paramètres d'essai, d'un dispositif de mesure de la variation de volume et d'une table traçante. Le système est explicité dans ce qui suit.

- un ensemble Presse-cellule composé de trois capteurs (capteur de force de 2 tonnes, de déplacement axial, de pression interstitielle) ; le capteur de force est placé entre la presse et le piston, le capteur de déplacement est directement placé sur l'embase de la cellule triaxiale et enfin le capteur de pression interstitielle à l'embase de la cellule et mesurant directement la pression interstitielle. Ces différents dispositifs seront d'abord étalonnés avant le déroulement de l'essai.
- un pupitre de commande qui permet de fixer pour le chargement monotone, la charge limite et la déformation limite, une vitesse de cisaillement et pour l'essai cyclique, la charge moyenne (Q), la fréquence (F) et l'amplitude (A). Aussi ce système est connecté à un autre dispositif qui permet de fixer un nombre de cycles limite (N), mais aussi de contrôler le rythme d'impression des cycles au cours de l'essai. On peut toutefois souligner que l'amplitude est recalculée dès le démarrage de l'essai, car cette valeur est fixée d'avance sur le pupitre et correspond à un nombre entier. L'erreur est de plus ou moins 5 kPa, ce qui peut paraître pour les grandes contraintes de rupture assez négligeable. Cette constatation est aussi rapportée par Mulder T.(1992).
- un système de burettes spéciales permet de suivre la variation de volume de l'échantillon en cours d'essai.
- une table traçante permet l'impression en cours d'essai, des cycles, dans un plan force ou pression interstitielle - déformation axiale.

L'un des inconvénients de ce système est qu'on ne peut mesurer les déformations radiales et de même si l'acquisition des données se fait sur table traçante on peut estimer l'erreur relative sur les déformations axiales par le pointage manuel que l'on opère avant de traiter les résultats.

Ainsi, il devient assez hasardeux de vouloir suivre pas à pas les déformations, ensuite de traiter les modules élastiques, comme nous le verrons ultérieurement. Enfin, l'impossibilité de mesurer la déformation radiale est certainement une limite pour apprécier convenablement les lois de comportement comme décrites dans la littérature. Ces lois supposent être connues l'évolution du coefficient de Poisson, de la déformation radiale permanente, des modules de cisaillement et de compressibilité pendant les cycles. On pourrait indirectement palier à cela en connaissant l'évolution de la variation de volume pendant les cycles, ce qui est loin d'être évident si pendant l'essai on devrait suivre aussi d'autres paramètres manuellement.

Enfin, les essais ont été menés à 5000 cycles de chargement, avec une fréquence de 1 cycle par 5 secondes et l'essai triaxial est du type CIU, comme en chargement monotone.

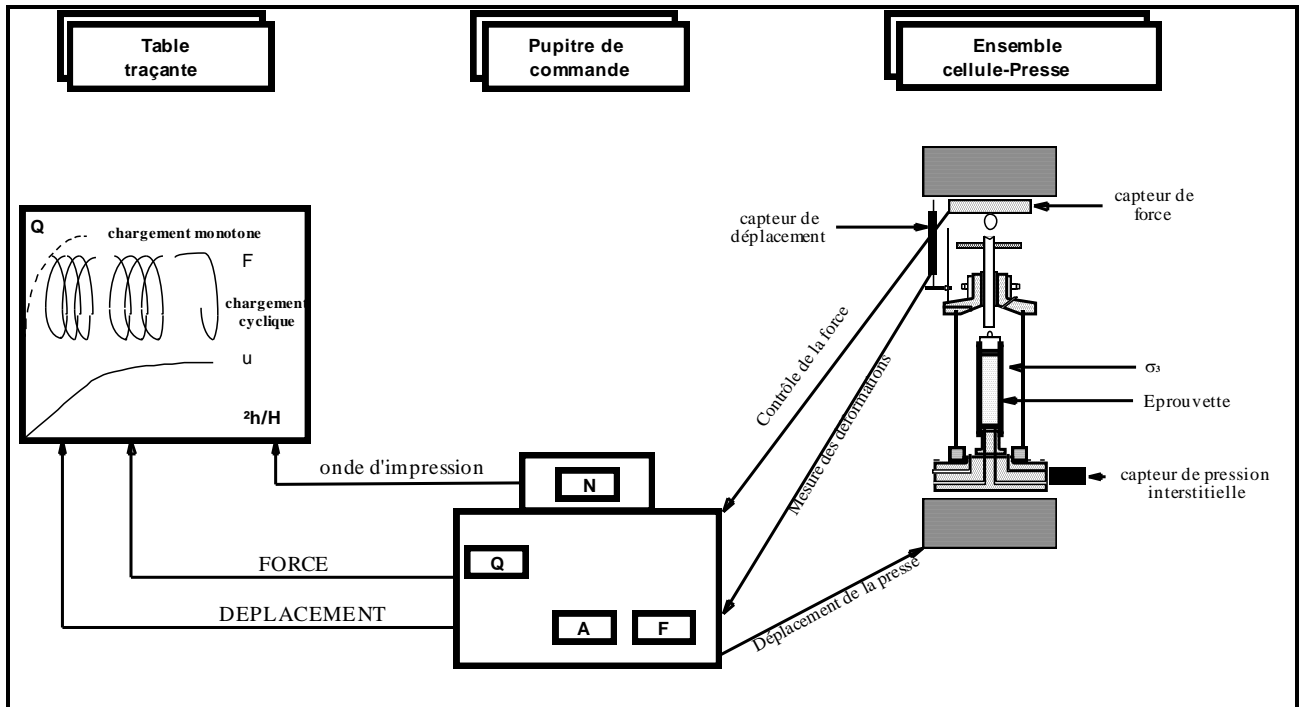


Fig.IX.7.- Schéma de principe de l'appareillage utilisé

### 5.1b. - Conditions initiales des essais cycliques

N°Echantillon	$\sigma'_{3c}$ (kPa)	$0,5Am/\sigma'_{3c}$	$Q_{moy}/\sigma'_{3c}$	$Q_t/\sigma'_{3c}$	% $Q_t$ de $Q_r$
Ndienné(50)I (1)	50	1,53	5,62	7,14	70,1
Ndienné(50)II (2)	50	1,01	6,14	7,14	70,1
Ndienné(50)III (3)	50	1,53	4,58	6,1	59,9
Ndienné(50)IV (4)	50	1,01	5,1	6,1	59,9
Ndienné(50)V (5)	50	1,53	3,6	5,14	50,29
Ndienné(50)VI (6)	50	1,01	4,12	5,14	50,29
Ndienné(100)I (7)	100	1,535	5,59	7,15	69,65
Ndienné(100)II (8)	100	1,025	6,12	7,15	69,84
Ndienné(100)III (9)	100	1,535	4,6	6,14	59,97
Ndienné(100)IV (10)	100	1,025	5,12	6,14	60,07
Ndienné(100)V (11)	100	1,535	3,38	5,12	50
Ndienné(100)VI (12)	100	1,025	4,09	5,12	50

Tableau IX.4.- Conditions initiales des essais (Ndienné)

N°Echantillon	$\sigma'_{3c}$ (kPa)	$0,5Am/\sigma'_{3c}$	$Q_{moy}/\sigma'_{3c}$	$Q_t/\sigma'_{3c}$	% $Q_t$ de $Q_r$
Yenne(50)I (1)	50	1,98	7,24	9,22	69,95
Yenne(50)II (2)	50	1,33	7,9	9,22	70,03
Yenne(50)III (3)	50	1,98	5,94	7,92	60,09
Yenne(50)IV (4)	50	1,33	6,6	7,92	60,17
Yenne(50)V (5)	50	1,98	4,62	6,6	50,08
Yenne(50)VI (6)	50	1,33	5,26	6,6	50
Yenne(100)I (7)	100	1,315	4,84	6,14	70,18
Yenne(100)II (8)	100	0,875	5,26	6,14	69,95
Yenne(100)III (9)	100	1,315	3,95	5,26	60,03
Yenne(100)IV (10)	100	0,875	4,38	5,26	59,92
Yenne(100)V (11)	100	1,315	3,07	4,38	50
Yenne(100)VI (12)	100	1,365	3,51	4,38	55,59

**Tableau IX.5.- Conditions initiales des essais (Yenne/mer)**

N°Echantillon	$\sigma'_{3c}$ (kPa)	$0,5Am/\sigma'_{3c}$	$Q_{moy}/\sigma'_{3c}$	$Q_t/\sigma'_{3c}$	% $Q_t$ de $Q_r$
SEBI(100)IV (10)	100	1,69	6,7	8,38	70,15
SEBI(100)V (11)	100	0,84	6,3	7,14	59,7
SEBI(100)VI (12)	100	0,84	5,14	5,98	50

**Tableau IX.6.- Conditions initiales des essais (Sébikotane)**

## 5.2. - Conditions finales des essais cycliques (après 5000 cycles)

On rappelle les caractéristiques suivantes :

- $\Delta u$  : surpression interstitielle totale cumulée à la fin du cycle  $i$  ;
- $M_r$  : module réversible (rapport du déviateur maximal au cours du cycle  $i$  sur la déformation axiale réversible) ;
- $\theta$  : somme des contraintes ( $\sigma'_1 + 2\sigma'_3$ ) ;
- $Q_r$  : contrainte de rupture en cisaillement monotone non drainé ;
- $\sigma'_{3c}$  : contrainte effective de confinement ;

N°Echantillon	$Q_r$ (kPa)	$\frac{Q_r}{\sigma'_{3c}}$	Max. $\Delta u$ (kPa)	Max. $M_r$ (MPa)	$\theta$ (kPa)	$\gamma_{df}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$W_f$ (%)
Ndienné(50)I (1)	283,14	5,66	11,72	60,3	406,76	19,88	12,31
Ndienné(50)II (2)	229,66	4,59	9	59,26	362,26	19,5	12,8
Ndienné(50)III (3)	242,66	4,85	13,58	62,82	364,90	19,52	12,09
Ndienné(50)IV (4)	327,6	6,55	21,07	76,77	424,28	20,12	12,08
Ndienné(50)V (5)	270,00	5,4	10,36	143,21	395,61	19,91	12,79
Ndienné(50)VI (6)	225,65	4,51	15,72	81,68	347,82	19,4	13,52
Ndienné(100)I (7)	572,21	5,72	11,07	119,59	847,04	19,77	11,72
Ndienné(100)II (8)	579,56	5,795	4,56	89,79	879,55	19,04	12,67
Ndienné(100)III (9)	510,21	5,10	20,56	201,31	770,29	20,05	11,9
Ndienné(100)IV (10)	551,08	5,51	20,56	111,42	809,63	20,61	12,52
Ndienné(100)V (11)	530,33	5,30	40,48	205,51	680,28	19,92	12,18
Ndienné(100)VI (12)	482,10	4,82	2,14	331,03	782,07	19,91	12,15

**Tableau IX.7 - Caractéristiques des échantillons de Ndienné**

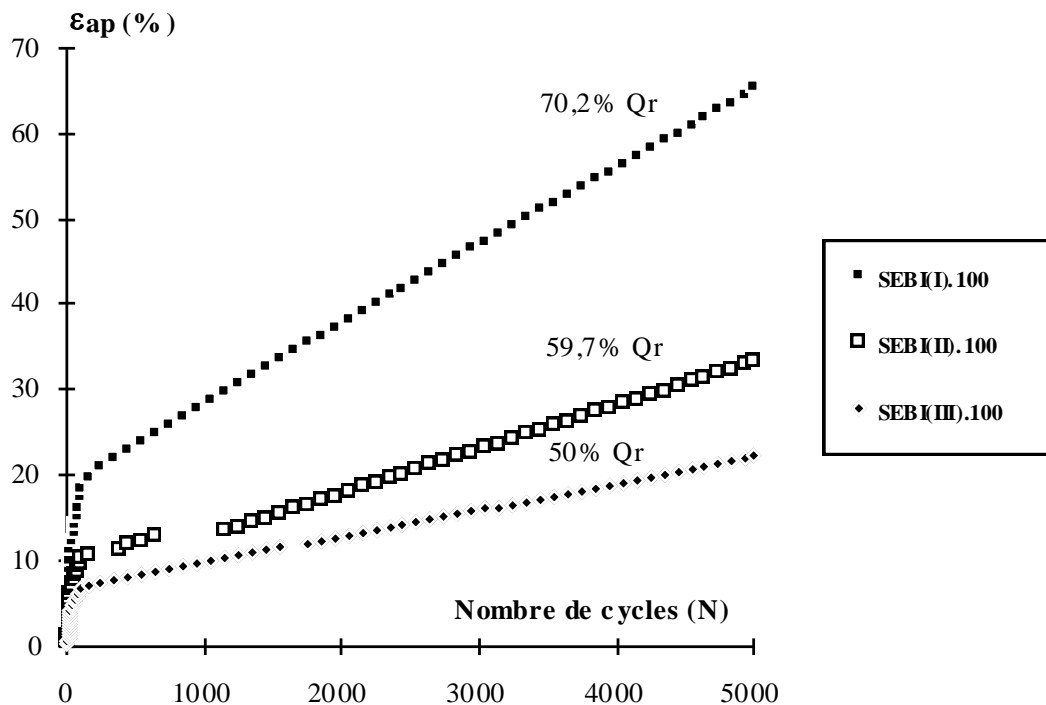
N°Echantillon	Qr (kPa)	$\frac{Qr}{\sigma'_{3c}}$	Max. $\Delta u$ (kPa)	Max. Mr (MPa)	$\theta$ (kPa)	$\gamma_{df}$ (kN/m <sup>3</sup> )	Wf (%)
Yenne(50)I (1)	389,67	7,79	1,65	231,75	542,55	17,23	16,85
Yenne(50)II (2)	318,51	6,37	0,996	45,10	487,63	16,81	17,87
Yenne(50)III (3)	266,9	5,34	16,73	63,30	403,67	16,67	17,45
Yenne(50)IV (4)	314,8	6,29	6,012	34,51	455,47	16,6	17,64
Yenne(50)V (5)	165,49	3,31	6,83	87,22	298,63	17,46	15,42
Yenne(50)VI (6)	205,67	4,11	11,27	68,21	335,94	16,69	20,24
Yenne(100)I (7)	693,59	6,93	3,63	59,14	986,33	17,08	21,16
Yenne(100)II (8)	309,413	3,29	6,78	60,64	614,81	17,16	18,73
Yenne(100)III (9)	568,67	5,68	8,4	165,26	845,14	16,62	20,55
Yenne(100)IV (10)	402,26	4,02	9,86	37,84	685,68	17,21	17,13
Yenne(100)V (11)	368,31	3,68	19,87	77,44	476	17,34	18,24
Yenne(100)VI (12)	329,18	3,09	6,92	133,08	588,64	17,37	17,45

**Tableau IX.8 - Caractéristiques des échantillons de Yenne/mer**

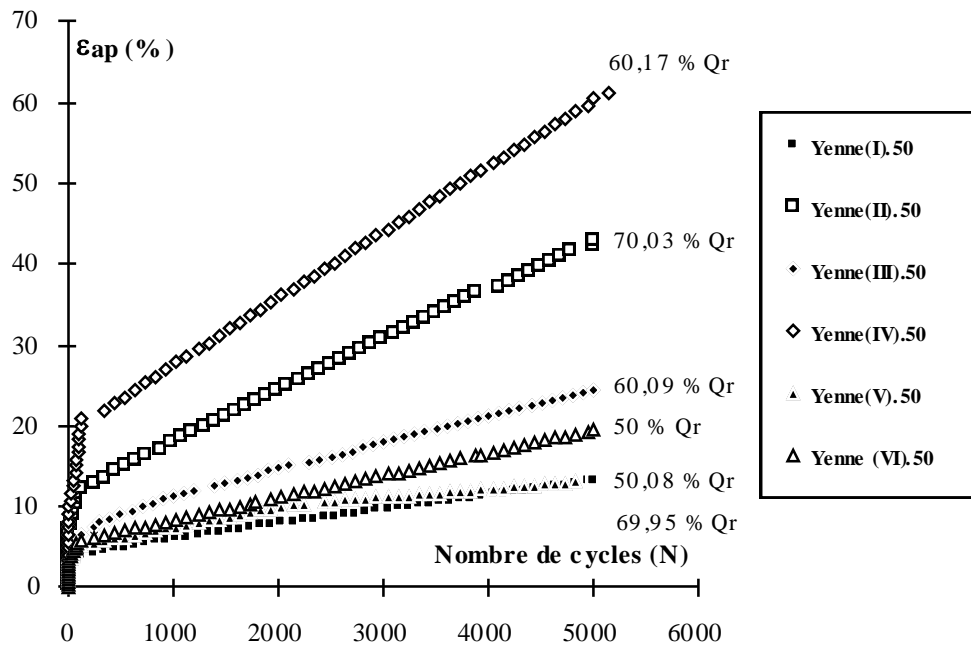
N° Echantillon	Qr (kPa)	$\frac{Qr}{\sigma'_{3c}}$	Max. $\Delta u$ (kPa)	Max. Mr (MPa)	$\theta$ (kPa)	$\gamma_{df}$ (kN/m <sup>3</sup> )	Wf (%)
SEBI(100)I 1	309,49	3,09	31,68	34,72	553,08	17,32	19,03
SEBI(100)II 2	296,71	2,97	19,79	58,59	559,92	17,2	19,25
SEBI(III) 3	237,22	2,37	9,71	74,62	513,66	17,21	19,58

**Tableau IX.9 - Caractéristiques des échantillons de Sébikotane**

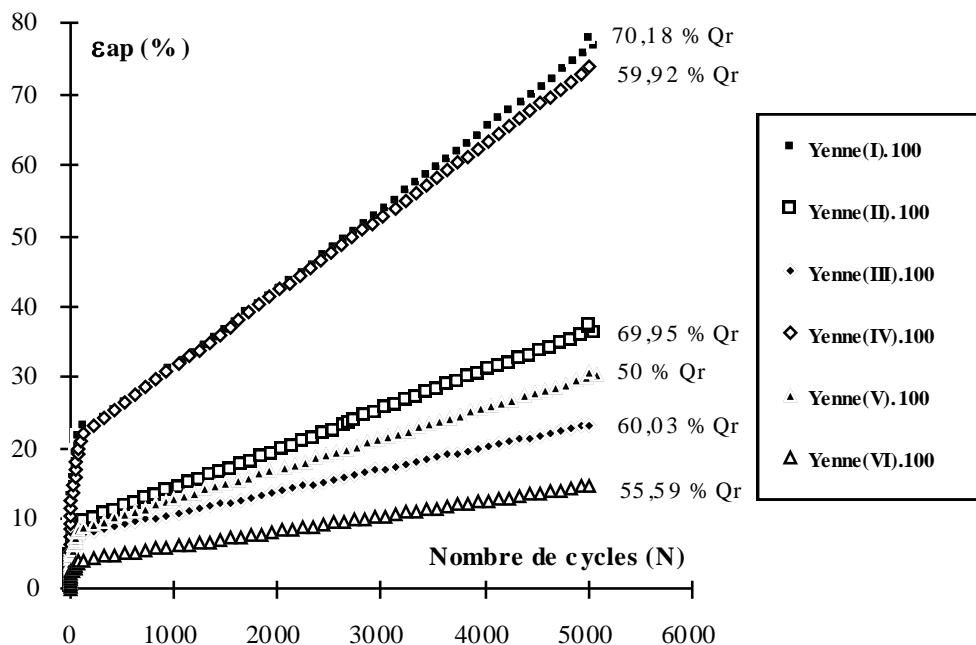
### 5.3. - Etude de la déformation permanente



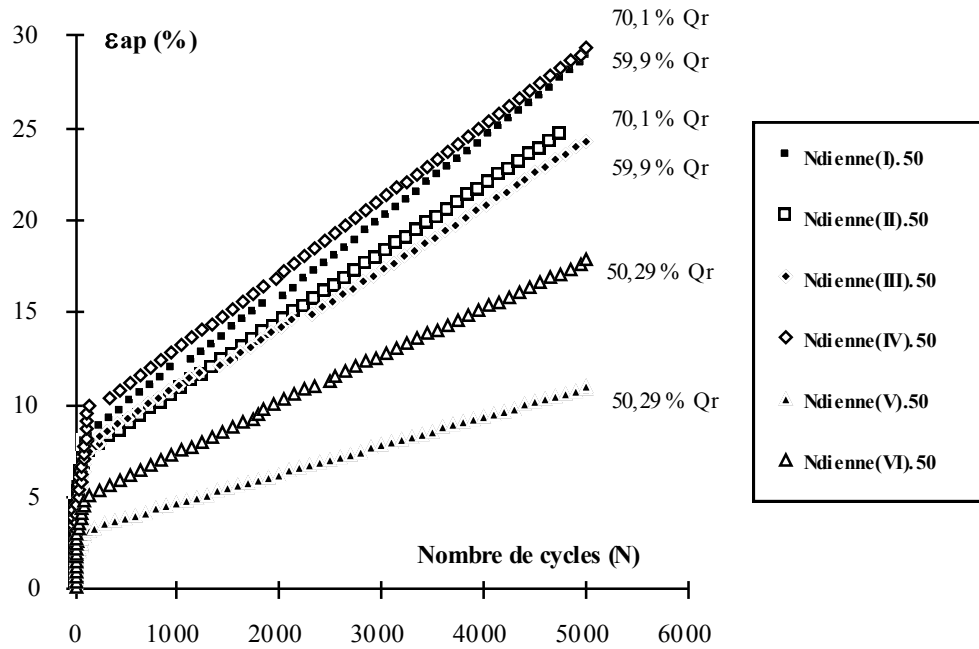
**Fig.IX.8 - Evolution de la déformation axiale permanente (Echantillons de Sébikotane à confinement de 100 kPa)**



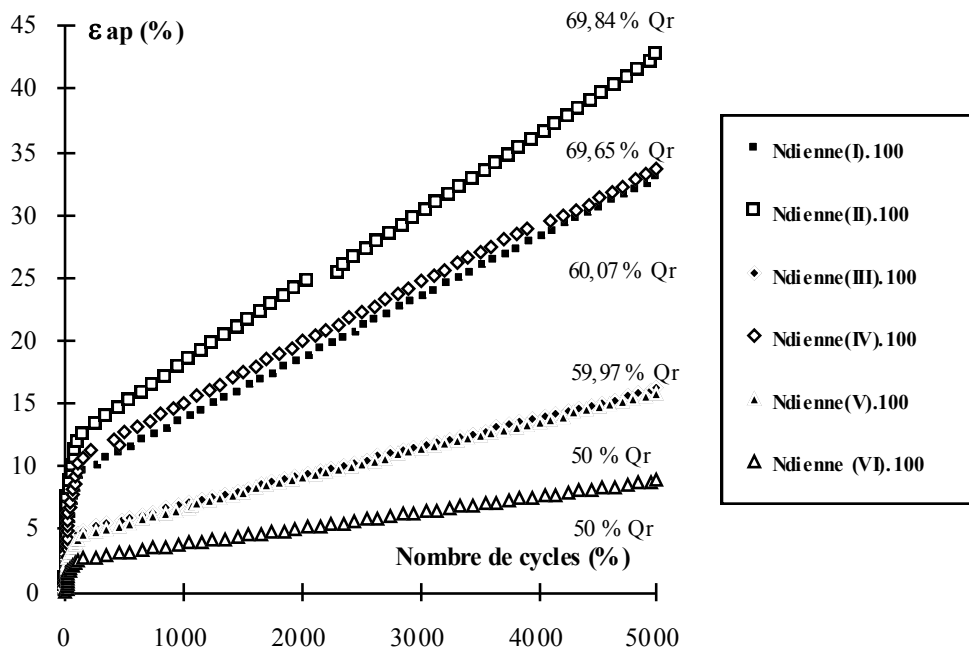
**Fig.IX.9** - Evolution de la déformation axiale permanente (Echantillon de Yenne/mer à confinement de 50 kPa)



**Fig.IX.10** - Evolution de la déformation axiale permanente (Echantillon de Yenne/mer à confinement de 100 kPa)



**Fig.IX.11** - Evolution de la déformation axiale permanente (Echantillon de Ndienné à confinement de 50 kPa)



**Fig.IX.12** - Evolution de la déformation axiale permanente (Echantillon de Ndienné à confinement de 100 kPa)

L'analyse des déformations permanentes demeure un des aspects les plus complexes de l'étude des sols sous sollicitations cycliques et ainsi il reste à définir des relations adéquates entre la déformation permanente et le nombre de cycles ou encore celle-ci et les contraintes. Les figures ci-dessus (figures IX.8 à IX.12) donnent l'allure de l'évolution de la déformation permanente en fonction du nombre de cycles d'application de la charge pour les trois matériaux.

On peut remarquer que l'allure des courbes est partout identique, la déformation permanente est d'autant plus importante que le rapport de charge est élevé. Ceci est valable dans le cas de l'échantillon de Sébikotane. Pour les autres sols, l'amplitude ( $A_m$ ) de la charge intervient. Par exemple, on s'aperçoit que pour l'échantillon de Yenne/mer à 50 kPa de confinement ; la variation de cette amplitude (de 20 à 30 %  $Q_r$  pour une même charge moyenne ( $Q_{moy}$ )) entraîne des évolutions relatives très différentes. Mais la tendance globale est à l'augmentation graduelle de la déformation permanente quand le niveau de charge croît car en faisant varier l'amplitude de la charge, on varie de la même manière le niveau de charge (*on rappelle que la charge totale appliquée par rapport à la charge de rupture  $Q_r$  en condition statique est égale à  $Q_t = \frac{1}{2} A_m + Q_{moy}$* ). Dans le cas de Yenne/mer pour une étreinte latérale de 100 kPa, on observe le phénomène contraire qui semble être relié à la variation de l'amplitude.

On observe que pour Ndienné, indifféremment de la contrainte latérale, l'amplitude ainsi que le rapport de charge détermine la déformation axiale permanente qui diminue dans de tels cas.

D'une manière générale la déformation permanente se traduit par :

- l'accroissement très important de la déformation permanente pour les premiers cycles; la déformation axiale permanente est semblable pour les tous premiers cycles (vers le 114<sup>ème</sup> cycle), un point d'inflexion est observé à ce point ;
- les déformations permanentes continuent de se développer avec le nombre de cycles tout à fait linéairement et dans aucun des cas nous n'observons après cette phase un quelconque point d'inflexion, donc sans accélération ni rupture brutale.

Vu le nombre relativement important de cycles, on peut penser qu'à plus ou moins long terme ce comportement continuera de se manifester.

Martinez (1980) observe ce genre de comportement sur des graves et l'attribue au rochet dans lequel cas la déformation permanente et l'énergie dissipée croissent progressivement à chaque cycle ; cette situation peut conduire à la ruine progressive de l'éprouvette.

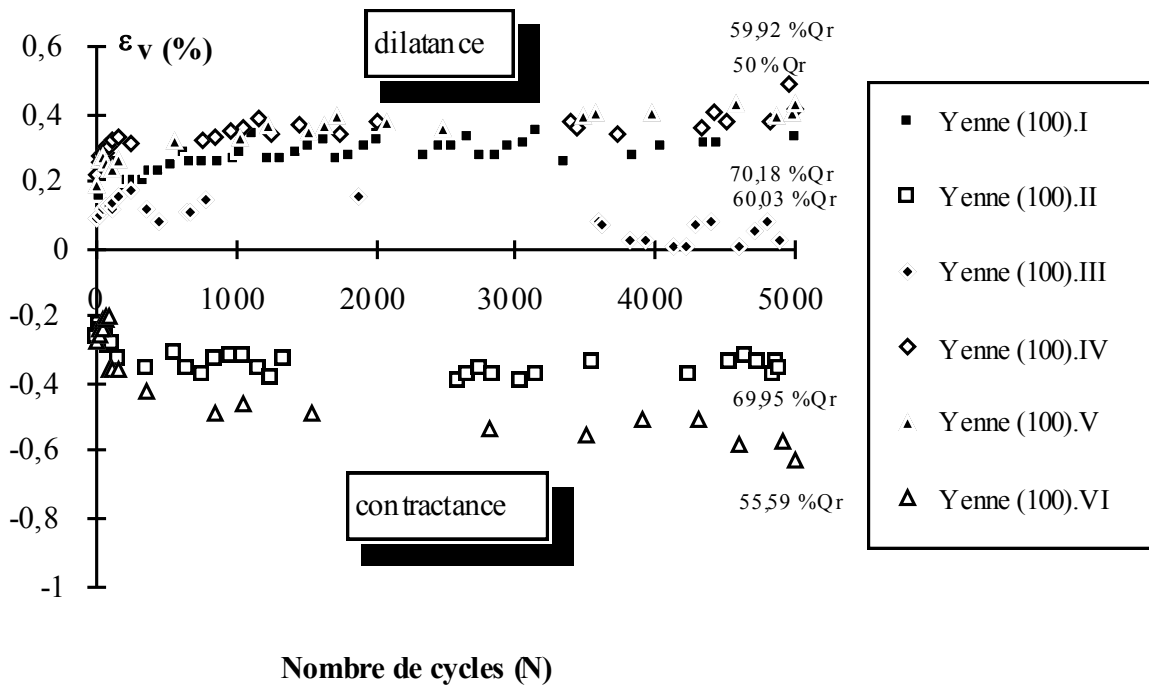
Ces phénomènes se distinguent de l'accommodation où la déformation permanente atteint une borne et il y a dissipation de l'énergie ou encore de l'adaptation où se manifeste que des réponses élastiques et pour laquelle aussi bien l'énergie que la déformation permanente ont atteint une borne.

L'observation de la variation de volume en cyclique peut aussi nous apporter des renseignements sur ces comportements. On sait que  $\varepsilon_v = \varepsilon_1 + 2\varepsilon_3$

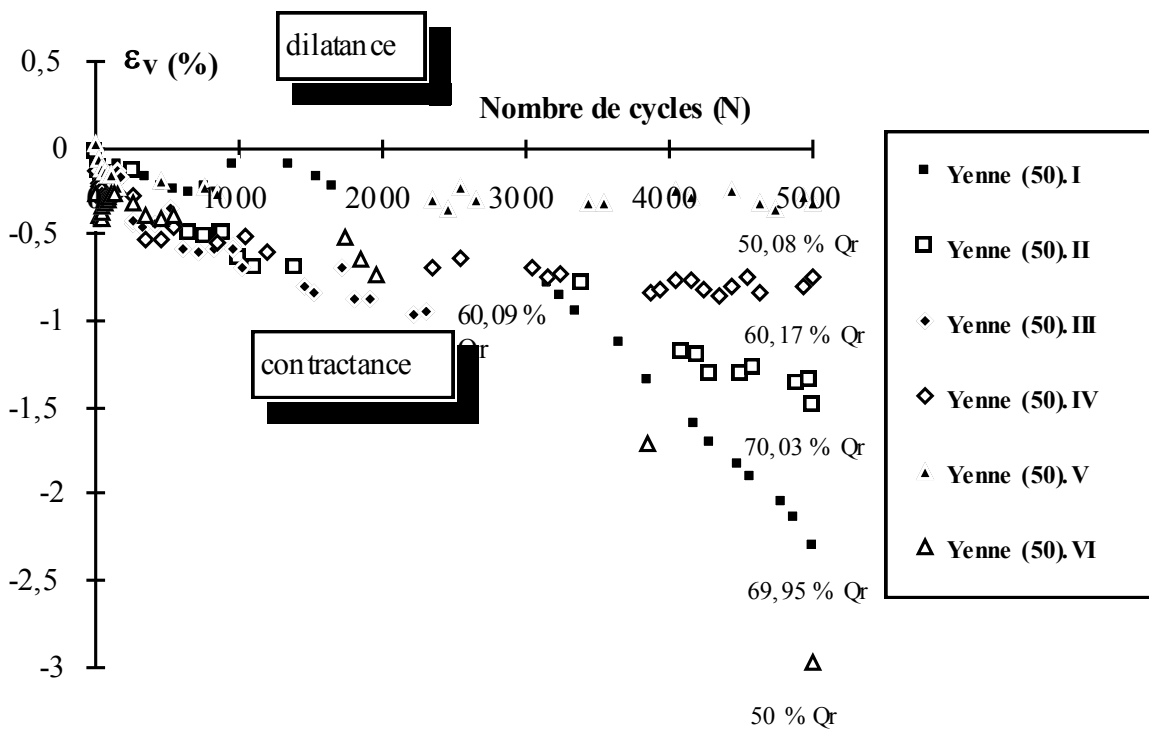
Aux figures (IX.13 et IX.14) suivantes, nous avons seulement fait varier les valeurs du rapport de la charge déviatorique et on observe que le comportement de la déformation permanente volumique est lié apparemment à l'amplitude et aussi à la contrainte latérale, ainsi pour tous les échantillons avec des amplitudes de 30% de  $Q_r$  et à  $\sigma_3$  de 100 kPa, le comportement est dilatant, et à 20% d'amplitude à  $\sigma_3$  de 50 kPa les sols sont contractants.

Enfin, on remarquera que pour un rapport de charge élevée correspond de fortes déformations axiales permanentes et un comportement dilatant.





**Fig.IX.13** - Evolution de la déformation volumique permanente au cours des cycles (Echantillon de Yenne/mer à confinement de 100 kPa)



**Fig.IX.14** - Evolution de la déformation volumique permanente au cours des cycles (Echantillon de Yenne/mer à confinement de 50 kPa)

## 5.4. - Loi d'évolution de la déformation permanente

Nous avons évoqué au chapitre précédent, l'objet de la recherche d'une loi mathématique qui traduise le mieux l'évolution de la déformation permanente avec le nombre de cycles. Ceci permet de déterminer, dans l'optique d'une approche du trafic, une extrapolation qui permette de déduire selon le nombre de cycles, la déformation qui lui correspond. Si on juge que l'essai triaxial cyclique permet de reproduire les sollicitations qu'une chaussée peut subir durant sa vie, cette démarche pourrait être appropriée et conduirait certainement à une bonne approximation des profondeurs d'ornières.

Généralement les lois que l'on trouve dans la littérature sont de type puissance ou logarithmique (Cf. § 4.6).

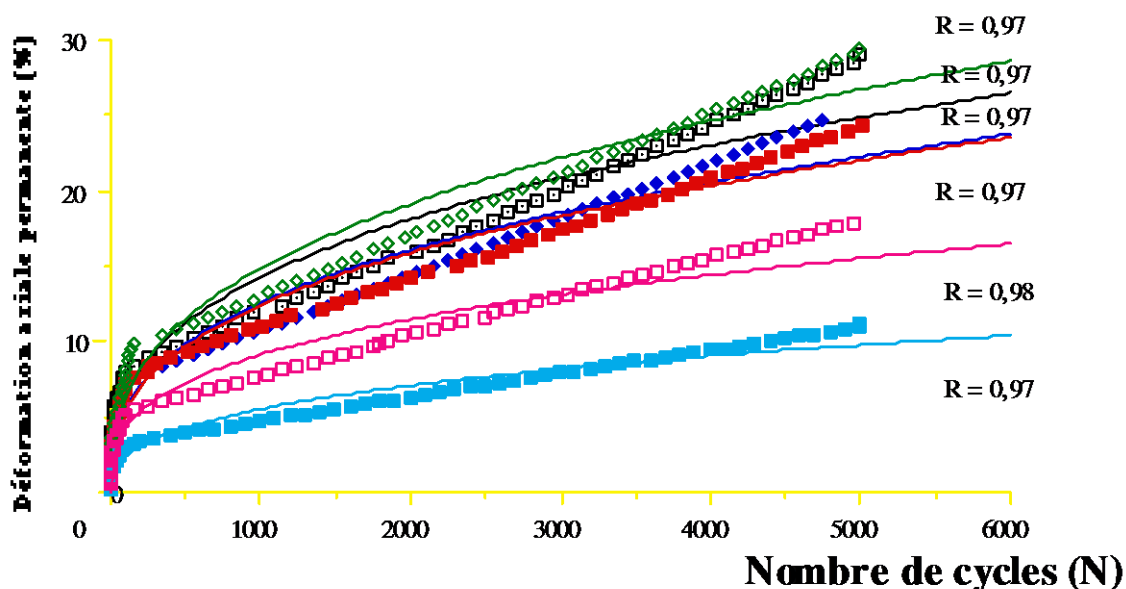
Dans le cas de nos échantillons, l'approche par une loi de type puissance comme :

$$\epsilon_a^p = aN^b$$

donne des résultats satisfaisants (du moins concernant les coefficients de corrélation, qui sont toujours très élevés, généralement supérieurs à 90%) (figure IX.15a). Cette approximation est le critère limite usuel limitant l'ornièrage dû aux déformations permanentes du sol.

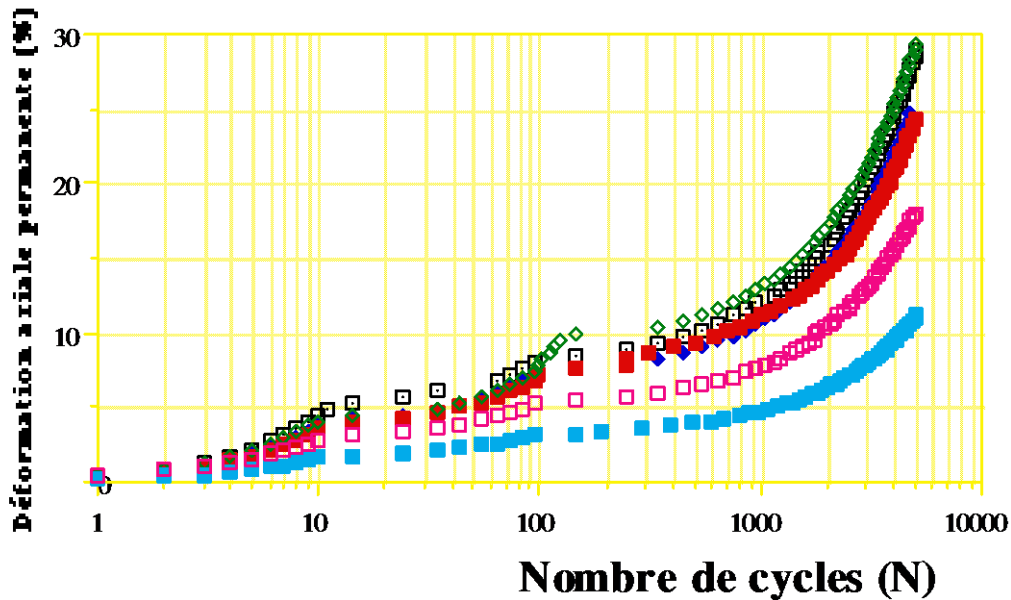
Selon Martinez (1980) l'influence des contraintes se fait sentir surtout sur le paramètre **a**, qui est théoriquement égal à la déformation au premier chargement et selon lui ne représente pas son évolution.

Mais on peut aussi remarquer que cette approximation sous estime la déformation permanente quand le nombre de cycles est important la surestime quand les déformations plus le nombre de cycles est faible (figure IX.15a).



*Fig.IX.15a. - Evolution de la déformation permanente axiale. Lissage puissance (Echantillon de Ndienné à confinement de 50 kPa)*

En changeant l'échelle de l'abscisse, on obtient la forme des courbes généralement utilisées. On observe nettement les inflexions des courbes vers la centaine de chargement.



**Fig.IX.15b** - Evolution de la déformation permanente axiale. Lissage puissance (échelle semi-logarithmique) - (Echantillon de Ndienné à confinement de 50 kPa)

D'autres chercheurs ont essayés la relation de Barksdale qui s'écrit :

$$\varepsilon_a^p = a + b \cdot \ln(N) \quad [1]$$

Pour sa part Hornych *et al.* (1993) jugent de la non convenance de cette relation et utilisent une relation dérivée de la relation de Benaben, cette relation a été utilisée pour décrire des essais de compactage à la presse à **Cisaillement Giratoire**, elle s'écrit :

$$\varepsilon_a^p = A_0 \cdot \frac{\sqrt{N}}{(\sqrt{N} + D)} \quad [2]$$

Selon Paute *et al.* (1993), cette relation implique que  $\varepsilon_a^{p*}$  admet une limite  $A_0$  pour  $N$  tendant vers l'infini.

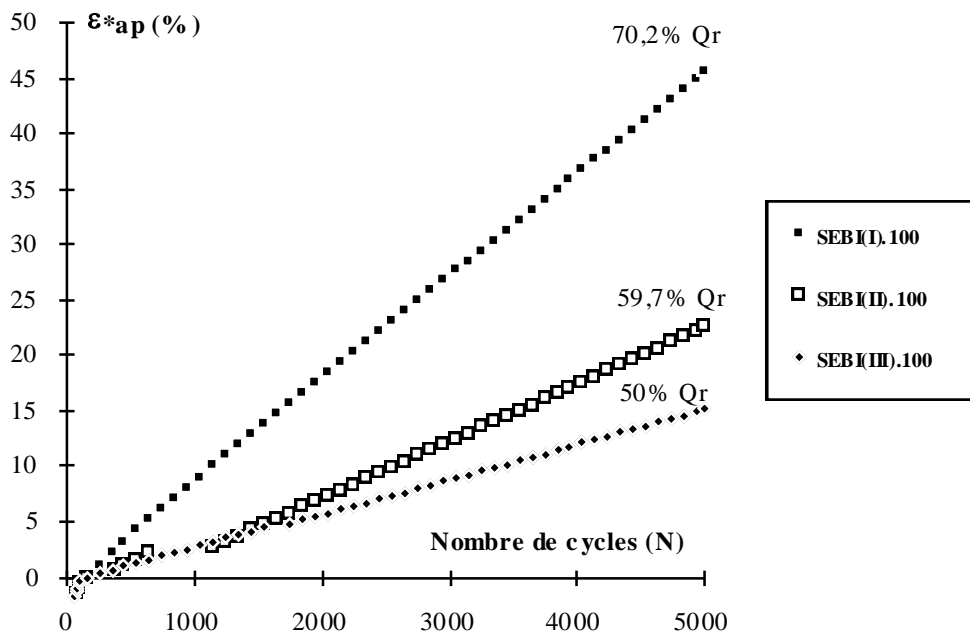
De notre côté, nous avons essayé de réduire la variable  $\varepsilon_a^p$  par la variable [3] suivante, communément appelée déformation axiale permanente réduite, en supposant que c'est au 144<sup>ème</sup> cycle que l'on observe en moyenne l'inflexion de la courbe déformation axiale permanente - nombre de cycles, cette variable s'écrit alors :

$$\varepsilon_a^{p*} = \varepsilon_a^p(N) - \varepsilon_a^p(144) \quad [3]$$

La figure ci-après décrit ce cas et on peut donner une approximation relativement facile de cette relation car elle est linéaire, donc de la forme :

$$\varepsilon_a^{p*} = a + b.N \quad [4]$$

mais à la différence de la loi de Poute on néglige les premières déformations ce qui à long terme sous estime la déformation axiale permanente.



**Fig.IX.16** - Evolution de la déformation axiale permanente (Echantillon de Sébikotane à confinement de 100 kPa) Approximation linéaire

### 5.5. - Réponse élastique

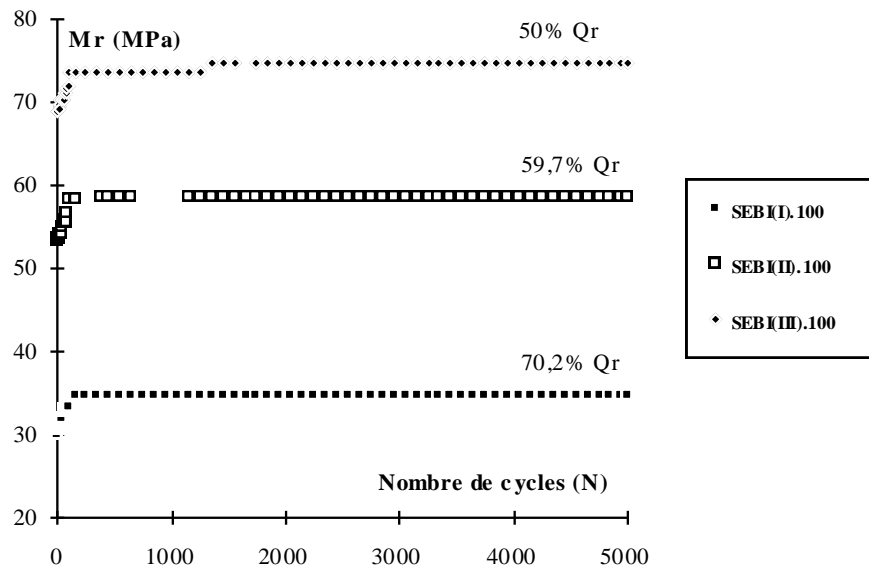
La connaissance de la réponse élastique d'un matériau est d'une grande importance pour calculer les champs de contraintes et de déformations dans le corps de chaussée, après simulation d'un trafic par le biais d'essais à chargement répétés.

C'est un passage quasi - obligé pour la vérification des contraintes, élément nécessaire pour le dimensionnement dit rationnel des chaussées. Cette démarche est identique à celle qui est opérée quand il s'agit de vérifier les contraintes par l'auscultation dynamique des chaussées. On retrouve pour cette étude deux aspects :

- connaissance de l'évolution de la réponse élastique en fonction du nombre de chargement,
- la loi de comportement élastique du matériau

### 5.5.1 - Evolution de la réponse élastique

La figure suivante témoigne de l'évolution du module réversible en fonction du nombre de cycles.



*Fig.IX.17 - Evolution du module réversible en fonction du nombre de cycles (Echantillons de Sébikotane à confinement de 100 kPa)*

Le module réversible est le rapport entre le déviateur cyclique sur la déformation axiale réversible (en MPa). La figure IX.17 illustre l'évolution de ce module en fonction du rapport de charge (déviateur cyclique sur déviateur à l'essai de chargement monotone).

On constate que le module s'accroît pour les trois cas ici traités très rapidement au cours des premiers cycles, comme pour les déformations permanentes et se stabilise après une centaine de cycles.

On notera que plus le rapport de charge est élevé et plus le module est faible, ce phénomène est prévisible étant donné qu'à une charge plus faible correspond une résistance plus forte.

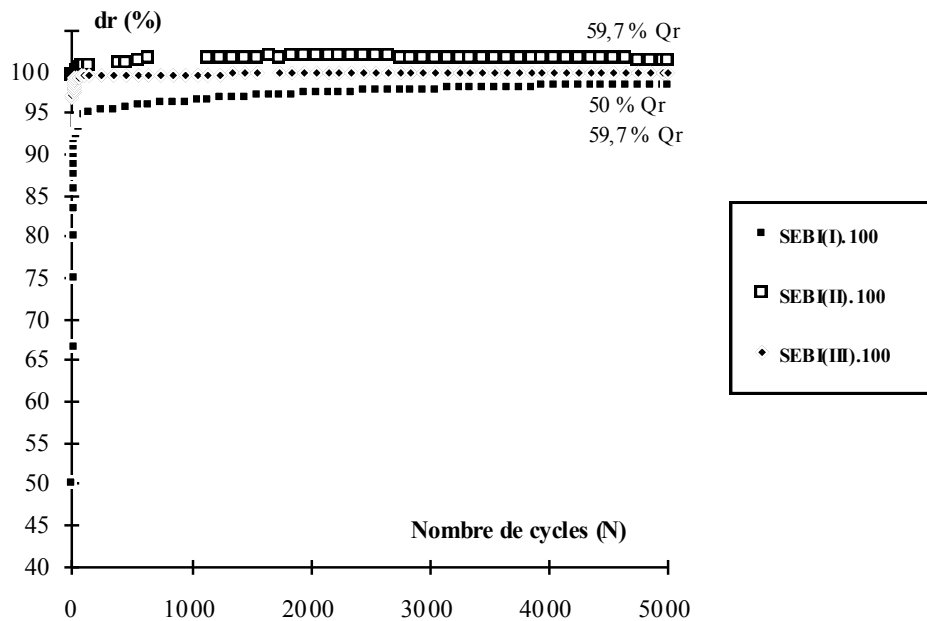
La stabilisation qui est observée après la centaine de cycles pourrait entraîner un optimisme sur la résistance du matériau latéritique après plusieurs chargements. On peut interpréter ce résultat comme une rigidification rapide et brutale du matériau après un certain nombre de chargement. Ce phénomène est comparable aux résultats du Laboratoire de Libreville (CG2R, 1989) et rapporté par plusieurs auteurs, décrivant le matériau latéritique comme étant un matériau qui améliore sa qualité au compactage. On cite que la comparaison entre les caractéristiques du graveleux à l'emprunt et celui de la route non revêtue montre des différences significatives, notamment une évolution positive du matériau, autrement dit une amélioration des paramètres qui conditionnent sa portance ; aussi les courbes granulométriques gagnent au niveau de leur continuité et les indices de plasticité baissent. Par exemple l'indice CBR à 95% OPM après imbibition augmente de 30%.

Par comparaison avec les essais de cisaillement à la boîte, ensuite avec les essais de cisaillement monotone au triaxial ; on observe que les modules de déformations sont toujours plus élevés quand il s'agit d'essai de chargement cyclique. Le phénomène contraire est observé concernant les déformations à la rupture. En effet, la rigidification de la structure entraîne par la

même occasion, une augmentation de sa résistance pour un nombre de chargement relativement réduit.

Si on considère le CBR comme étant une résistance au cisaillement, ceci implique une amélioration de cette même résistance après des cycles de chargements. En fait, les chargements cycliques apportés au matériau peuvent simuler des cycles de compactage.

Omothosmo (1992), Kabré (1991) rapportent des faits similaires se rattachant à cette améliorations des propriétés mécaniques de matériau respectivement des latérites du Nigéria et des graves de St - Brieuc, après un nombre de cycles de chargement déterminé.



**Fig.IX.18** - Evolution du degré de réversibilité en fonction du nombre de cycles  
Echantillon de Sébikotane (à confinement de 100 kPa)

De même, l'observation du degré de réversibilité peut permettre de comprendre ce phénomène. Cet indice traduit la part d'élasticité de la déformation par cycle. (figure IX.18)

Ainsi, on s'aperçoit que pour le cas de Sébikotane, le palier de stabilité apparaît très vite en rapport avec le nombre de cycles. Pour peu que cette constatation expérimentale traduise d'une résistance accrue de la structure du graveleux latéritique, cela dénote encore une fois de l'amélioration de la qualité de l'échantillon par application de la charge.

Ce comportement peut être attribué à l'accommodation et on parlera d'instabilité que par l'apparition d'une inflexion de cette courbe.

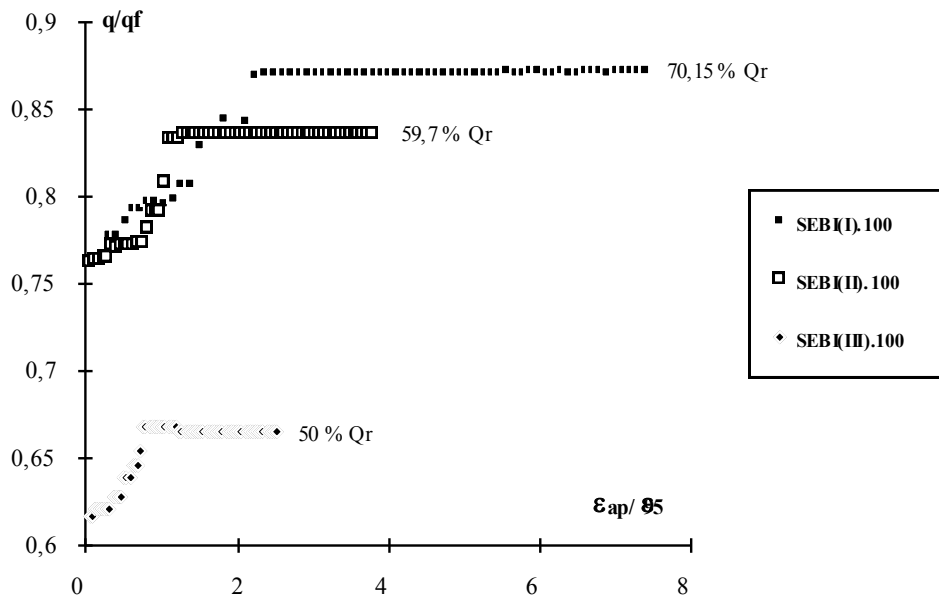
La figure IX.19 applique la relation de Lentz et Baladi (1980). Ces auteurs ont montré qu'il existe une relation entre la déformation permanente obtenue pour un nombre de cycles de chargements fixés à l'avance et la déformation à 95 % de la charge de rupture en condition statique. La relation s'exprime suivant :

$$\frac{q}{q_f} = \frac{\frac{\varepsilon_{ap}}{\varepsilon_{95}}}{u + v \cdot \frac{\varepsilon_{ap}}{\varepsilon_{95}}} \quad u \text{ et } v : \text{paramètres expérimentaux}$$

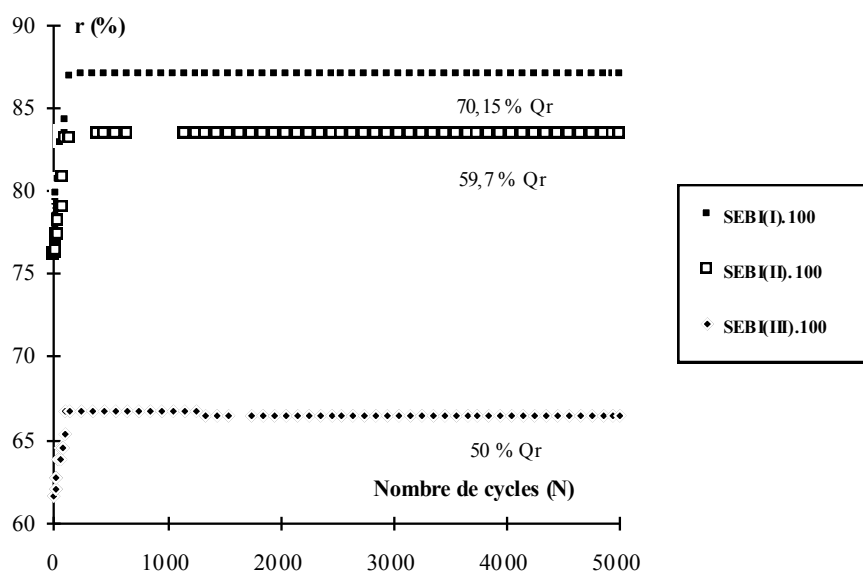
On pourrait observer qu'il existe un rapport  $\frac{q}{q_f}$  limite correspondant à l'apparition de déformations permanentes importantes. Cette relation est aussi une fonction du niveau de charge.

La figure IX.20 met en évidence l'influence du rapport de charge sur la déformation permanente relative. Un autre aspect serait d'introduire la notion de effective, la figure IX.21 montre l'évolution de la pression interstitielle permanente cumulée en fonction du nombre de cycles.

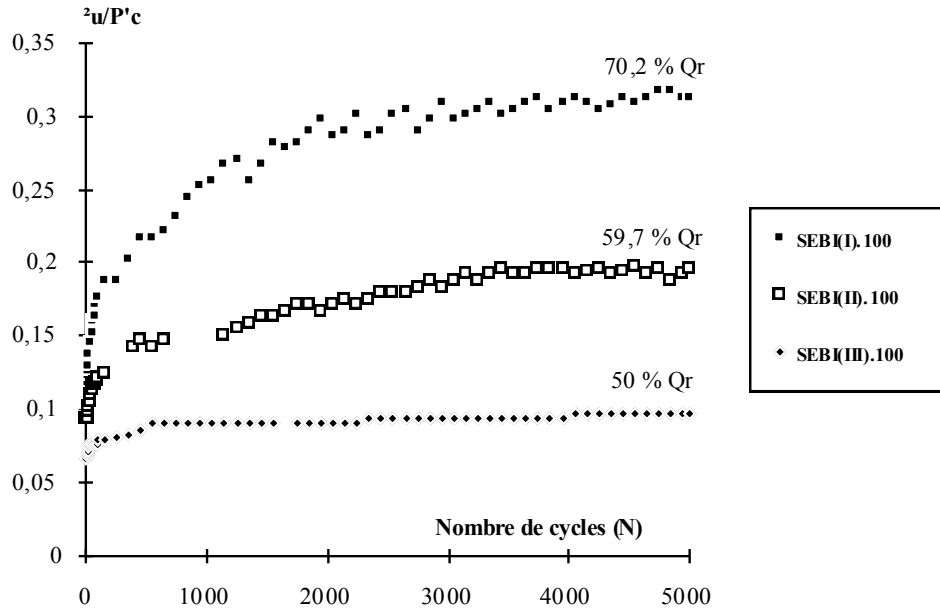
La prise en compte de cet aspect est très importante car elle permettra d'apprécier le comportement en contraintes effectives de nos sols sous sollicitations cycliques.



**Fig.IX.19** - Evolution de la déformation axiale permanente relative en fonction du rapport de déviateurs (Sébikotane à confinement de 100 kPa)



**Fig.IX.20** - Evolution du rapport de charge en fonction du nombre de cycles Echantillon de Sébikotane (à confinement de 100 kPa)



**Fig.IX.21** - Evolution de la pression interstitielle normée permanente en fonction du nombre de cycles Echantillon de Sébikotane (à confinement de 100 kPa)

### 5.5.2 - Approximation par la loi $\theta$

L'appréciation de la loi de comportement des sols sous sollicitations cycliques demeure aussi un domaine très délicat, selon Paute (1983), l'analyse en contraintes totales, faite en ne tenant compte que de la teneur en eau du sol (et de sa densité), conduit à des résultats très empiriques et dispersés. L'introduction de la notion de contraintes effectives, conduit à une meilleure approximation. Elle permet de suivre correctement l'évolution des structures granulaires au cours cycles de chargement.

Hyde et Brown (1975) montrent que sous des sollicitations non drainées, le module

réversible  $M_r$  était lié au rapport  $\frac{q}{\sigma'_{3c}}$  par la relation :

$$M_r = \frac{K}{\left(\frac{q}{\sigma'_{3c}}\right)^n}$$

$K$  et  $n$  sont des paramètres expérimentaux

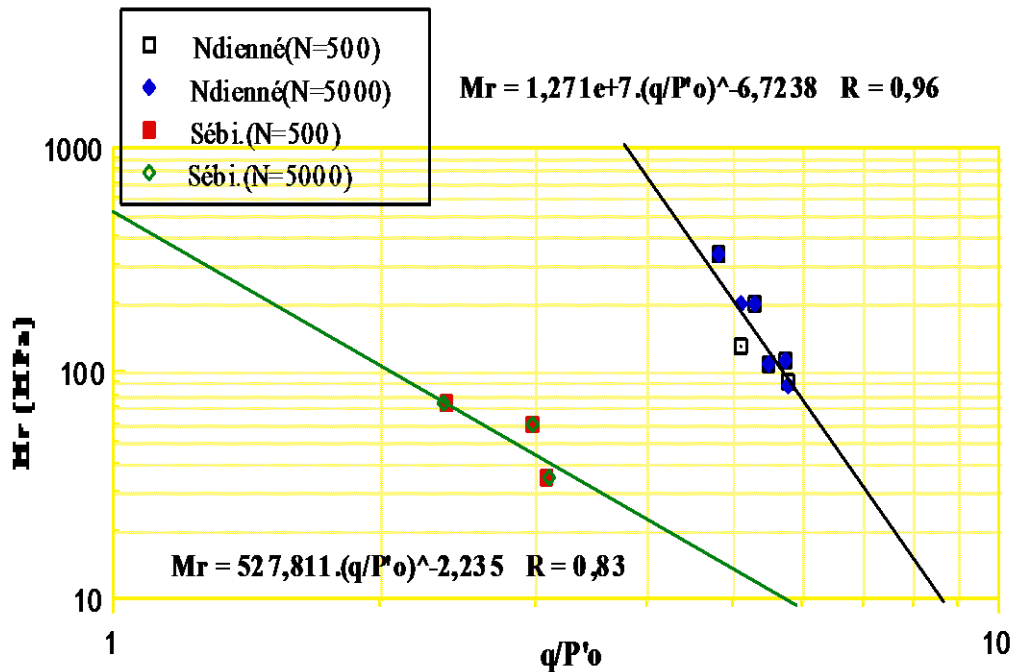
$\sigma'_{3c}$  est la contrainte initiale de consolidation

Mais, ces auteurs donnent aussi  $M_r$  dépendant de la fréquence des chargements et du temps de repos entre les chargements, cela en condition non drainée. Cette relation a été testée sur des sols fins saturés.

Différents types de relations reliant le module réversible et les contraintes existent dans la bibliographie. On retrouve cette compilation dans le recueil bibliographique fait par Martinez (1990) au paragraphe précédent (§ 4.7).

La figure IX.22 nous donne dans le cas de nos essais les résultats suivants :





*Fig.IX.22 - Relation Module réversible (rapport déviateur cyclique sur la pression initiale de consolidation à nombre de cycles déterminé). Tous les graviers latéritiques.*

## CONCLUSION

Dans l'étude qui précède, nous nous sommes essentiellement intéressés à l'évolution des déformations permanentes et réversibles des trois graviers latéritiques, sous des chargements cycliques variés et toujours pour un grand nombre de cycles. Il est vrai qu'à l'heure actuelle le nombre de cycles apporté dépasse les 100 000 pour l'étude des graveleux en vue d'une application routière. Mais en ce qui concerne les graveleux latéritiques, 5000 cycles nous semble largement satisfaisant, même s'il aurait fallu en faire plus pour vérifier l'existence éventuelle d'un point d'inflexion par la suite.

Les principaux résultats à retenir de cette étude sont les suivantes :

- Pour les chargements étudiés, les trois graveleux latéritiques présentent des déformations permanentes très importantes qui se caractérisent par :
  - une variation très rapide durant les premiers cycles (jusqu'au 144<sup>ème</sup> cycle généralement) ;
  - une absence de stabilisation après un grand nombre de cycle, ce phénomène étant attribué au rochet tel défini par Martinez (1980) sur des graves ;
- L'étude de la déformation permanente par la recherche d'une approximation meilleure en fonction du nombre de cycles a montré que la loi puissance constitue une bonne approche. Mais l'évolution quasi linéaire des déformations après les 100 premiers cycles, font penser qu'un ajustement linéaire peut être utilisé même si dans ce cas on considère que les tous premiers cycles ont une importance secondaire par rapport aux cycles suivants.
- Les résultats obtenus pour différents niveaux de contraintes ont montré :

- une variation très rapide durant les premiers cycles (jusqu'au 144<sup>ème</sup> cycle généralement) des surpressions interstitielles. Ce point est important car c'est le seul moyen d'accéder aux contraintes effectives et donc de comprendre les phénomènes qui interviennent au niveau de la structure du sol. Cependant si ces surpressions interstitielles augmentent très vite lors des tous premiers cycles, elles ont tendance à se stabiliser après pour atteindre un palier, on peut penser que la modification de la structure se passe essentiellement durant les tous premiers cycles et la structure tend à la stabilisation. Enfin, on remarque que ces surpressions interstitielles augmentent quand le niveau de contrainte est plus élevé ;

- les déformations permanentes augmentent lorsque le rapport de contrainte est plus élevé, sauf dans le cas de Yenne où intervient l'effet de l'amplitude de la charge qui a un effet non négligeable sur l'évolution de la déformation axiale permanente.

• L'analyse des déformations réversibles a montré :

- que nous ne pouvons conclure correctement sur la réponse élastique de notre matériaux. Tout laisse à croire que la réponse élastique n'est pas fonction du niveau de contrainte appliqué (linéarité). Mais le nombre d'essais faits est très insuffisant, surtout que nous n'avons uniquement que deux niveaux de confinement (50 et 100 kPa). La seule raison à cela est que nous ne disposons plus d'échantillons pour cela.

- nous avons aussi constaté que les matériaux gagnent en rigidité de façon importante au cours des cycles avec une stabilisation après les 100 premiers cycles.

Devant ces résultats qui dans l'ensemble traduisent un bon comportement de ces sols sous sollicitations cycliques, plusieurs questions peuvent être posées :

- l'essai triaxial sous chargements répétés modélise-t'il correctement le trafic sur une chaussée ?

- qu'est ce qui expliquerait les dégradations observées sur les structures de chaussées ?

La réponse à ces questions n'est pas aisée. Toujours est-il que de nombreuses études ont pu montrer que l'essai triaxial cyclique pouvait modéliser dans des limites bien définies les sollicitations qu'une structure routière pouvait subir. Les méthodes de dimensionnement rationnelles mises à jour à l'heure actuelle ont largement utilisés ce type d'essais et les modélisations numériques qui en découlent sont satisfaisantes. Seulement ces différentes expérimentations se sont toujours intéressées aux graves propres, rarement à des graveleux latéritiques. Les nombreux résultats tirés de la bibliographie attestent de l'amélioration des qualités routières des graveleux, par comparaison du CBR à l'emprunt et celui de structures non revêtues. Nos résultats vont dans ce sens.

Alors la raison qui peut être évoquée concernant la ruine prématurée des structures pourrait être liée à des variations saisonnières de la teneur en eau. Par exemple, on a pu observer que c'est généralement en période humide que la fréquence des dégradations était la plus importante. Nos résultats au cisaillement à la boîte de Casagrande ont pus montré des pertes de caractéristiques en passant de l'état saturé à l'état non saturé.

---

***CONCLUSIONS GENERALES ET PERSPECTIVES***

---

# ***CONCLUSIONS GENERALES***

Dans le but d'une meilleure connaissance des graveleux latéritiques du Sénégal (propriétés d'ensemble et comportement sous sollicitations mécaniques diverses), nous avons tenté de dégager dans ce travail, les paramètres susceptibles de jouer un rôle dans l'évaluation des propriétés des latérites du Sénégal.

A partir d'une base de données géotechniques, nous avons pu, d'une part identifier globalement les graveleux latéritiques du Sénégal et d'autre part procéder à une classification géotechnique de ces sols. En préliminaire à cette étude de classification, nous avons procédé à une recherche de corrélations statistiquement significatives dans le but de pouvoir discriminer les graveleux par familles afin d'affiner les éventuelles classifications.

Notre étude expérimentale concerne trois graviers latéritiques du Sénégal Occidental. Une étude préliminaire a permis de les identifier et de déterminer leurs propriétés mécaniques à l'aide des appareils classiques de laboratoire (Triaxial et boîte de Casagrande). L'étude mécanique se conclue par une appréciation du comportement des matériaux sous sollicitations cycliques au triaxial.

L'utilisation de la banque de données géotechniques et par la suite l'étude des propriétés des échantillons de graveleux latéritiques ont permis de tirer les conclusions suivantes :

- **à partir de l'étude statistique**

La recherche d'une corrélation du CBR avec les paramètres physiques d'identification n'a pas abouti à des résultats statistiquement significatives. Néanmoins, nous avons pu montrer que le paramètre de portance était indépendant des paramètres physiques.

La recherche d'une discrimination par l'origine des graveleux latéritiques a montré que les propriétés d'ensemble étaient indifférentes de la nature pédologique ou géologique des graveleux latéritiques. Nous avons pu observer des tendances; mais le recoupement des différentes familles dans les plans factoriels est manifeste, la disposition des paramètres testés est pratiquement indifférente de l'origine du graveleux latéritique.

Enfin, nous proposons deux types de classifications des graveleux latéritiques du Sénégal. La classification selon le produit  $mIp$  est plus adéquate que celle utilisant le CBR.

- **à partir de l'étude des propriétés physiques des trois graveleux latéritiques et de l'évaluation préliminaire à la boîte de cisaillement**

L'étude des propriétés physiques des trois graviers latéritiques a permis de les identifier comme étant des sols résiduels tropicaux *s. s.* Leurs propriétés d'identification sont similaires à celles trouvées dans la littérature.

A partir de l'évaluation mécanique préliminaire à la boîte de cisaillement, nous retiendrons les conclusions suivantes :

- le passage de l'état "non saturé" à l'état "saturé" s'opère par un changement de comportement des sols latéritiques testés ;

- les résistances mécaniques varient également selon ces états avec une tendance à la baisse ;
- l'échantillon de Yenne/mer montre une stabilisation de ses caractéristiques quelque soit ces états.

• **à partir des essais de compression non drainés en cellule triaxiale**

1.- Le comportement non drainé des trois latérites dépend du niveau de contrainte isotrope initial, c'est à dire des paramètres d'état initial.

2.- Les essais ont mis en évidence l'existence de deux domaines de comportement, identifiés au préalable lors des essais de cisaillement à la boîte de Casagrande. Cela est mis en relief par :

- d'une part la coexistence au niveau du plan de Mohr-Coulomb de deux droites parallèles (décalées) traduisant deux comportements différents. Ceci se matérialise par des rapports déviatoriques ( $\eta = \frac{q}{p}$ ) différents pour les deux domaines précités.

- d'autre part, au niveau des courbes contrainte-déformations, on note en faibles contraintes un comportement radoucissant et sous les fortes contraintes un comportement parfaitement plastique.

L'approximation hyperbolique par la loi de Kondner est partiellement valable.

• **à partir des essais cycliques**

Nous nous sommes essentiellement intéressés à l'évolution des déformations permanentes et des déformations réversibles des trois graviers latéritiques, sous des chargements cycliques variés. La fréquence des chargements est constante et le nombre de cycles est égal à 5000.

Les principaux résultats à retenir de cette étude peuvent se résumer en quatre points.

1.- Pour les chargements étudiés, les trois graveleux latéritiques présentent des déformations permanentes très importantes qui se caractérisent par :

- une variation très rapide durant les premiers cycles,
- une absence de stabilisation après un grand nombre de cycles.

2.- L'étude de la déformation permanente par la recherche d'une meilleure approximation en fonction du nombre de cycles a montré que la loi puissance constitue une bonne approche. Mais l'évolution quasi linéaire des déformations après les 100 premiers cycles, fait penser qu'un ajustement linéaire peut être utilisé.

3.- Les résultats obtenus pour les différents niveaux de contraintes ont montré :

- une variation très rapide, durant les premiers cycles, des surpressions interstitielles qui ont tendance à se stabiliser et atteignent un palier. On peut penser que la modification de la structure a lieu essentiellement durant les tous premiers cycles et la structure tend à la stabilisation (avec l'augmentation du nombre de cycles). Les surpressions interstitielles augmentent quand le niveau de contrainte est plus élevé ;

- les déformations permanentes augmentent lorsque le rapport de contrainte est plus élevé, sauf dans le cas de Yenne où intervient l'effet de l'amplitude de la charge qui a une influence non négligeable sur l'évolution de la déformation axiale permanente.

4.- L'analyse des déformations réversibles a montré :

- que nous ne pouvons conclure correctement sur la réponse élastique de nos matériaux. La seule raison à cela est que nous n'avons utilisé que deux niveaux de confinement car nous ne disposons plus d'assez d'échantillons.

- nous avons aussi constaté que les matériaux gagnent en rigidité (évolution du module réversible) de façon importante au cours des cycles avec une stabilisation après les 100 premiers cycles.

Devant ces résultats qui dans l'ensemble traduisent un bon comportement de ces sols sous sollicitations cycliques, plusieurs questions peuvent être posées :

- l'essai triaxial sous chargements répétés modélise-t'il correctement le trafic sur une chaussée ?

- qu'est ce qui expliquerait les dégradations observées sur les structures de chaussées tropicales ?

De nombreuses études ont montré que l'essai triaxial cyclique pouvait modéliser dans des limites bien définies (Essais CLC ou CLV, fréquence), les sollicitations subies par une structure routière (Martinez, 1990 ; Code de calcul Alizée III du LCPC, etc...). Les méthodes de dimensionnement rationnelles mises à jour à l'heure actuelle ont largement utilisé ces types d'essais et les modélisations numériques qui en découlent sont satisfaisantes. Les nombreux résultats tirés de la bibliographie montrent l'amélioration des qualités routières des graveleux, par comparaison entre le CBR à l'emprunt et celui de structures non revêtues.

La ruine prématurée des structures pourrait être liée à des variations saisonnières de la teneur en eau, les résultats des essais de cisaillement à la boîte de Casagrande ont pu montrer des pertes de caractéristiques en passant de l'état "saturé" à l'état "non saturé".

#### • perspectives

Au terme de cette thèse, nous sommes conscient des efforts supplémentaires à mener pour affiner l'étude du comportement mécanique des graveleux latéritiques compactés. Si, par cette étude, nous avons pu apporter une contribution à l'étude des graveleux latéritiques du Sénégal, de nombreuses questions restent posées pour l'évaluation des qualités routières des structures sur assises latéritiques. Le nombre de travaux concernant le sujet est relativement modeste.

Les laboratoires africains disposent de quantités importantes de documents sur les paramètres physiques et de portance des graveleux, mais leur façon de travailler semble limiter l'ouverture vers des perspectives où la collecte de résultats est plutôt tournée vers les paramètres mécaniques des graveleux latéritiques. Les tentatives pour aboutir au dimensionnement rationnel des structures de chaussées sont plutôt timides.

Dans le futur, nous pensons que les recherches suivantes peuvent apporter encore plus d'informations sur les graveleux latéritiques en géotechnique routière :

- S'il est vrai que la connaissance des profils pédologiques peut renseigner sur le graveleux proprement dit, les classifications qui en découlent n'apportent pas beaucoup d'informations sur les propriétés géomécaniques de ces sols. La recherche devrait plutôt être tournée vers une classification géomécanique comme l'a déjà tenté Vargas (1983).

- La nature partiellement saturée de ces sols sous trafic doit être prise en compte. Le travail de Hernandez J. R. (1983) a largement montré que sous la chaussée, le sol était partiellement saturé ; en zone tropicale, cela va de soi.

- La prise en compte de niveaux de contraintes relativement faibles devrait être tentée. Les sollicitations sous trafic ne sont pas excessives. Nous n'avons pu descendre au delà de 50 kPa, nous n'avons pas assez de référence pour entamer notre expérimentation tout au début de cette thèse. Dans ces conditions, le suivi des modifications granulométriques à des nombres de cycles déterminés serait d'un grand apport sur la modification des structures en chargements cycliques.

- Le calcul numérique sur ces sols et les modélisations qui en découlent permettra de proposer des catalogues routiers accessibles aux différents départements de transport.

Pour notre part, l'expérience de l'expérimentation acquise à Nancy, nous sera d'un grand apport. Le travail à poursuivre s'intègre dans le cadre de l'Institut de Géologie de Dakar où nous pensons ouvrir un axe de recherche essentiellement tourné sur le comportement des graveleux latéritiques.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- AKPOKODJE E.N. *and al*** (1992) - Quality control tests and acceptance specifications for concretionary laterite gravel aggregates. *Eng. Geol.*, 32 (1992), p. 255 - 267.
- ALBA J. M. *et al.*** (1981) - Essais triaxiaux sur chemins de contraintes contrôlés. *Ann. ITBTP*. N° 395, Juin 1981.
- AMBROISE J. *et al.*** (1983) - Quelques résultats sur le comportement de latérites stabilisées et traitées. 2<sup>èmes</sup> Journées Univ. "Mec. des Sols Appl." - ENSG.Nancy.
- ARCHWICH LAA *and al.*** (1985) - On some geotechnical characteristics of lateritic soils from Amphoe Muang, Changwat Khon Kaen.- Conference on geology and mineral resources development of the Northeast, Thailand/1985 - 11 - 26/ Khon Kaen. pp.361-373.
- AUTRET P.** (1974) - Nouvelles spécifications brésiliennes concernant les couches de base et de fondation en stabilisé mécanique utilisant les sols latéritiques. *Bull. Liaison Labo. P. et Ch.* 74, Nov. - Déc. 1974.
- AUTRET P.** (1980) - Contribution à l'étude des graveleux latéritiques traités au ciment. Thèse de Doct.- Ing. ENPC.
- AUTRET P.** (1982) - Contribution à l'étude des graveleux latéritiques traités au ciment. Limite de retrait. *Bull.Liaison Labo.P.et Ch.* - 118 - mars - avril 1982.
- BAGARRE A.** (1975) - Aide Mémoire de Pédologie. CEBTP - N.T. N°99.
- BAGARRE A.** (1984) - Synthèses: Utilisation des graveleux latéritiques en technique routière. *Rev. ISTED - CEBTP*.
- BALDOVIN G.** (1969) - The shear strength of lateritic soils. *Proc. of the Spec. Session of Eng. Prop. of lateritic Soils, Seventh Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Vol. 1, p.129-142.*
- BONITZER J. ; JEUFFROY G.** (1966) - L'essai AASHO. *Bull. Liaison Labo. P. et Ch. (Spécial E)*, Mai 1966
- BOURDEAU P.L.** (1983) - Dimensionnement des chaussées souples. Point de vue probabiliste ; *Rév. ITBTP*, N° 420, Déc. 1983.
- BROWN S.F.** (1974) - Repeated load testing of a granular material, *J. Geotechnical Eng. Div. ASCE*, vol.100, GT7, juil.
- BROWN S.F. *et al.*** (1975) - Repeated load triaxial testing of a silty clay. *Geotechnique*, 25 (1), p. 95 - 114.
- CEREEQ - BRGM.** (1982) - Analyses des contraintes naturelles et aptitudes des terrains à l'aménagement. *Rapp. Ministère Equipement Sénégal.*
- CEREEQ** (1945 - 1990) - Archives.



- CG2A (1989)** - Etude comparative des propriétés géotechniques des graveleux à l'emprunt et sur la route non revêtue. Direction des Etudes Générales et de la normalisation ; Centre Gabonais de Recherches Routière (CG2A-Gabob), Jan.1989.
- CHARMAN J.H. (1988)** - Laterite in road pavement. Spec.publ.-Constr.Ind.Res.Inf.Assoc. DA.1988.
- CHEN R.H. (1988)** - A study on some engineering properties of lateritic soil.- Int.Conf.on Geomechn.in Tropical soils.-2/1988 - 12-12/1988/Singapore.
- De CARVALHO J.B. (1984)** - Lateritic aggregate used to fabricate concrete. Assos. Eng. Geol., N° 30, p. 461-463.
- De MEDINA J. (1964)** - Les latérites et leur application à la technique routière. Rév. Générale des routes, N° 382, p. 81-94.
- DIAS R.D and HEHLING W.Y.Y. (1986)** - Geotechnical aspects of undeformed lateritic soils in south Brazil. 5/ Cong. IAEG, p. 793 - 796.
- De CARVALHO J.B. (1984)** - Lateritic aggregate used to fabricate concrete. Assoc. Eng. Geol. N°30, pp.461 - 463.
- DEP (1982)** - Etude de renforcement des routes bitumées. Phase I - Diagnostic.République du Sénégal (Ministère de l'Equipement) - Rapport général - (Juin 1982)
- DESHMUKH A.M. (1988)** - Geotechnical properties of laterites of Goa.- Int.Conf.on Geomechn. in Tropical soils.- 2/1988 - 12 - 12/1988/Singapore.
- DIAKITE A. (1985)** - Contribution à l'étude du comportement des sols argileux sous sollicitations cycliques. Thèse Doct. 3<sup>ème</sup> cycle, INPL - ENSG, Juin 1985.
- DUFORT M.-P. (1993)** - Usage routier de graveleux latéritiques au Sénégal. Etude statistique. Rapp. Proj. 3<sup>ème</sup> Année ENSG, Labo. Géom. ; Mars 1993.
- FRANCE J.W. et al. (1977)** - Effects of drainage in repeated loading of clays. J. of Eng.Div. ASCE (GT7), vol.103, July ; p. 769 -785.
- GBAGUIDI I. (1985)** - Evaluation des qualités routières des sols latéritiques traités à la chaux. Application au contexte africain. Thèse Doct.-Ing. INSA.Rennes.
- G.S.E.G.W.P.R. (1990)** - Tropical residual soils. The Quarterly Journal of Eng. Geology, vol. 23 N° 1.
- GIDIGASU M.D. (1976)** - Laterite soil engineering-Pedogenesis and Engineering Principles. Elsevier Scientific Publishing Company AMSTERDAM.
- HERNADEZ J.R. (1983)** - Contribution à l'étude des sols supports des chaussées partiellement saturés. Thèse de Doct. Ing. INSA Rennes, Juil. 1983.
- HORNYCH P. et al. (1993)** - Etude des déformations permanentes sous chargements répétés de trois graves non traitées. Bull. Liaison Labo. P. et Ch. Mars - Avril 1993 (Réf. 3736).
- JEUFFROY G. (1971)** - Conception et construction des chaussées, 2<sup>ème</sup> édition.

- KENNETH L *et al.*** (1971) - Plane-Strain undrained strength of compacted clay. *J. of Soil Mec. and Found. Eng.* Vol. 97 N° SM1 ; p.219 - 237.
- KENNETH L *et al.*** (1976) - Strength of clay subjected to cyclic loading. *Marine Geotechnology*, Vol. 1, N° 3, p. 165 - 185.
- KONDNER.** (1963) - Hyperbolic stress-strain response of cohesive soils. *J. of the soil Mec. and Found. D.N. Div.*
- KONRAD *et al.*** (1991) - Comportement non drainé du sable d'Hostun lâche. *Rév. Franç. Géot.* N° 54, p. 53-63 (Jan. 1991).
- LCPC** (1965) - Essais de plaques et mécanique des chaussées. *Bull. Liaison Labo. P. et Ch. (Spécial B)* ; Fév. 1965.
- LIAUTAUD G.** (1971) - La conception des corps de chaussée en zone tropicale. *ITBTP*, N° 146.
- LIN ZONGYAN** (1986) - On the engineering classification of latérite. 5th Int. IAEG Congress, Buenos Aires, 1986. pp.811 - 820.
- LOHNES R.A. and DEMIREL T.** (1973) - Strength and structure of laterites and lateritic soils. *Eng. Geol.* N° 7, pp.13 - 33.
- MADU R.M.** (1977) - An investigation into the geotechnical and engineering properties of some laterites of Eastern Nigeria. *Eng. Geol.* vol.11 , pp.101-125.
- MAIGNIEN P.** (1966) - Compte rendu de recherches sur les latérites. UNESCO.
- MAIGNIEN R.** (1965) - Notice explicative de la carte pédologique du Sénégal au 1/1 000 000. O.R.S.T.O.M. (Centre de Dakar)
- MAIGNIEN R.** (1965) - Notice explicative de la carte pédologique du Sénégal au 1/1 000 000. O.R.S.T.O.M. (Centre de Dakar)
- MALOMO S.** (1981) - The compressibility characteristics of a compacted laterite soil. *Assoc. Eng. Geol.* N°24, p.151 - 154.
- MALOMO S.** (1986) - Penetration resistance and basic engineering properties of laterite profile soils. 5th Int. IAEG Congress, Buenos Aires, 1986) p.821 - 828.
- MALOMO S.** (1983) - Stress-strain behavior of some compacted laterite soils from North-East Brazil. *Assoc. Eng. Geol.* N°28, p.49 - 54.
- MALOMO S.** (1989) - Microstructural investigation on latérite soils. *Int. Assoc. Eng. Geol.* N°39, p.105 - 109.
- MARC S.** (1982) - Contribution à l'étude des graveleux latéritiques traités au ciment. Limite de retrait. *Bull. Liaison Labo. P. et Ch.* - 118 - mars - avril 1982.
- MARTINEZ J** (1982) - Contribution au dimensionnement des chaussées souples. Comportement des matériaux et méthodes de calcul. Thèse de Doct. Ing. INSA Rennes.
- MARTINEZ J** (1990) - Contribution au dimensionnement rationnel des structures de chaussées souples et inverses. Comportement des graves non traitées et des sols support. Thèse Doct. Etat. Univ. Montpellier II.

- MESSOU M.** (1976) - A study on some engineering properties of lateritic soil.- Int.Conf.on Geomechn.in Tropical soils.-2/1988 - 12-12/1988/Singapore.
- MESIDA E.A.** (1987) - the relationship between the geology and the lateritic engineering soils in the northern environs of Akure, Nigeria. Assoc.Eng.Geol.N°35, p.65 - 69.
- NAHON D.** (1970) - Nouvelles observations sur les faciés d'altérations anciennes au Sénégal et en Mauritanie. Trav.Labo.Sc.de la T., série A, n°2, Saint-Jérôme Marseille.
- NAHON D.** (1971) - Contribution à l'étude de la genèse des cuirasses ferrugineuses quaternaires sur grés: Exemple du Massif de Ndiass (Sénégal Occidental) Dépt.Géol.Fac.Sc.Univ.Dakar, Rapp.N°31-Juillet 1971.
- NOVAIS-FERREIRA H.et CORREIA J.A.**(1965) - The hardness of lateritic concretions and its Influence in the Performance of Soil Mechanics Tests. Laboratorio de Engenharia de Angola); Proc. Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., 6/Montéal, vol.1. p.82 - 86.
- OCTAVO V.B. and al.** (1986) - Geotechnical investigations of soils of the borrow areas for Cachoeira Porteira dam.Int. Ass. of Eng. Geol. International congress. 5/1986 -10-20/Buenos Aires.
- OGUNSANWO.O.** (1985) - Variability in the shear strength characteristics of an amphibolite derived laterite soil.Assoc.Eng.Geol.N°42,pp.111 - 115.
- OGUNSANWO.O.** (1986) - Basic index properties, mineralogy and microstructure of an amphibolite derived laterite soil.Assoc.Eng.Geol.N°33, p.19 - 25.
- OGUNSANWO.O.** (1988) -Basic index properties, chemistry and mineralogy of some laterite soils from S.W. Nigeria.Assoc.Eng.Geol.N°37, p. 131 - 135.
- OGUNSANWO.O.** (1989) - Some geotechnical properties of two laterite soils compacted at different energies. Engineering Geology, 26 (1989), p. 261 - 269.; 2
- OGUNSANWO.O.** (1989) - Some properties of a sedimentary laterite soil as engineering construction material.Int.Assoc.Eng.Geol.N°39, p. 131 - 135.
- PANDIAN N.S. et al.** (1993) - Tropical clays - I. Index properties and microstructural aspects ; II. Engineering behaviour. J. of Geotechn. Eng. vol. 119, N° 5, p. 827 - 861.
- PAPPIN J.W. et al. et al.** (1992) - Effective behaviour of saturated and partially saturated granular material subjected to repeated loading. Géotechnique 42, N°3, p. 485 - 489.
- PAUTE J.-L.** (1983) - Comportement des sols supports de chaussées à l'appareil triaxial répétés. Bull. Liaison Labo. P.et Ch. (124) Mars - Avril (Téf.2788).
- RAHMAN M.A.** (1987) - Effects of cement-rice husk ash mixtures on geotechnical properties of lateritic soils. Soils and foundations. Vol.27 N°2, p. 61-65. - BRGM- 87 (87-0377995).
- RAMANOARISON N.** (1985) - Etude de la stabilisation à la chaux des sols latéritiques. Thèse de Doct. Ing. Univ. Paris VI et ENSM paris,. 111 p.
- REMILLON A.** (1967) - Les recherches routières entreprises en Afrique d'expression française. Application à la conception et au renforcement des chaussées économiques, ITBTP.

**SAMB M.S. (1986)** - Caractéristiques des complexes latérite-géotextile pour le renforcement des remblais. Mém.de Mait.d'Ing.(transport) - Dépt.G.C. Ecole Polytechnique de Montréal (Canada).

**SECRETARIAT D'ETAT AUX AFFAIRES ETRANGERES - CEBTP-BCEOM**

- Guide pratique de dimensionnement des chaussées dans les pays tropicaux, CEBTP ; 2<sup>ème</sup> édition, 1984 ;

- Manuel sur les routes dans les zones tropicales et désertiques, BCEOM - CEBTP :

- tome 1 : Politique et économie routière ; 2<sup>ème</sup> édition, 1991,
- tome 2 : Etudes techniques et construction ; 2<sup>ème</sup> édition, 1991 ;
- tome 3 : Entretien et gestion des routes ; 2<sup>ème</sup> édition, 1991.

**SBRIGHT NETO C and al. (1986)** - The use of lateritic concretions of several sources as concrete aggregates. - Int. Ass. of Eng. Geol. International congress. 5/1986-10-20/Buenos Aires.

**SIKALI F. (1979)** - Caractéristiques et comportement élasto-plastique d'une latérite pour son utilisation en couche de chaussée. Thèse 3<sup>ème</sup> cycle, Univ.Yaoundé, Cameroun, 214 pp.

**SIKALI F. (1980)** - Détermination d'un modèle rhéologique pour une latérite compactée par des essais simples de laboratoire. Journées Univ. G. C. "Méc. Sols Appl." INSA Lyon (22-32 Oct. 1980).

**SREEKANTIAH H. R (1987)** - Laterites and lateritic soils of West Coast in India. Southeast Asian geotechnical conference. 9/1987 - 12 - 07/Bangkok. Vol.1 p. 159 - 170 - (Réf.BRGM- EAU-022 88 - 0174260).

**SRIDHARAN A. (1988)** - General report: engineering properties of tropical soils.- Int.Conf.on Geomechn.in Tropical soils.-2/1988\_12-12/1988/Singapore.

**SWEERE G. ; GALJAARD P. ; TJONG T. (1988)** - Engineering behaviour og laterites in road constructions. Int. Conf. on Geom. in Tropical Soils. Vol.1, p.421 - 427.

**TESSIER F. et al. (1975)** - Reform of the concept of " Continental Terminal " in the coastal sedimentary basins of West Africa.Trav.Labo.Sc.de la T., serie A, n°8, Saint-Jérôme Marseille.

**TESSIER F. (1965)** - Les niveaux latéritiques du Sènègal. Ann.Fac.Sciences Marseilles, t.37, p.221 - 237.

**THANACHAREONGIT T. (1982)** - Contribution à l'étude mécanique d'une argile normalement consolidée. Essais triaxiaux sur chemins de contraintes contrôlés monotones ou cycliques répétés lents. Thèse Spéc.Génie Civil, INSA Toulouse ; 134 p.

**TOLL DG. and al. (1987)** - The role of soil fabric in determining of engineering behaviour of compacted lateritic and quartzitic gravels. Workshop 1. Int. geom.Conf./1985./Manchester (GBR) Vol.64 p.133-144.

**TRRL.** - Dimensionnement des chaussées , Road note n° 29.

- TRRL.** (non datée) - Dimensionnement des chaussées revêtues dans les pays tropicaux, Road note n° 31.
- UMARANY M.-I. et DAVID J.W.** (1991) - Engineering properties of a laterite soil profile. Eng. Geol., 31 (1991), p.45-58.
- USAID.** (1971) - Laterite and lateritic soils and Other Problem Soils of Africa. Report AID/CSD-2164 : 290 p.
- VALLERGA B.A et al.** (1969) - Engineering study of laterites and lateritic soils in connection with construction of road, highways and airfields. Contr. Rept. AID/CSD-1810 : 165 p and appendices.
- WALLACE, K.B.** (1973) - Structural behavior of residual soils of the continually wet Highland of Papua New Guinea. Géotechnique 23, N°2, p.203-218.
- YOUSOUF S.** (1986) - La latérite et son utilisation en Génie Civil. Mémoire de D.E.A. INPL - ENSG.
- ZONGHUA L.** (1986) - On the engineering classification of laterites.-Int. Ass. of Eng. Geol. International congress. 5/1986-10-20/Buenos Aires.

---

# **ANNEXE I : Méthodes de dimensionnement routier**

---

## METHODES DE DIMENSIONNEMENT DES CHAUSSEES

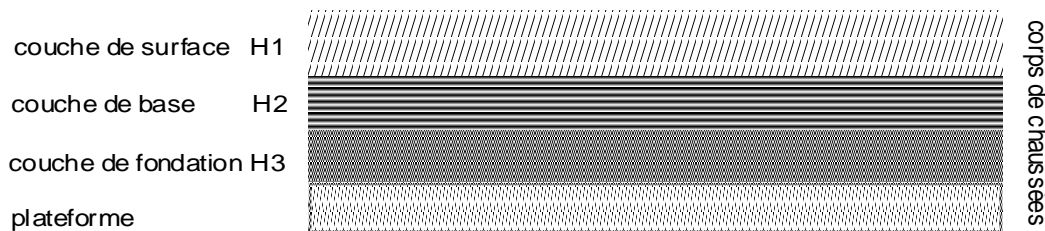
La détermination de l'épaisseur des différentes couches de la chaussée constitue une partie importante de l'objet de dimensionnement.

L'épaisseur d'une manière générale dépend d'un certain nombre de facteurs (l'importance du trafic, la qualité du matériau, la portance du sol support, la technique de mise en œuvre et l'environnement).

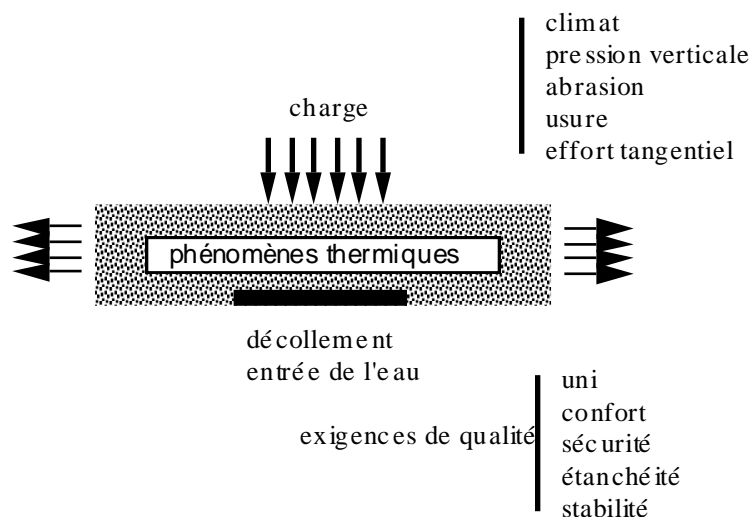
Compte tenu de ces paramètres, diverses méthodes ont vu le jour dans différents pays en fonction de leurs caractéristiques propres, cependant on peut affirmer que les démarches sont semblables aussi les différentes méthodes se subdivisent-elles en deux groupes :

- les méthodes dites empiriques ou classiques;
- les méthodes rationnelles (ou des systèmes multicouches) ou modernes.

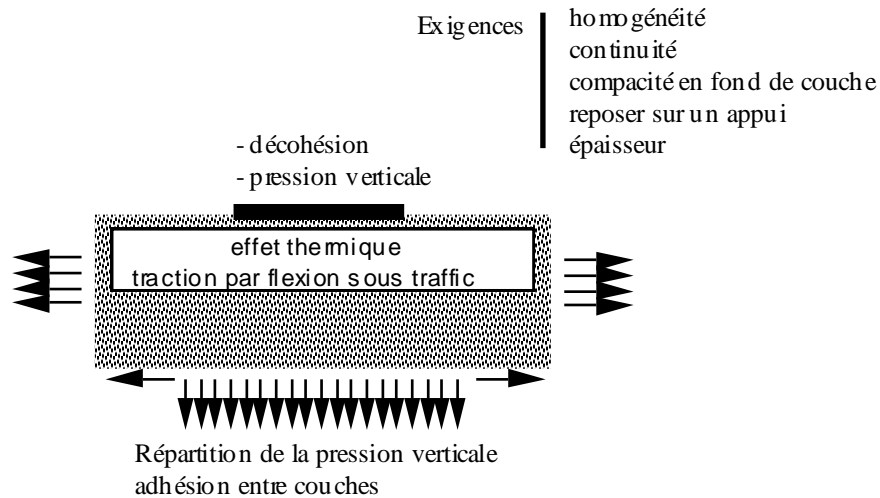
Cette division est très schématique car les méthodes rationnelles ont besoin de s'appuyer sur des vérifications expérimentales. Les figures suivantes donnent le rôle et les exigences que doivent satisfaire les différentes couches de chaussées.



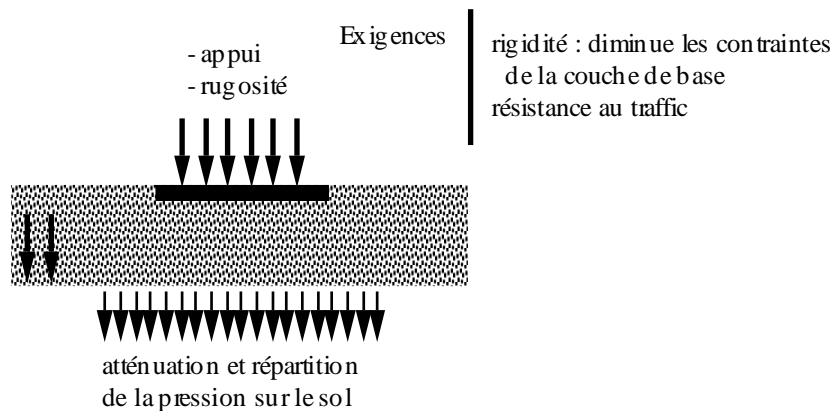
*Fig.AI.1 - Structure de chaussée type*



*Fig.AI.2a - Principales contraintes auxquelles doit répondre la couche de roulement*



*Fig.AI.2b - Principales contraintes auxquelles doit répondre la couche de base*



*Fig.AI.2c - Principales contraintes auxquelles doit répondre la couche de fondation*

## 1 - L'ESSAI AASHO - EQUATIONS ETABLIES PAR L'ESSAI AASHO (1962)

Un vaste programme de recherche a porté sur les chaussées-béton, les chaussées souples et diverses structures aux États-Unis à la fin des années 50.

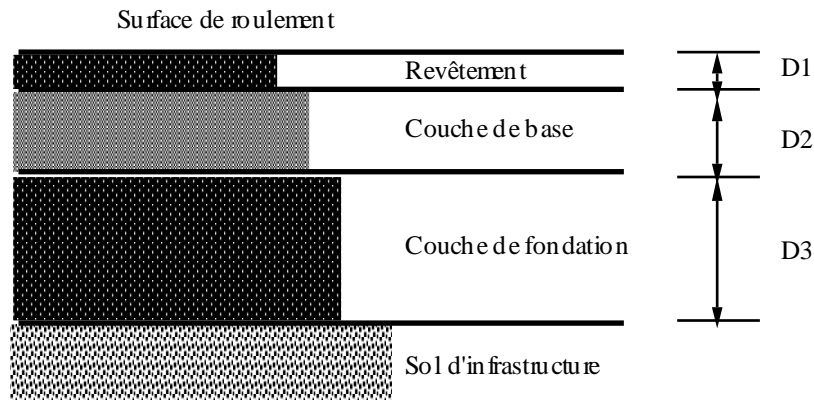
son but essentiel était de fournir les données techniques destinées à être utilisées pour la solution des problèmes économiques liés aux programmes américains d'équipement du réseaux des transports, le problème technique à proprement parler était de mettre en relation le comportement d'une chaussée avec sa structure et avec le trafic qui l'utilise.

Les essais WASHO (1955) et AASHO (1956 à 1960) exécutés par le Highway Research Board (HRB) ont apportés des progrès considérables au dimensionnement routier grâce à l'analyse statistique des phénomènes de rupture observés.

Une chaussée est caractérisée par son indice de viabilité  $p$ . Pour une chaussée neuve, il est égal à  $c_0$  et  $c_1$  pour une chaussée en ruine. Dans le cas des structures simples  $c_0 = 4,2$  et  $c_1 = 1,5$ . L'indice de viabilité est estimé par l'inspection de l'état de la surface de roulement (uni, fissuration,



orniérage, etc..) pour les diverses valeurs du nombre d'essieu équivalents  $W$  (8,1 tonnes lors des essais AASHO).



**Fig.A1.3** - Structure type des chaussées souples expérimentées lors des essais AASHO

Les équations de base sont :

$$p = c_0 - (c_0 - c_1) \left( \frac{W}{\rho} \right)^\beta \quad (1)$$

$$\beta = b_0 - \frac{B_0 (L_1 + L_2)^{\beta_2}}{(D + a_4)^{\beta_3} L_2^{\beta_3}} \quad (2)$$

$$\rho = \frac{A_0 (D_1 + a_4)^{A_1} L_2^{A_3}}{(L_1 + L_2)^{A_2}} \quad (3)$$

$$D = a_1 D_1 + a_2 D_2 + a_3 D_3 \quad (4)$$

Les paramètres  $\beta$  et  $\rho$  sont des fonctions de l'épaisseur équivalente  $D$ , de la charge de l'essieu équivalent ( $L_1 = 18$  kips = 8,1 tonnes) et du type d'essieu ( $L_1 = 1$  cas de l'essieu simple;  $L_1 = 2$  cas de l'essieu double).

Les coefficients  $\beta_0$ ,  $A_i$ ,  $B_i$  ont des valeurs numériques déterminées empiriquement. Les coefficients  $a_i$  caractérisent la qualité du matériau.

L'équation (1) indique que lorsque  $W$  atteint la valeur  $\rho$ ,  $p$  vaut  $c_1$ . Alors l'indice de viabilité atteint sa valeur finale et la chaussée est hors d'usage. Le paramètre  $\rho$  représente la capacité limite (en essieu équivalent) de la chaussée ;  $\beta$  traduit la vitesse de dégradation ou vitesse de vieillissement.

La fonction  $p(W)$  est analogue à une courbe contrainte - déformation d'un échantillon de sol soumis à des essais de compression sous charge cyclique (Bourdeau et al., 1983).  $W$ , alors représentant le nombre de cycles, et  $p$  la déformation.

Les équations (1) à (4) sont celles déduites directement des résultats des essais. Il faut rappeler que les conditions suivantes sont celles des essais AASHO :

- sol d'infrastructure uniforme pour tous les tronçons d'essais (limon argileux CL, CBR moyen entre 1,9 et 3,5),
- superstructures sur remblais de faibles hauteur, donc des conditions de drainage favorables,
- climat froid, et une profondeur de pénétration du gel d'environ 1 m et enfin des précipitations annuelles d'environ 1000 mm par an.

L'équation (1) n'est donc en principe valable que pour ces conditions.

Shook J.F. et al.(1966), tenant compte de ces limites introduisent le CBR du sol d'infrastructure par la relation suivante, reliant l'épaisseur de la chaussée,  $W$  et les  $L_i$  :

$$D = f(W, L_1, L_2) \cdot \left(\frac{2,5}{CBR}\right)^{0,4} \quad (5)$$

### **Conclusion :**

L'essai AASHO n'a pas la prétention d'être un recueil d'équations de calcul des chaussées, mais un outil de base d'aide aux méthodes de calcul, car il a pris en compte beaucoup de facteurs importants, suivants une méthode rigoureuse. C'est en cela que ce travail est intéressant. Seulement vu les conditions de cet essai et de ses résultats, les différents abaques qui résultent de cet essai devraient être pris comme des indications et non comme des moyens de calcul pour les chaussées de type latéritiques. Même l'adaptation de l'abaque de Peltier, qui tient aussi compte du facteur gel devrait être aussi révisé pour peu que l'on travaille sur des sols tropicaux ou l'indice CBR est généralement très élevé.

## **2 - METHODES DITES "EMPIRIQUES"**

Parmi les méthodes empiriques, la plus connue est la méthode dite du CBR (Californian Bearing Ratio) (Peltier, 1958). Cette méthode est en fait basée d'une part sur la résistance au poinçonnement du sol de fondation, résistance appréciée par un essai normalisé le CBR, et d'autre part sur la théorie de Boussinesq donnant la répartition en profondeur des pressions verticales.

On considère un massif homogène, isotrope et élastique limité par un plan horizontal et de dimension infinie.

Si l'on applique à la partie supérieure du massif une charge verticale  $P$  répartie uniformément sur un cercle de rayon  $R$ , il en résulte sur un plan horizontal situé à une profondeur  $z$ , une pression verticale  $\sigma_z$  qui est maximum à l'aplomb du cercle et vaut :

$$\sigma_z = P \left[ 1 - \frac{1}{\left(1 + \frac{R^2}{z^2}\right)^{3/2}} \right] \quad [a]$$

A la profondeur  $z = e$  correspondant par exemple à l'épaisseur de la chaussée, la pression  $\sigma_e$  qui s'exerce sur le sol de fondation doit être inférieure à la résistance au poinçonnement  $I$  de ce sol.

$\sigma_e = KI$  ( $K$  coefficient de sécurité tenant compte du caractère empirique de l'essai).

Les premiers abaques CBR américains représentent donc la formule

$$KI = P \left[ 1 - \frac{1}{\left(1 + \frac{R^2}{e^2}\right)^{3/2}} \right] \quad [b]$$

ou en résolvant par rapport à  $e$  on a :

$$e = \frac{R}{\sqrt{\left[1 - \left(\frac{KI}{P}\right)^{-2/3} - 1\right]}}$$

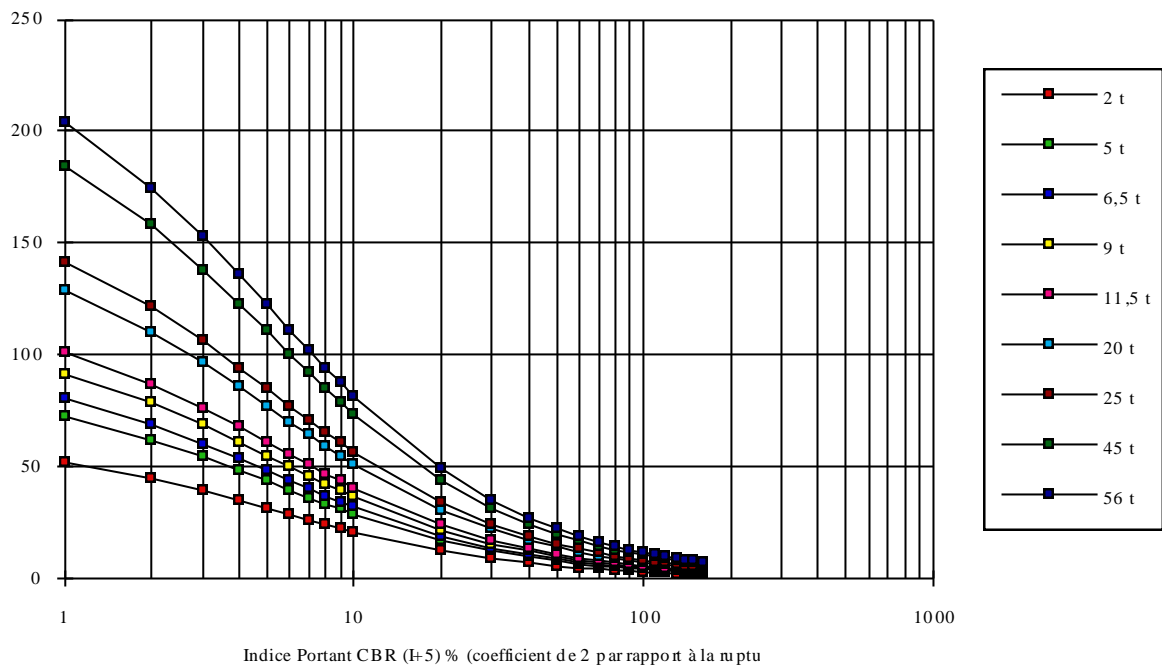
Ces abaques ont plutôt été tracés en fonction de la charge  $P$ . Ils s'expriment par la relation usuelle :

$$e = \frac{(100 + 150\sqrt{P})}{I + 5}$$

$e$  épaisseur en cm  
 $P$  charge par roue en tonne

Cette formule qui ne tenait pas compte de l'intensité du trafic a évolué à la suite de la publication des abaques de la Road Note 29 (R.R.L., 1960).

Ces abaques anglais résultent de l'observation du comportement des chaussées anglaises. Les abaques de la RRL considèrent 7 intensités de trafic (figure AI.4).



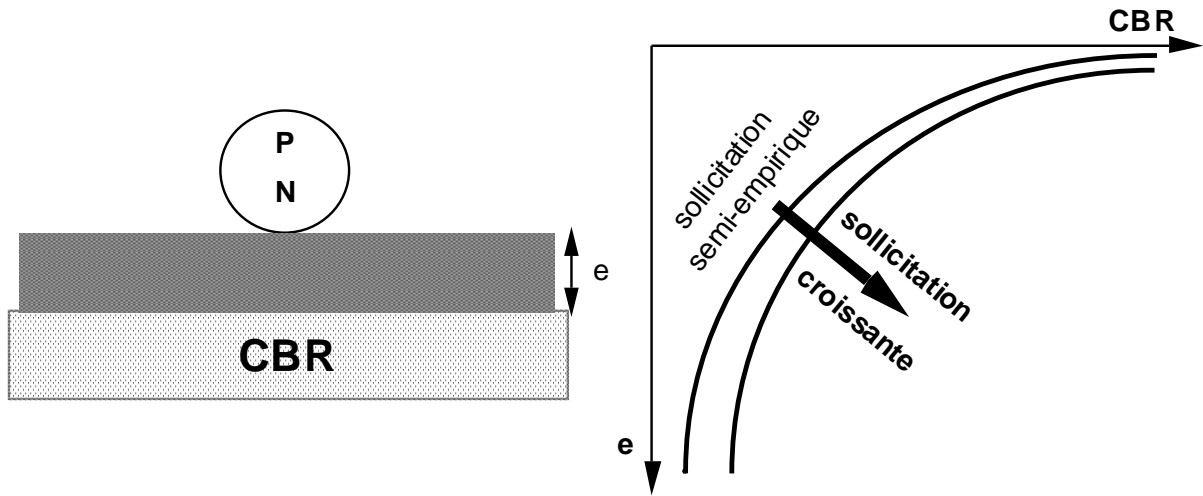
**Fig.A1.4 - Abaque RRL (1960)**

Ces abaques ont été mis sous forme d'équation par Peltier, selon la relation suivante, donnant l'épaisseur de la chaussée en fonction du trafic et des charges appliquées par essieu simple ou double.

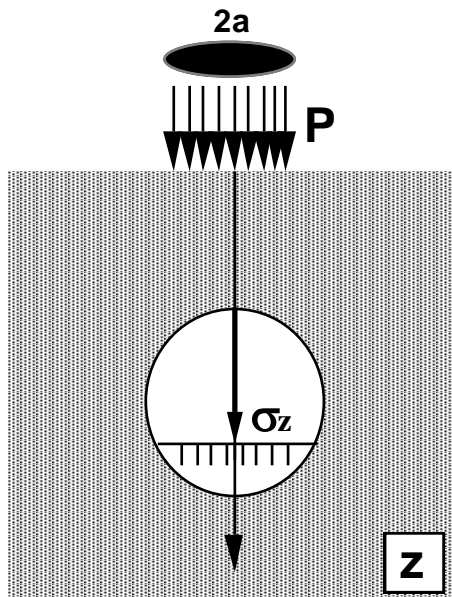
$$e = \frac{100 + \sqrt{P} \cdot (75 + 50 \log \frac{N}{10})}{I + 5}$$

N = Nombre moyen journalier de véhicules de plus de 1500 Kg à vide qui circulent sur la chaussée.

Cette méthode dans l'esprit de ses initiateurs ne s'appliquent qu'aux chaussées dont aucune des couches ne présente de rigidité notable. L'utilisation des abaques RRL était la plus utilisée. La figure A1.5 résume la méthode CBR.



Solution axée sur la sécurité vis à vis du poinçonnement



$$\sigma_z = P \cdot \frac{a}{a^2 + z^2} \left( \neq P \left[ 1 - \frac{z^3}{(a^2 + z^2)^{3/2}} \right] \right)$$

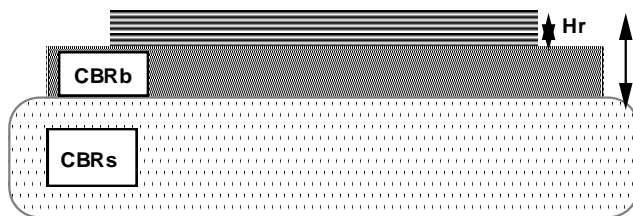
(Boussinesq)

On ignore la flexion des couches

$$\sigma_z = \frac{100 + \sqrt{P} \cdot (75 + 50 \log \frac{N}{10})}{CBR + 5}$$

e épaisseur totale en cm  
P charge par roue de référence en T  
N nombre de camions/j > 1,5 T à vide

(Formule de Peltier établie à partir des courbes R.R.L.)



Ht Dimensionnement itératif d'une couche multicouche

$$H_t = f(CBR_s)$$

$$H_r = f(CBR_r)$$

Les méthodes récentes prévoient des épaisseurs minimales de revêtement et de couches de base fonctions du trafic. Seule la fondation dépend du  $CBR_{sol}$ .

Fig.A1.5 - Principe de la méthode du CBR

Une autre méthode qui se situe à la limite des deux groupes est celle de Ivanov (1961) qui suppose que les déformations de la chaussée sont élastiques, et elle substitue à la loi réelle de répartition des pressions en fonction de la profondeur une loi approximative.

$$\sigma = \frac{P}{[1 + a(\frac{z}{D})^2]}$$

D diamètre du cercle de l'empreinte  
du pneu à la partie supérieure de la chaussée  
P pression du pneu sur l'empreinte  
z profondeur du plan sur lequel s'exerce  
dans l'axe du cercle et sur un élément horizontal la contrainte verticale

a coefficient correctif de la répartition en fonction du modèle.

a = 2,5 cas de monocouche

a = 2 cas de bicouche

a = 1 cas de tricouche

Dans cette méthode, le critère de bon comportement de la chaussée n'est pas un critère de résistance au poinçonnement du sol de fondation mais un critère de déformation en surface. La déflexion F en surface pour un camion type ( pour des valeurs données de P et D) doit être inférieure à des valeurs critiques fixées par l'expérience, on considère plutôt :  $\lambda = \frac{F}{D}$  qui doit être à 0,03 ou 0,006 selon l'importance de la route (Ivanov, 1961).

### 3 - METHODES DITES "RATIONNELLES"

Chacune des méthodes dites classiques ou empiriques a son champs propre d'application en fonction du climat, du trafic du sous-sol et des matériaux disponibles; ce champ est surtout celui de sa mise au point. Les méthodes dites rationnelles sont nées du souci d'appliquer les théories de la mécanique des sols aux problèmes routiers afin de pouvoir résoudre d'une manière plus précise un certain nombre de problèmes qui ne se résolvait qu'au sentiment et à l'empirisme.

Dans ces méthodes, le comportement du matériau est schématique. Les principales schématisations en mécanique des chaussées sont le comportement élastique et viscoélastiques.

Les principales étapes de l'application des méthodes rationnelles sont résumées ci-après :

#### 3.1 - Théorie de Boussinesq

Rappelée ci-dessus, elle permet dans le cas de la charge uniformément répartie P, sur un cercle de centre O et de rayon R de calculer en plus de la contrainte maximum à une profondeur z au niveau de l'axe de charge, les contraintes radiales et le cisaillement maximum ainsi que le tassement ou déflexion maximum.

$$\text{contrainte verticale} \quad \sigma_z = P \left[ 1 - \frac{z^3}{(R^2 + z^2)^{3/2}} \right]$$

$$\text{contrainte radiale} \quad \sigma_r = \frac{P}{2} \left[ -1 \frac{(1+2\gamma)}{4} + \frac{2(1+2\gamma)z}{(R^2 + z^2)^{1/2}} - \frac{z^3}{(R^2 + z^2)^{3/2}} \right]$$

$$\text{cisaillement max} \quad \tau_{max} = \frac{\sigma_z - \sigma_r}{2} = P \left[ \frac{(1-2\gamma)}{4} + \frac{(1+\gamma)z}{2(R^2+z^2)^{1/2}} - \frac{3z^3}{4(R^2+z^2)^{3/2}} \right]$$

La déflexion (ou tassement) au centre du cercle entre  $z$  et l'infini est donnée par :

$$W = \frac{P}{E} \left[ (2 + 2\gamma^2)(R^2 + z^2)^{1/2} - \frac{(1+\gamma)z^3}{(R^2 + z^2)^{1/2}} - (-1 + \gamma + 2\gamma^2)z \right]$$

à la surface  $z = 0$

$$W = \frac{2PR}{E} (1-\gamma^2)$$

Le coefficient de Poisson  $\gamma$  varie de 0 à 0,5. 0,5 correspond à un sol saturé. Des expériences citées par plusieurs auteurs rapportent que pour les chaussées  $\gamma$  est plutôt comprises entre 0,25 et 0,5 et une valeur moyenne de 0,35 est généralement retenue.

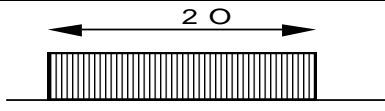
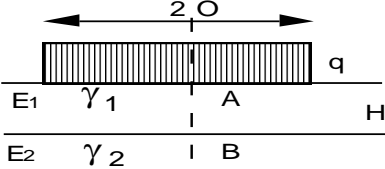
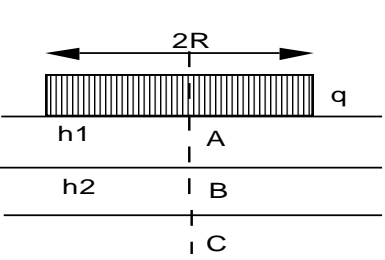
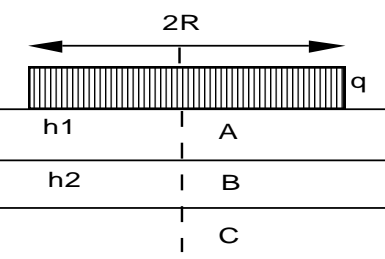
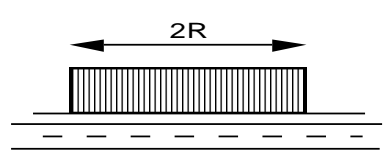
$$\text{pour } \gamma = 0,5 \quad W_o = 1,5 \frac{PR}{E}$$

$$\text{pour } \gamma = 0,35 \quad W_o = 1,755 \frac{PR}{E}$$

Des tables ont été établies par différents auteurs pour les différents cas de charges; les plus connues dont celle de Ahlvin et Ulery pour les charges circulaires normales et uniformément réparties. L'utilisation du schéma de Boussinesq à l'analyse des chaussées nécessite de considérer l'ensemble sol-support et chaussée comme un solide homogène, semi-indéfini isotrope et élastique.

### 3.2 - Système multicouches

L'utilisation dans le corps de chaussée des couches souvent de nature différente est généralement de fonction distincte fait regarder la route comme un système de  $(n-1)$  couches reposant sur la  $n$  ième couche qu'est le sol de fondation. (Tableau AI.1).

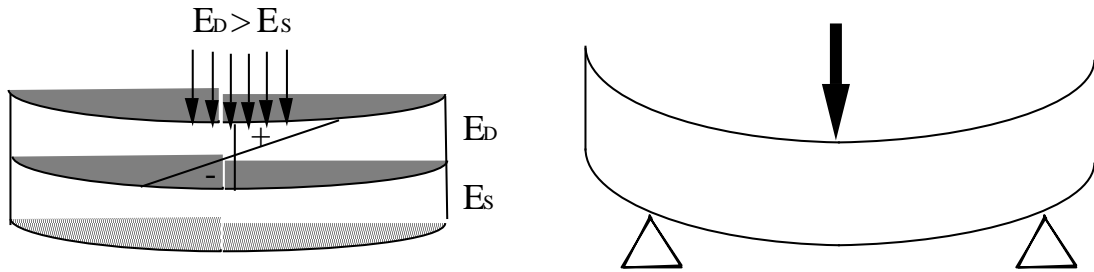
	<p>solide élastique semi-infini. Hypothèses dites de Boussinesq, de l'Horlet Tables ULHERY et ALHVIN</p>
	<p>solide élastique ou plaque reposant sur un substratum élastique type Boussinesq, solution pour <math>W_A</math>, <math>\sigma_z B</math>, <math>\sigma_r B</math> (Burmister) (E. Gerrard : tables plus détaillées)</p>
	<p>tous les matériaux sont des solides élastiques. Tables pour <math>\sigma_r B</math>, <math>\sigma_z C</math>, <math>\sigma_r B_2</math>, <math>\sigma_r C_1</math>, <math>\sigma_r C_2</math> (Peattie et Johnes : E. Gerrard)</p>
	<p>plaque reposant sur une couche reposant elle-même sur un substratum élastique. Abaques données pour <math>W_A</math>, <math>\sigma_z B</math>, <math>\sigma_r B</math> (Jeuffroy et Bachelez)</p>
 <p>1 à 10 couches</p> <p>Si les couches sont désignées par "solide élastique", il n'y a pas de glissement à l'interface <math>\tau = 0</math>, c'est un contact parfait.</p>	<p>couches élastiques, jusqu'à 10 couches. Peu de résultats numériques. Abaque quadricouche de Werstaeten (V.Maury)</p> <p>Si les couches sont désignées par "plaques", il y'a glissement à l'interface <math>\tau \neq 0</math>, c'est un glissement parfait.</p>

**Tableau A1.1**

Les figures ci-après dus à Morgenthaler (1975) donnent quelques caractéristiques dans des cas particuliers des modèles bicouches et tricouches les plus utilisés dans le dimensionnement des chaussées.

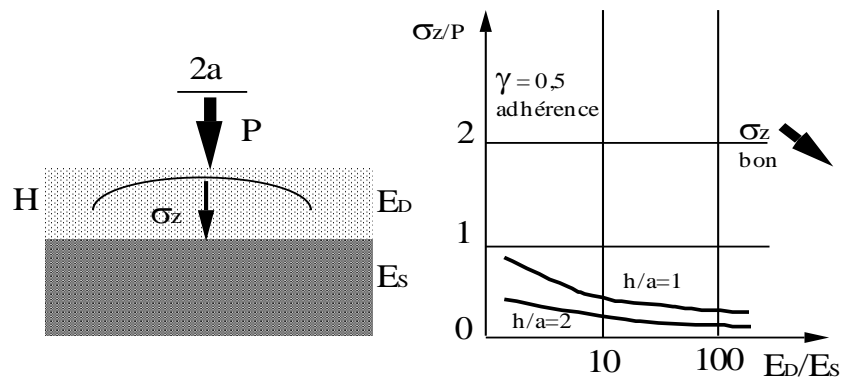
**- cas de la bicouche**





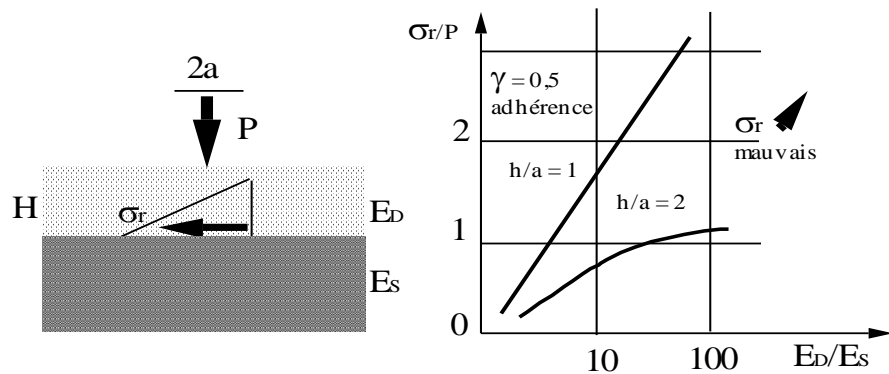
**Fig. AI.7 - Schématisation du système bicouche**

La traction se fait essentiellement par flexion



**Fig. AI.8 - Influence du rapport des modules sur la résistance au poinçonnement ( $E_D/E_S$  augmentant  $\sigma_z$  bon) (Morgenthaler, 1975)**

Plus la couche est épaisse plus c'est favorable



**Fig. AI.9 - Influence du rapport des modules sur la résistance au poinçonnement ( $E_D/E_S$  augmentant  $\sigma_r$  mauvais) (Morgenthaler, 1975)**

**- cas de la tricouche**

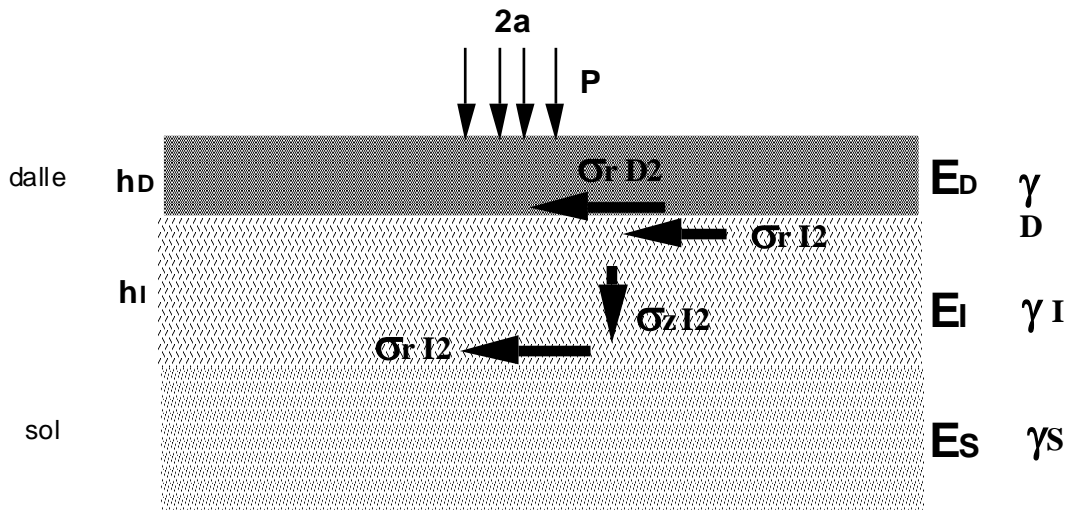


Fig.AI.10 - Schématisation du système tricouche

Si  $E_D > E_I > E_S$  on est toujours en traction à la base des couches

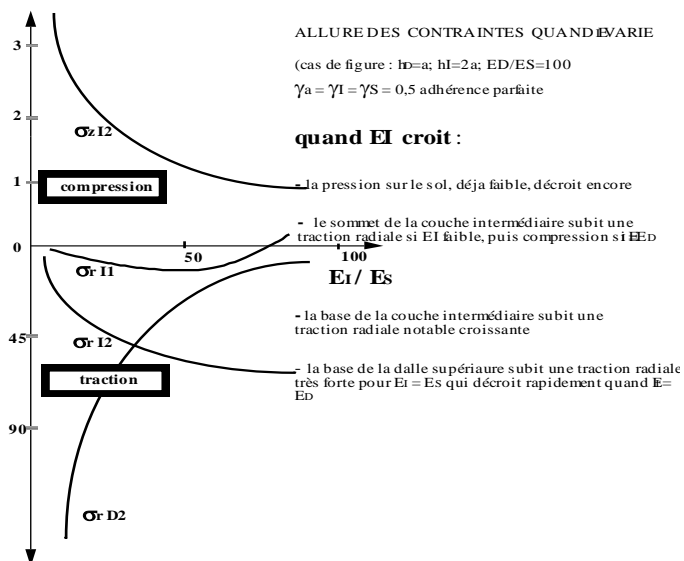


Fig.AI.11 - Allure des contraintes dans le système tricouche (Morgenthaler, 1975)

### 3.3 - Appréciation du comportement des chaussées

#### 3.3a - Généralités

L'approche rationnelle du calcul des chaussées et la prévision du comportement d'une couche de chaussée en place à partir des essais en laboratoire suppose la réponse à trois types de préoccupations :

- d'abord le choix du type de schématisation du comportement du matériau réel, permettant de prévoir soit la rupture ou les paramètres indicateurs des dégradations;
- l'évaluation de la caractéristique essentielle à l'utilisation de la schématisation choisie;
- la détermination de la relation entre d'une part la valeur d'un paramètre et la ruine de la chaussée et d'autre part la valeur du paramètre désirée.

Les réponses à ces préoccupations ne sont pas du tout aisées compte tenu des divers facteurs et de leurs variabilités. Concernant les matériaux non traités le problème devient très complexe.

## 1) Le modèle

Les schématisations les plus utilisées en mécanique des chaussées sont le comportement élastique et viscoélastique.

Le comportement élastique postule la proportionnalité entre la déformation relative et la contrainte. Les matériaux sont caractérisés avant la rupture par le module d'élasticité  $E$  et le coefficient de Poisson.

Dans le modèle viscoélastique, la relation entre la contrainte et la déformation fait intervenir le temps, "la réponse en déformation à une contrainte dépend de l'intervalle temps que sépare le moment de l'observation de la déformation de celui de l'application de la contrainte.

Les graves traitées aux liants hydrauliques et utilisés en couche de base principalement en France sont généralement classées dans les matériaux à comportement élastique.

Compte tenu de la faiblesse relative des charges du trafic et le temps de déchargement court, de l'ordre de  $\frac{1}{50}$  de seconde (Esta J.B., 1970), la théorie élastique est la plus utilisée. De nombreux efforts ont été développés dans la résolution des systèmes élastiques multicouches.

Un certain nombre de tables et abaqués établies par différents auteurs permettent de déterminer les contraintes et les déformations qui règnent dans une structure donnée en fonction du type de charge. Les plus connues sont les tables de Johnes, Ulhery et Alhvin, de Jeuffroy Bachelez, de Gerrard et le programme Alizée III.

Des programmes de calcul automatiques mis au point dans différents centres et laboratoires de recherche permettent de calculer les différentes contraintes et déformations, tels sont par exemple le programme BIZAR de la SHELL, ALIZEE III du LCPC (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées) et VESYS II du MIT ( Massachusetts Institut of Technology).

## 2) Les caractéristiques du modèle

Les matériaux doivent donc être caractérisés par leurs constantes élastiques mesurées expérimentalement. En France à la suite des conclusions des Journées d'Informations sur les assises traitées aux liants hydrauliques de Nantes (1974), on admet à 10 % près que les modules tangents en compression, en traction, en flexion et en dynamique sont égaux  $E_c = E_t = E_f = E_d = E$ .

Pour la grave-ciment, le module croit linéairement entre 0 et 60 jours. A 60 jours, il atteint 90 % de sa valeur finale. Cette valeur est comprise entre 1,5 MPa et 3,5 MPa.

En ce qui concerne les sols-ciments, Symons du RRL cité par Esta fait état de modules élastiques plusieurs fois plus grands en compression qu'en flexion; cependant Toklu (in Messou, M., 1980) note toutefois que certains résultats tendraient à montrer que le module en traction serait plus faible que le module en compression pour les sols-ciments. Ces résultats contradictoires sont dus probablement à des différences de mode de sollicitations et à l'attribution d'un même nom de sols-ciments à des matériaux divers.

A propos du coefficient de Poisson, pour les matériaux traités au ciment et à la chaux, la synthèse effectuée par Olle et citée par Toklu (in Messou M., 1980) donne une grande plage de variation du coefficient de Poisson de 0,0 à 0,4.

En France, on note en ce qui concerne les graves-ciments que le coefficient de Poisson varie de 0,10 à 0,20 et qu'en fait au jeune âge, le coefficient est de l'ordre de 0,4 et tend vers 0,30 pour les âges avancées (module élevé 200 000 à 300 000 bars).

Des expérimentations sur chaussées (Esta J.B.) indiquent que le coefficient de Poisson des couches de chaussées est de l'ordre de 0,35.

### c) Le dimensionnement

Dans les chaussées souples et déformables, la tenue de celle-ci est conditionnée par la contrainte verticale  $\sigma_z$  régnant sur le sol-support, la chaussée périclète par poinçonnement, l'objectif du dimensionnement est de s'assurer que  $\sigma_z$  est inférieur à la contrainte admissible du sol. Les assises de chaussées traitées aux liants hydrauliques en flexion, aussi l'appréciation du comportement sous une charge (par exemple la roue) est déformée. En surface par une déflexion  $d$ , à la base de la couche par

- une contrainte de traction par flexion  $\sigma_f$ ,
- une déformation par traction de la couche traitée  $\varepsilon_f$ ,
- une contrainte verticale  $\sigma_z$  sur le sol-support,
- une déformation du sol-support  $\varepsilon_z$

La contrainte de traction  $\sigma_f$  et l'allongement  $\varepsilon_f$  à la base de la couche, compte tenu du fonctionnement en flexion sont les paramètres fondamentaux du dimensionnement, ces valeurs devraient être inférieures aux valeurs admissibles pour le matériau.

De toute façon le matériau idéal pour construire une chaussée devrait être doué d'un faible module d'élasticité et d'une grande résistance à la traction par flexion Jeuffroy (1959), aussi caractérise - t'on le matériau du point de vue de sa résistance à la flexion par le rapport  $\frac{R_t}{E}$  .

Ce rapport devrait être aussi grand que possible. En France, on note que pour les graves-ciments le rapport  $\frac{R_t}{E}$  est particulièrement égal à la déformation en traction. Cette valeur fixe donc

l'allongement que l'on peut admettre à la base de l'assise traitée et intervient pour fixer la déflexion admissible.

Le principe du dimensionnement consiste donc à choisir une grave-ciment en épaisseur telle que la déformation de traction à la base ne dépasse pas la déformation maximale admissible du matériau compte tenu de la répétition des charges. Dans cet ordre d'idée une méthode de comparaison de différents types de graves-ciment dite de l'Indice - Qualité - Elastique (IQE) basée sur des épaisseurs théoriques nécessaires pour résister à  $10^6$  chargements et ce à partir du module de déformation et de la résistance à la traction a été mis au point.

La conception anglo-saxonne estime que les déformations en traction régnant sont supérieures aux déformations admissibles, le matériau ne conserve donc pas son monolithisme mais évolue vers un matériau frottant ayant une bonne stabilité mécanique, par conséquent la ruine par poinçonnement serait prépondérante.

### 3.3b - Paramètres d'appréciation-Valeurs admissibles de sols de fondations et de matériaux non traités - cas de chaussées souples

Compte tenu du nombre élevé de facteurs pouvant intervenir dans le comportement d'un sol de fondation. Il n'existe pas de méthodes fondamentales permettant de définir la contrainte admissible. On utilise une relation empirique entre le CBR et la contrainte verticale admissible, relation obtenue à partir de structures routières existantes jugées satisfaisantes en pratique.

$\sigma_z$  contrainte admissible est une fonction croissante du CBR (Messou M., 1980)

CBR	$\sigma_z$ (Kg/cm <sup>2</sup> )
0	0
5	0,25
10	0,60
15	1
20	1,5

**Tableau AI.2 - Valeurs du CBR pour  $\sigma_z$**

Le CBR est en fait du poinçonnement, la rupture a lieu par cisaillement. Kerhoven et Dormon ont montré que les contraintes de compression verticales sur le sol de fondation produites dans la chaussées, calculées d'après la méthode CBR sont en première approximation proportionnelles au module  $E_3$  du sol de fondation. Ces contraintes varient avec le nombre d'application.

$$\sigma_z = \frac{C.E_3}{1 + 0,7\log N}$$

C = 0,008 (calcul de Jeuffroy)

C = 0,006 (calcul de Acum et Fox)

Cette formule adaptée par Cosyn au Laboratoire d'Abidjan serait dans le cas de l'utilisation de véhicule de plus de 3,5 tonnes de poids total en charge.

$$\sigma_z = \frac{0,3.CBR}{0,72 + 0,7\log N}$$

Dormon et Metclaf ont donné à la suite d'essais *in-situ*, les valeurs admissibles suivantes pour les déformations de compression en fonction du nombre d'application de charge.

Nombre d'application	Déformation de compression admissible du sol de fondation
10 <sup>5</sup>	1,05 10 <sup>-3</sup>
10 <sup>6</sup>	6,5 10 <sup>-4</sup>
10 <sup>7</sup>	4,2 10 <sup>-4</sup>
10 <sup>8</sup>	2,6 10 <sup>-4</sup>

**Tableau.AI.3 - Déformation admissible du sol de fondation en fonction du trafic**

### 3.3c.-Valeurs admissibles dans le cas de matériaux traités

Dans ce cas compte tenu de la relative rigidité de la couche par rapport au sol de fondation, la déformation de cette dernière est réduite.

Le graphique (n) donnant la variation de la déformation à la traction à la base de la couche traitée, indique que la déformation et la contrainte de traction à la base de la couche traitée augmente en même temps que son module, ce qui suggère de limiter ces variables.

H.Bofinger pour prévenir les dégradations sous charges répétées, et augmenter le coefficient de sécurité à la rupture, propose de limiter dans un matériau du type sol-ciment, la contrainte de traction a un maximum égal à 50 % de la résistance de rupture. En ce qui concerne les déformations, certains auteurs (Lister en particulier) pensent à une plus forte corrélation avec la rupture et qu'elle pourrait être utilisée comme critère (comme dans le cas de matériaux traités aux liants hydrocarbonés), cependant l'observation des courbes contrainte-déformation en fonction du module montre que la contrainte admissible peut être atteinte avant la déformation admissible, aussi malgré cette possibilité la contrainte continue a être utilisée comme critère.

En appliquant la règle de 50% de H.Bofinger aux déformations dans le cas de l'expérience de Mitchell et Shen les contraintes et déformations admissibles se classent dans le tableau ci-après.

module élastique (Kg/cm <sup>2</sup> )	contrainte de traction admissible (Kg/cm <sup>2</sup> )	déformation de traction admissible
7000	1,75	5 10 <sup>-4</sup>
70000	7,7	2 10 <sup>-4</sup>

**Tableau AI.4 - Déformation admissible en fonction du module élastique**

Les expérimentations réalisées dans divers pays ont montrés qu'une faible variation de la contrainte induite dans la couche affecte fortement la durée de vie (N) et comme la variation de cette contrainte de flexion est fonction de l'épaisseur, on conclut que la gamme d'épaisseur pour éviter la rupture par fatigue est très étroite.

## CONCLUSION

Des progrès considérables ont été faits pour l'étude des matériaux traités comme assises de chaussées, d'après ce qui précèdent. Ainsi, les abaques et tables de dimensionnement ne traitent que le cas des assises traitées, rarement le contraire.

Cette situation s'explique par le fait que les constructeurs maximalisent la durée de vie des chaussées par le traitement de leurs assises, mais aussi que les catalogues les plus communs ne traitent que ce genre de chaussées. On peut là évoquer la relative facilité des essais pour la résistance des chaussées.

Concernant les sols latéritiques des progrès considérables sont à faire, ne serait ce que pour établir des catalogues tels recommandés par le Manuel de dimensionnement des routes dans les pays tropicaux.

L'utilisation de matériaux non traités relève du domaine de la mécanique des sols et à ce propos l'emploi de l'appareil triaxial ou la boîte de cisaillement comme moyen d'études des assises de chaussées a été rarement tenté, les travaux de Martinez (1984,1991), Paute (1983,1993) constituent des précurseurs en la matière.

---

**ANNEXE II : REPRESENTATIONS GRAPHIQUES DES ANALYSES STATISTIQUES**

---



# REPRESENTATIONS GRAPHIQUES DE L'ANALYSE DES DONNES PAR L'AFD

## 1 - Représentation dans les plans factoriels (AFD)

### 1.1 - Plans des variables

Les analyses statistiques sont faites par plusieurs combinaisons :

- analyse factorielle retenant toutes les variables en changeant la modalité qualitative (roche mère ou origine du profil), 16 variables quantitatives, 5 variables de la roche mère ou 7 variables de la pédologie (figures AII.1, 2, 4) ;
- analyse factorielle retenant seulement les variables les plus importantes en changeant la modalité qualitative (roche parent ou origine du profil), 8 variables quantitatives, 5 variables de la roche mère ou 7 variables de la pédologie (figure AII.3, 5, 6).

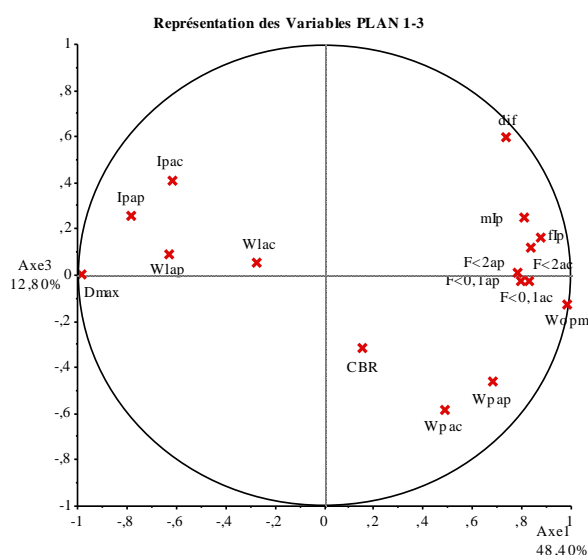


Fig. AII.1 - La pédologie discriminante

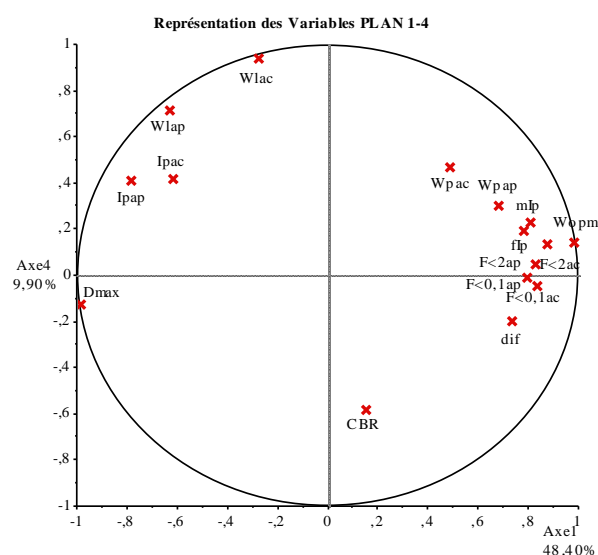


Fig. AII.2 - La pédologie discriminante

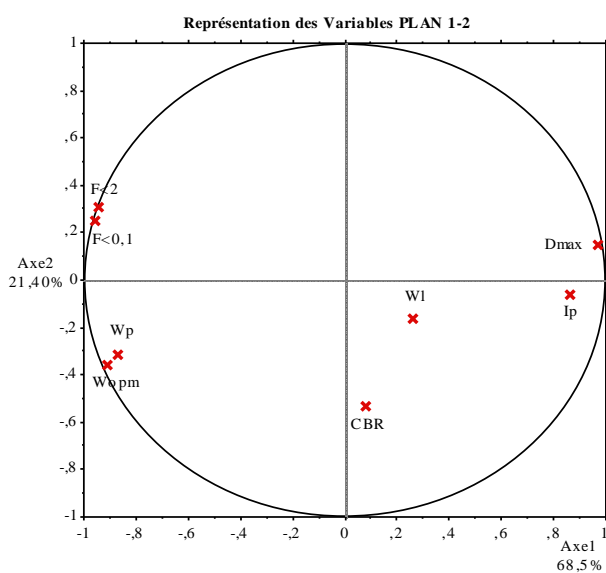


Fig. AII.3 - La roche mère discriminante

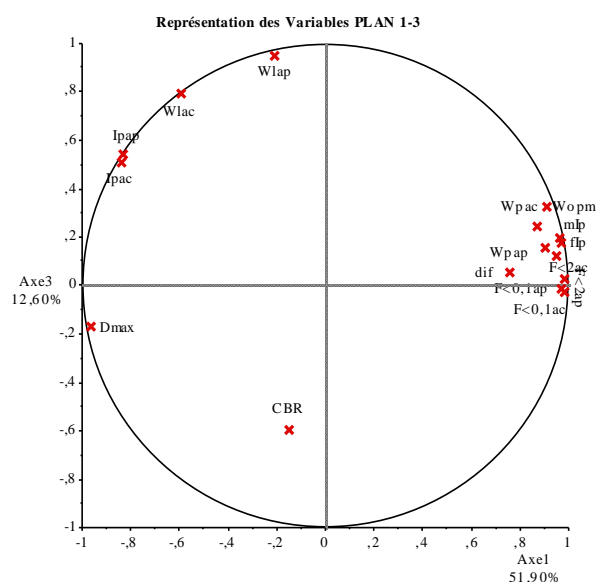
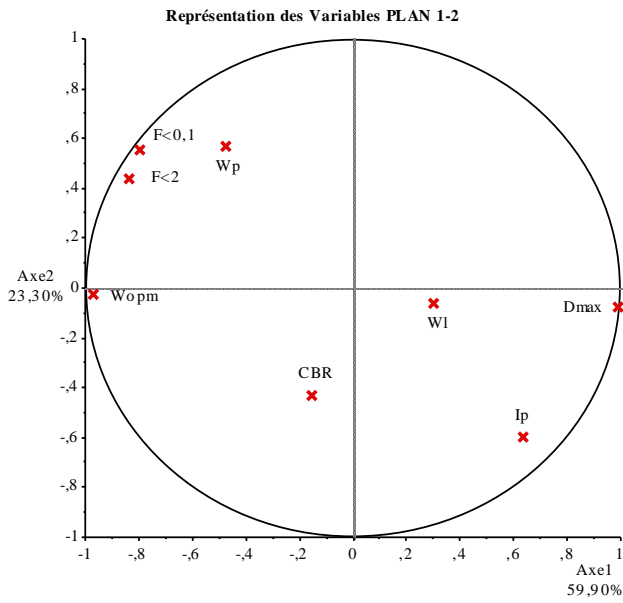
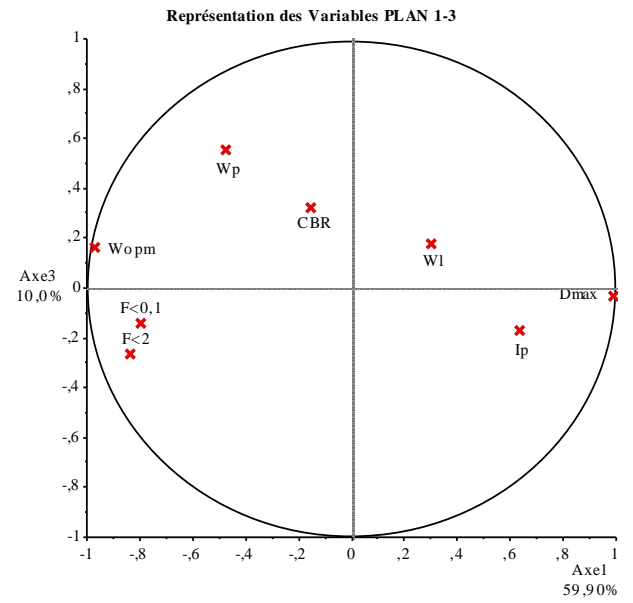


Fig. AII.4 - La roche mère discriminante



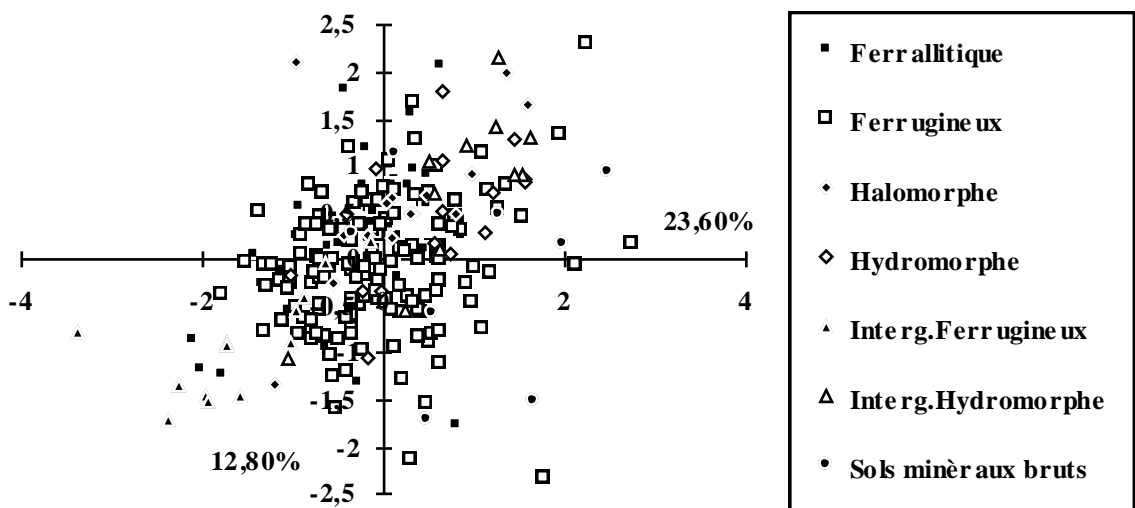
**Fig. AII.5 - La pédologie discriminante**



**Fig. AII.6 - La pédologie discriminante**

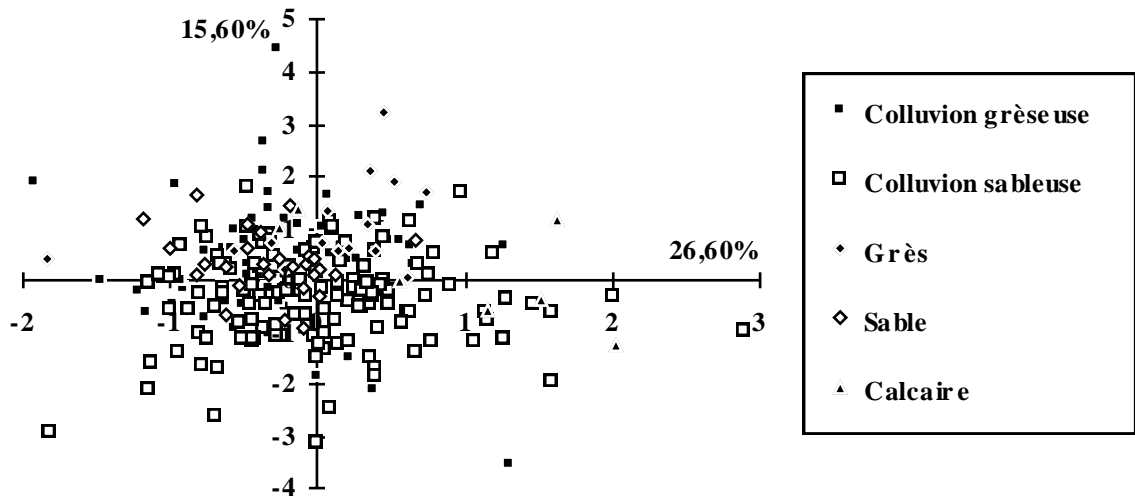
### 1.2 - Plans des individus

Représentation des individus dans le plan



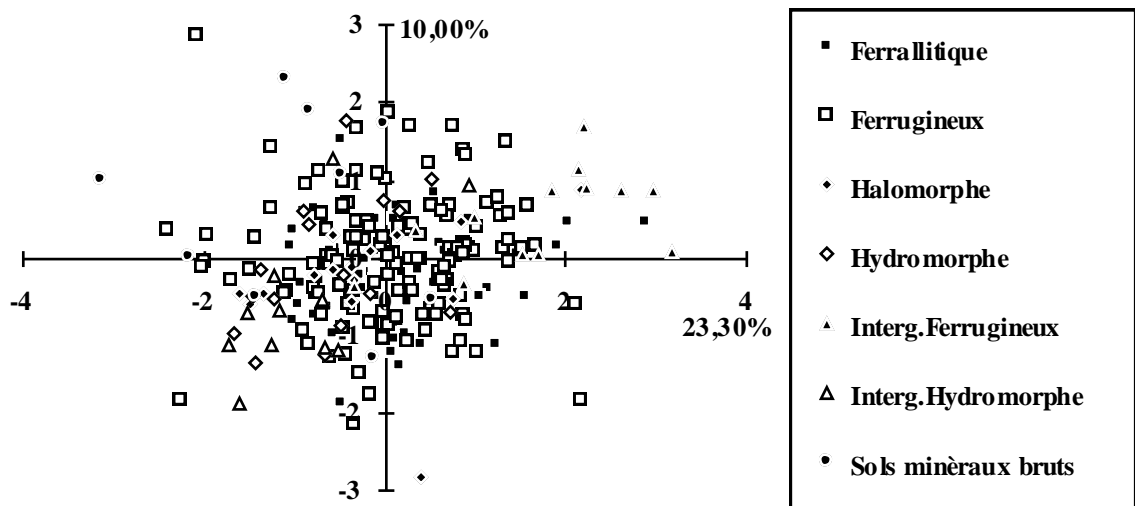
**Fig. AII.7 - Pédologie discriminante (16 variables quantitatives)**

Représentation des individus dans le plan



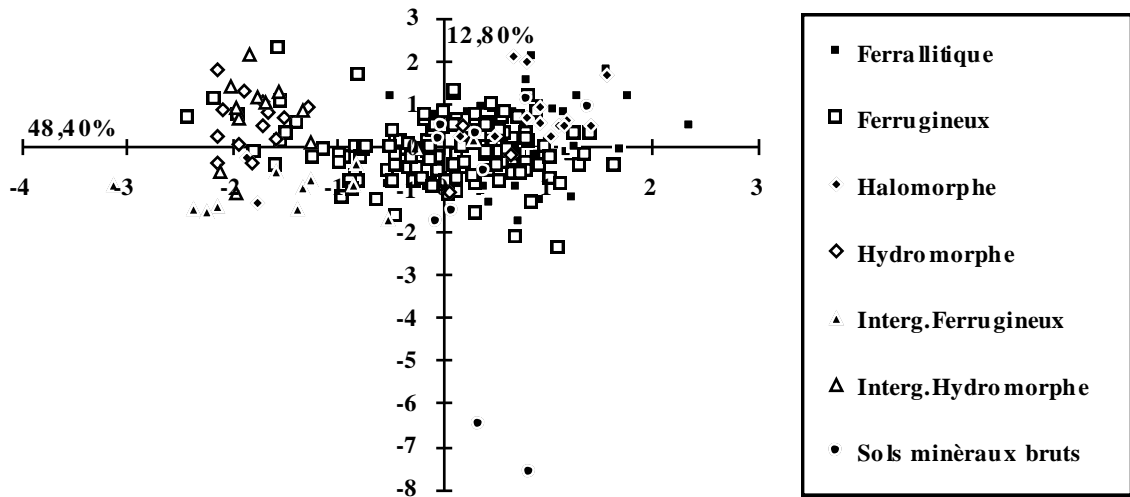
*Fig. AII.8 - Roche mère discriminante (16 variables quantitatives)*

Représentation des individus dans le plan



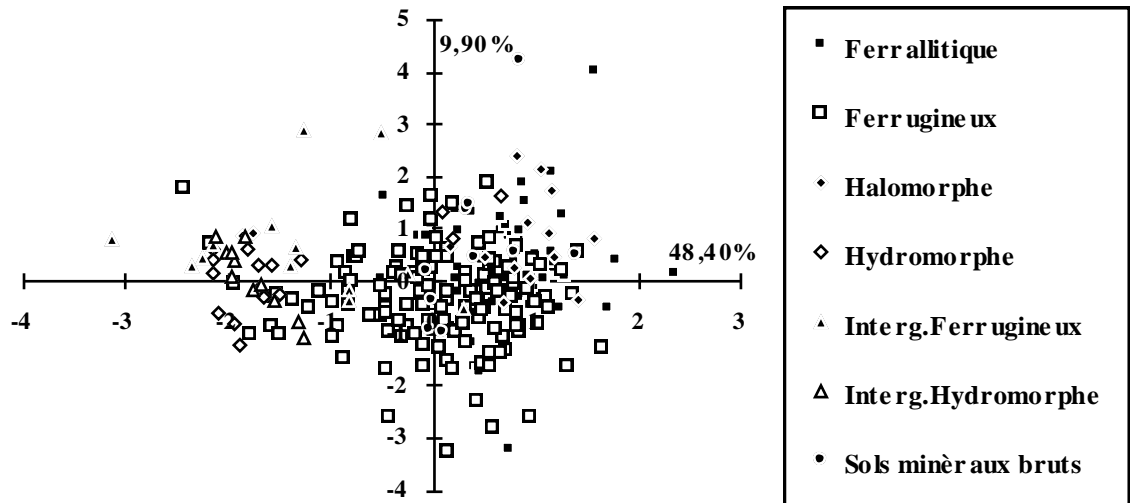
*Fig. AII.9 - Pédologie discriminante (8 variables quantitatives)*

Représentation des individus dans le plan



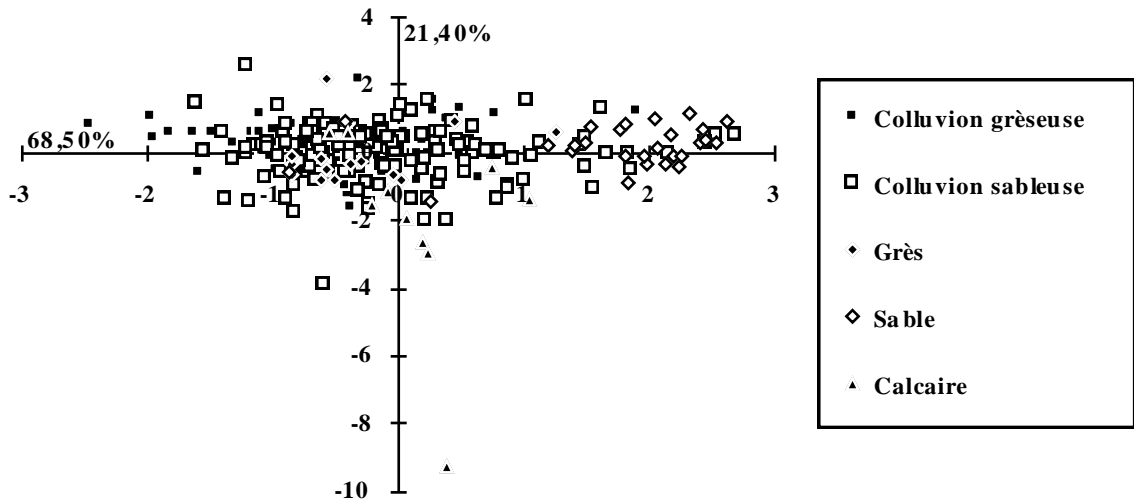
*Fig. AII.10 - Roche mère discriminante (16 variables quantitatives)*

Représentation des individus dans le plan



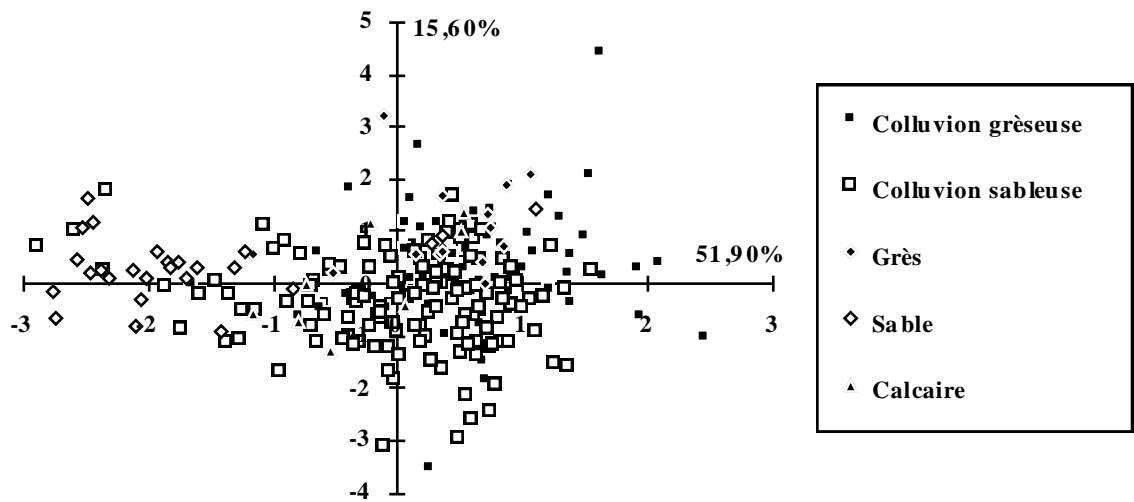
*Fig. AII.11 - Roche mère discriminante (16 variables quantitatives)*

Représentation des individus dans le plan



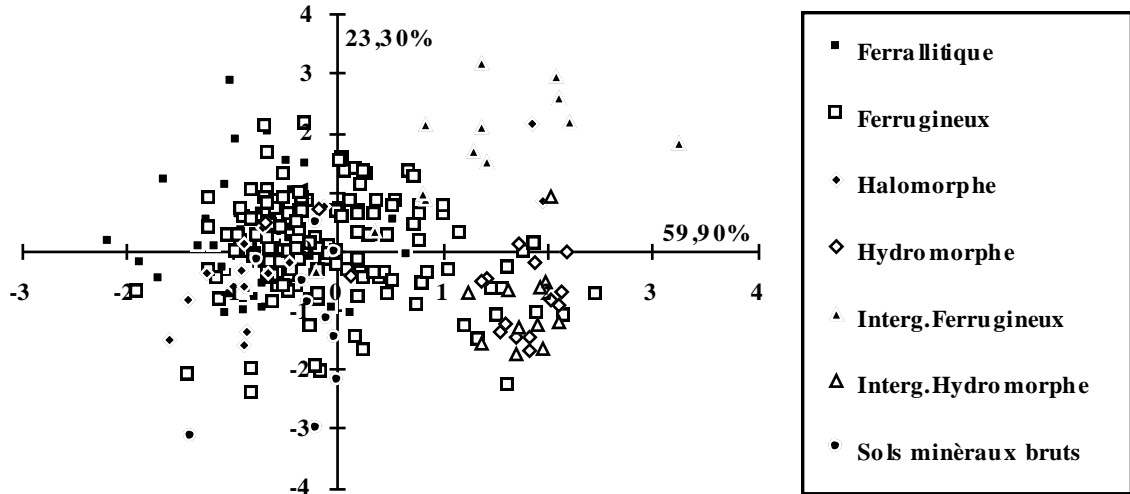
*Fig. AII.12 - Roche mère discriminante (8 variables quantitatives)*

Représentation des individus dans le plan



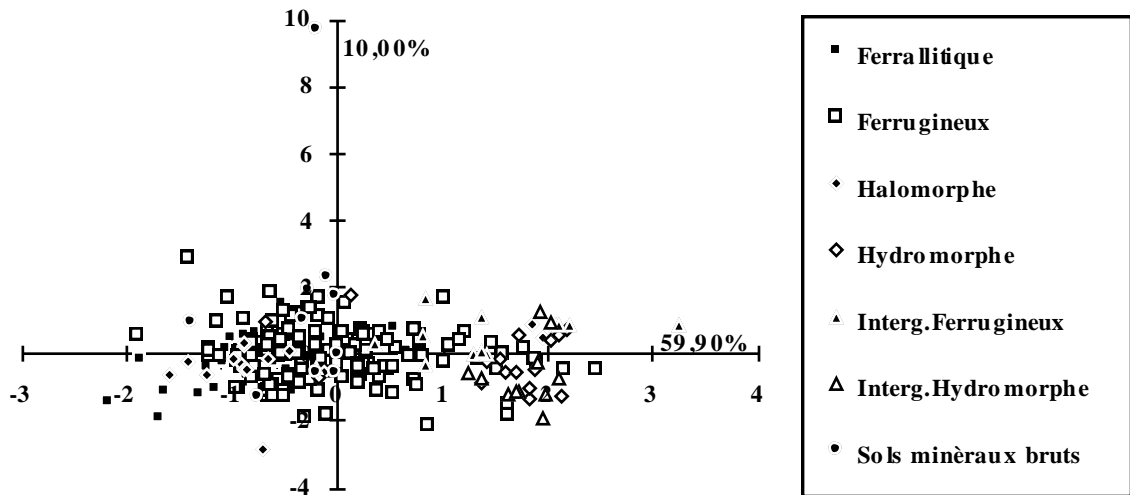
*Fig. AII.13 - Roche mère discriminante (16 variables quantitatives)*

Représentation des individus dans le plan



*Fig. AII.14 - Pédologie discriminante (8 variables quantitatives)*

Représentation des individus dans le plan



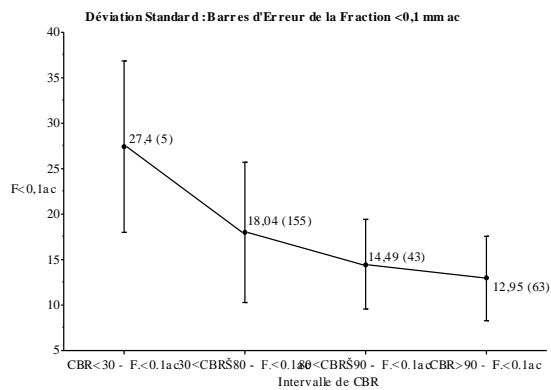
*Fig. AII.15 - Pédologie discriminante (8 variables quantitatives)*

## DEVIATION STANDARD - ECART PAR RAPPORT A LA MOYENNE

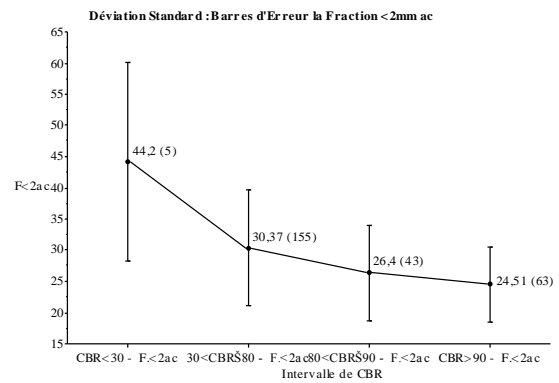
Les représentations suivantes donnent dans les cas suivants la distribution des différents paramètres selon les classes de CBR suivantes :

- CBR < 30 ;
- 30 < CBR ≤ 80 ;
- 80 < CBR ≤ 90 ;
- CBR > 90

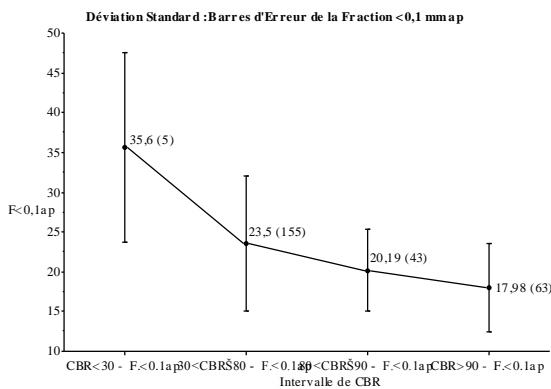
Cette forme de représentation est aussi faite pour les classes de mIp et fIp. C'est l'outil indispensable pour parvenir à une classification, quoiqu'il faille estimer raisonnablement les limites par une approche probabiliste.



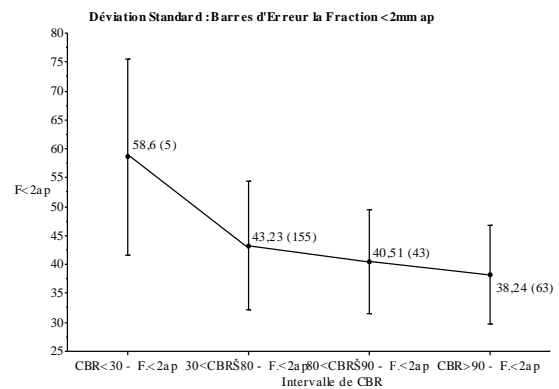
**Fig. AII.16**



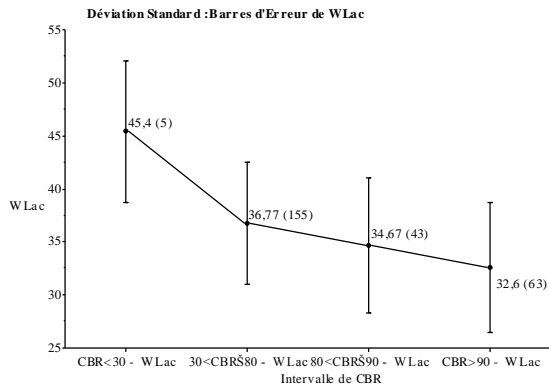
**Fig. AII.17**



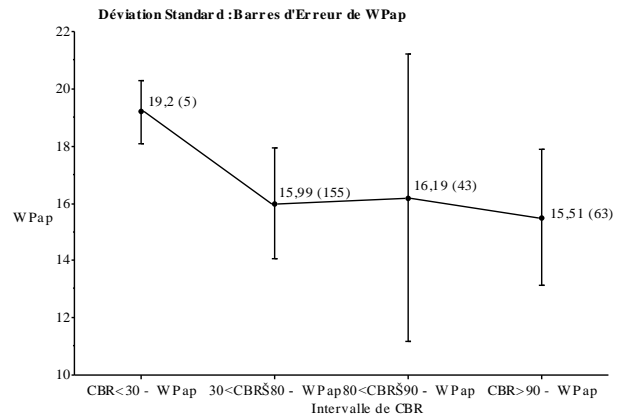
**Fig. AII.18**



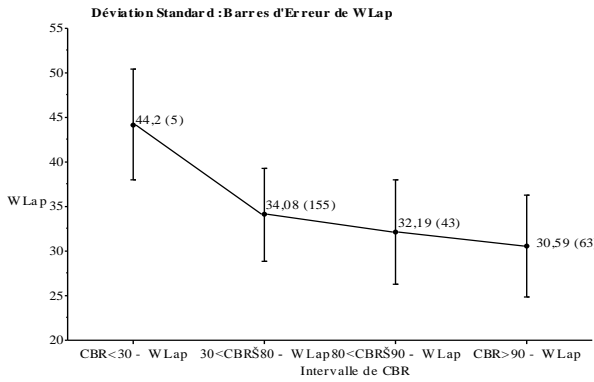
**Fig. AII.19**



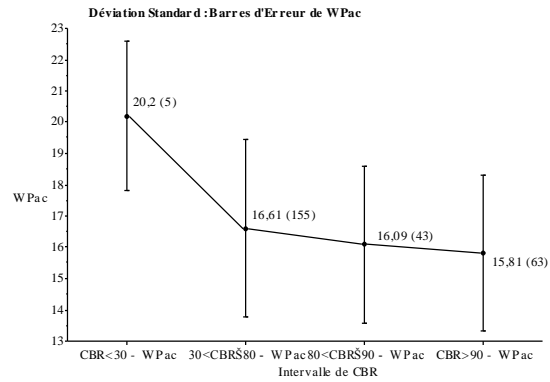
**Fig. AII.20**



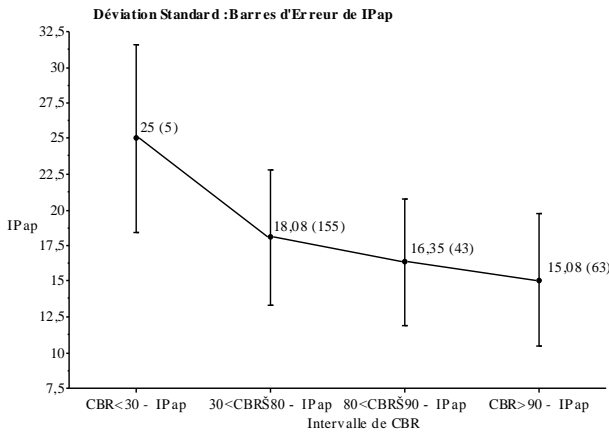
**Fig. AII.21**



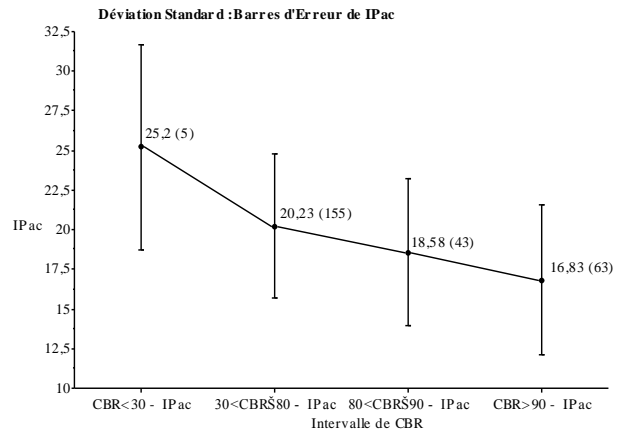
**Fig. AII.22**



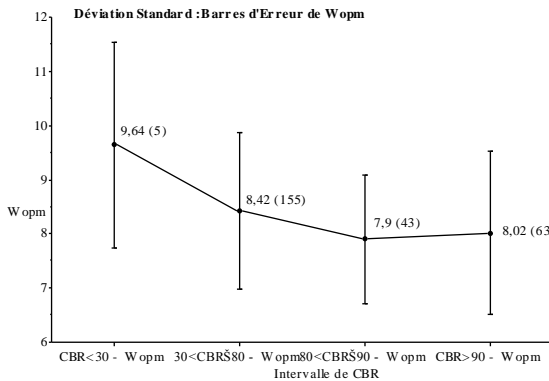
**Fig. AII.23**



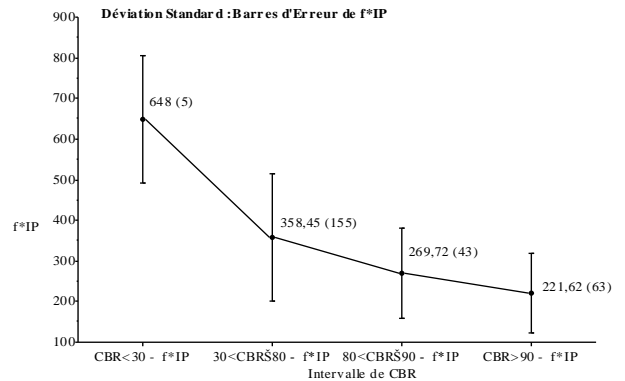
**Fig. AII.24**



**Fig. AII.25**

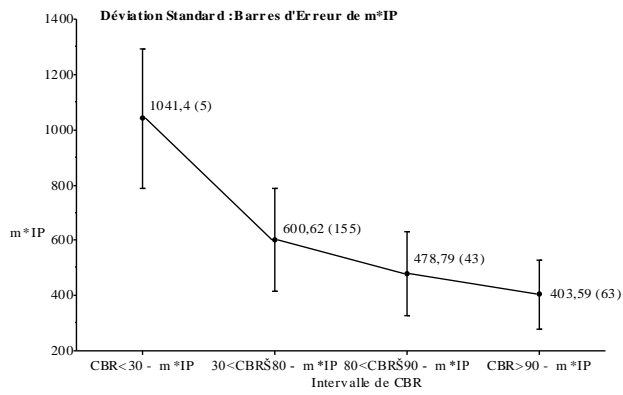


**Fig. AII.26**

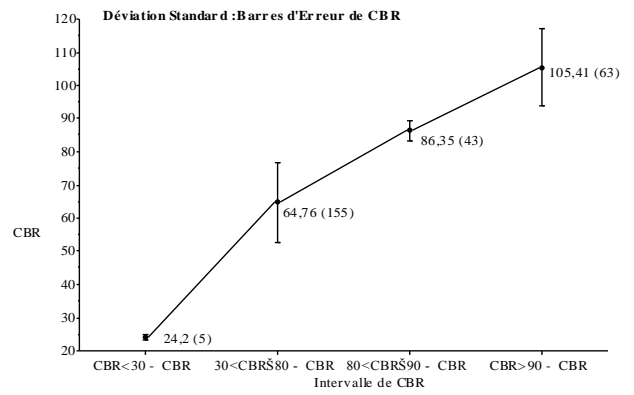


**Fig. AII.27**

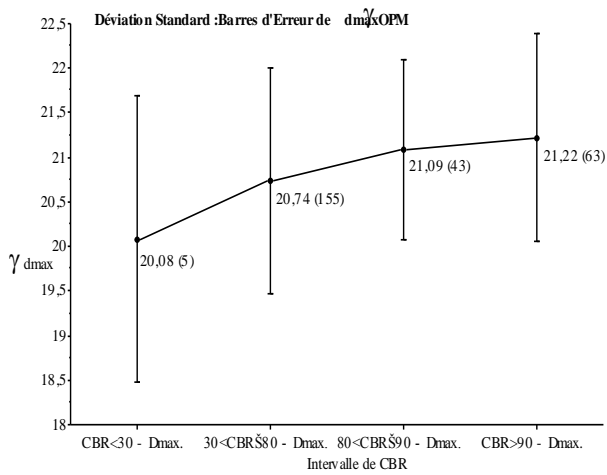




**Fig. AII.28**

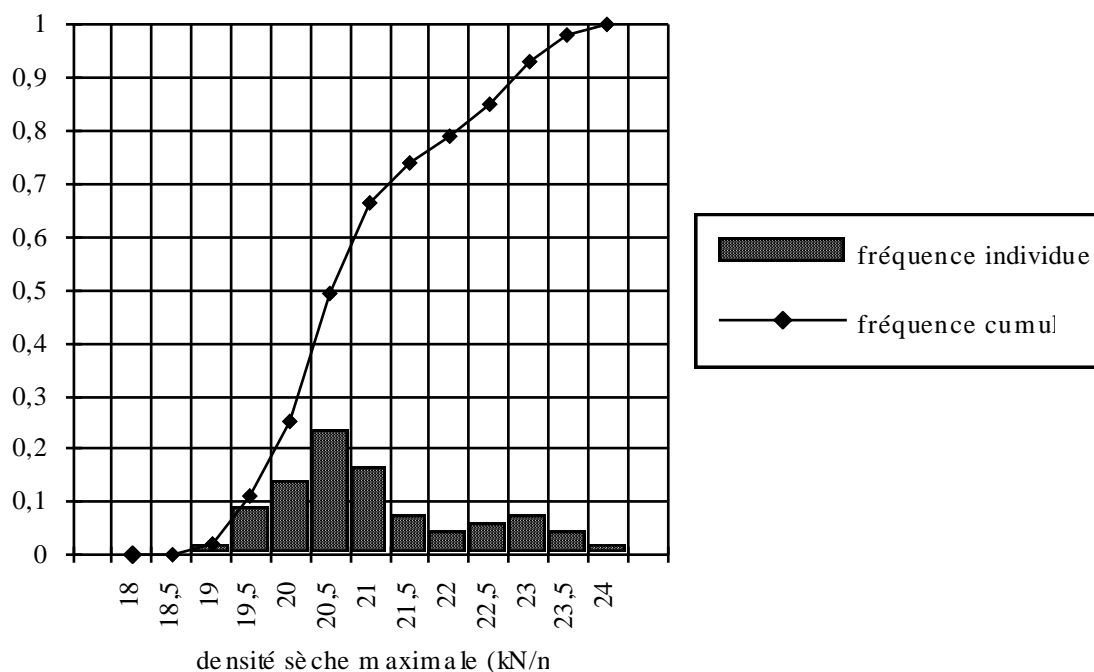


**Fig. AII.29**

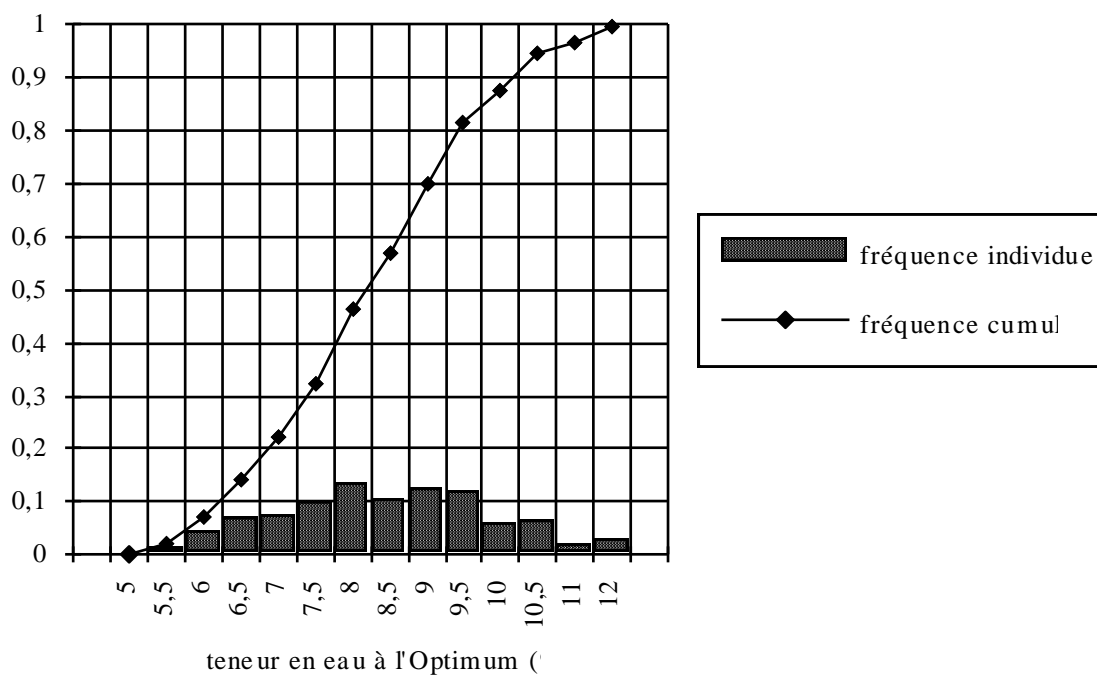


**Fig. AII.30**

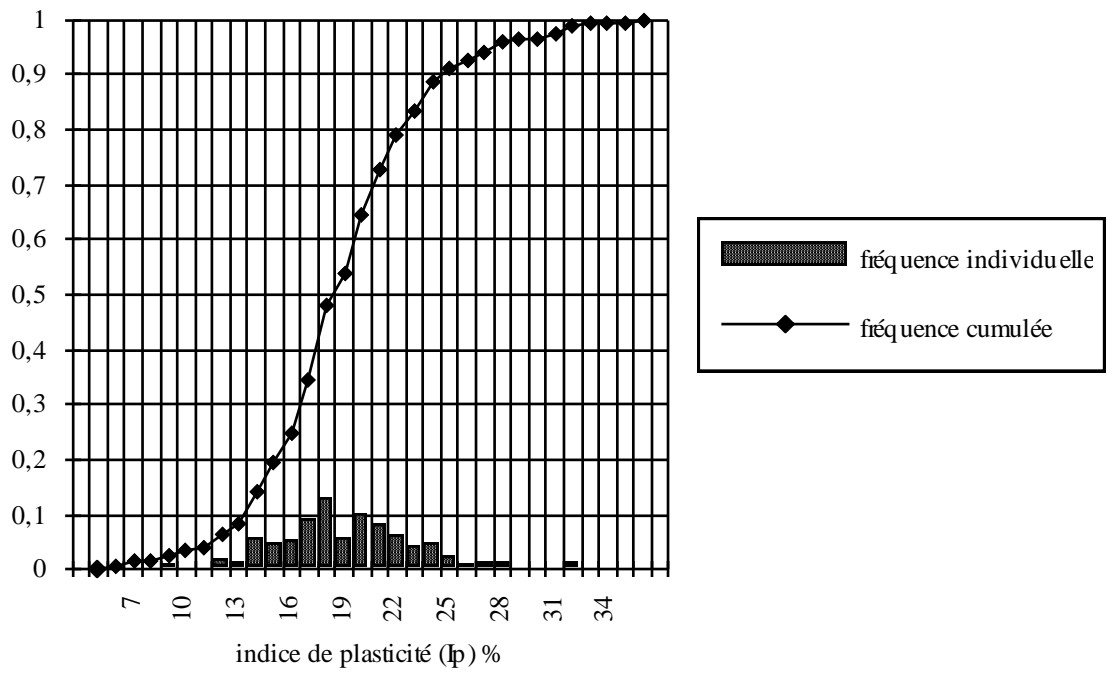
## REPRESENTATION PAR HISTOGRAMMES DE FREQUENCE



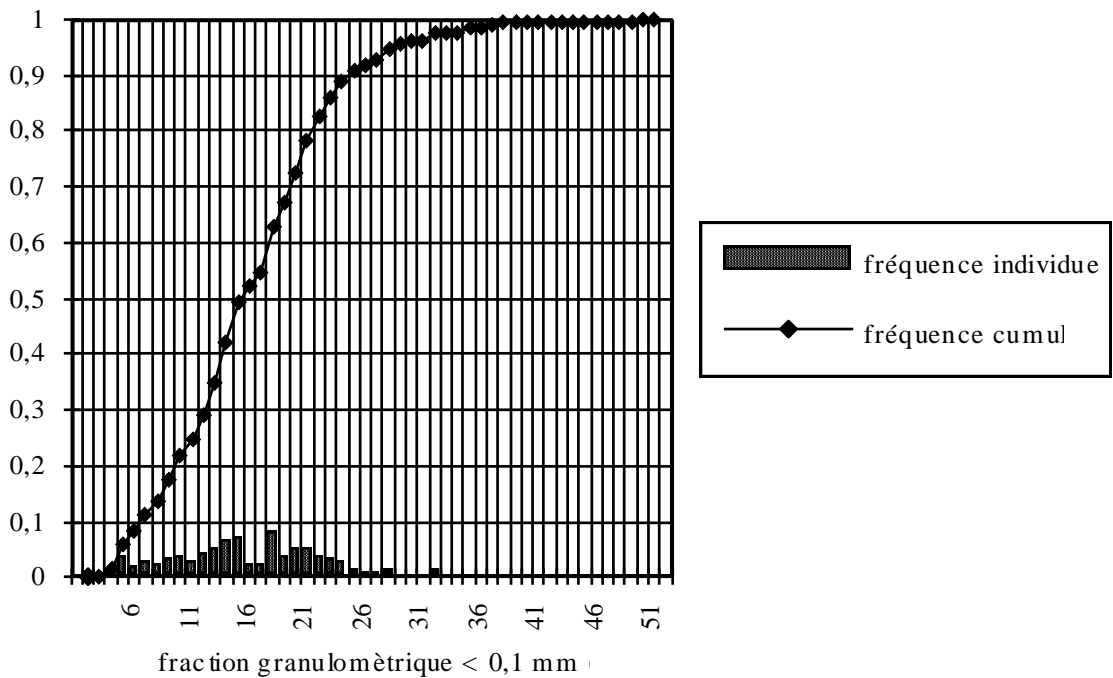
*Fig. AII.31 - Histogrammes par classes de la densité sèche à l'optimum Proctor pour l'ensemble des sols*



*Fig. AII.32 - Histogrammes par classes de la teneur en eau à l'optimum pour l'ensemble des sols*



**Fig. AII.33** - Histogrammes par classes de l'indice de plasticité pour l'ensemble des sols

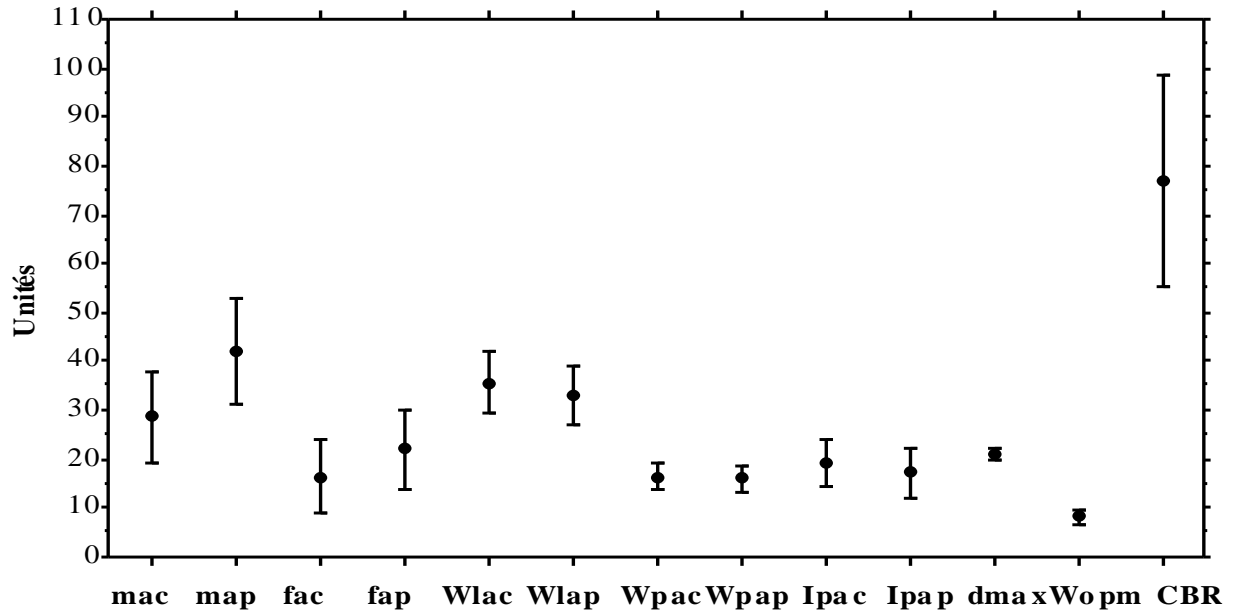


**Fig. AII.34** - Histogrammes par classes de  $f$  pour l'ensemble des sols

---

### Barres d'erreurs de l'ensemble des variables - Déviation standard

---



*Fig. V.3 - Déviation standard - Barres d'erreurs pour les différentes variables*

---

## Figures CBR en fonction de flp et $\gamma_d$ max. en fonction de Wopm par familles

---

