

REPUBLIQUE ALGERENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR  
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
UNIVERSITE MENTOURI CONSTANTINE  
FACULTE DES SCIENCES DE L'INGÉNIEUR  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



N° d'ordre .....  
Série.....

## THESE

Présentée pour l'obtention de grade de Docteur en Science  
En Génie Civil  
Option : mécanique des sols

# Caractérisation des formations argileuses de la région de Constantine

Par :  
M<sup>me</sup> Belhannachi Chikhi Nassira

Soutenue le 12/12/2010

Devant le Jury composé de :

Président : Dr. NaserEddine CHIKH                      Professeur - Université Mentouri Constantine

Rapporteur : Dr. Hacène HOUARI                      Professeur - Université Mentouri Constantine

Examineurs :

Dr. Lazhar LABED    Professeur - Université de Guelma

Dr. Mohamed MEKSAOUINE                              Professeur - Université de Annaba

Dr. Salim KOULOUGHLI                                  Maître de conférence/A - Université de Constantine

## Remerciements

Mes remerciements s'adressent tout d'abord au professeur Houari Hacène, d'avoir encadré et suivi ma thèse, dont les précieuses orientations et conseils m'ont soutenue et aidée à avancer dans l'accomplissement de mon travail de recherche.

Qu'il veuille bien accepter ma sincère reconnaissance et mon profond respect.

Mes remerciements les plus vifs vont également à messieurs les membres de la commission d'Examen d'avoir accepté d'examiner ce mémoire :

-Monsieur Chikh N., Professeur à l'université Mentouri Constantine.

Monsieur Kouloughli S., Docteur à l'université Mentouri Constantine.

Monsieur Labeled L., professeur à l'université de Guelma.

Monsieur Meksaouine M., professeur à l'université de Annaba.

*Une profonde pensée à ma famille et mes amies.*

*Enfin, je souhaite adresser ma gratitude à mes parents, mon mari et mes enfants Amine et Fouad pour leur soutien, leur aide et leur encouragement incessant. Je leur dédie ce travail de recherche.*

*Nassira.*

## Abstract

The developments recent of the civil engineering create multiple problems of interaction between structure and grounds, the comprehension of the behavior of the grounds and works and their interactions thus plays a role growing and significant in the studies geotechnics.

That supposes a reliable and relevant estimate strength and deformation properties of the grounds, for obtaining the suitable values of the parameters characterizing the rupture, of many research as well theoretical as experimental are offered.

The experimental way was largely explored during last decades and it was the subject of our study.

On the experimental level, the testing methods most frequently used for the validation of the models of behavior comprise primarily oedometric tests compression and shear tests to the traditional triaxial apparatus.

These tests constitute the basic tools for the knowledge of the behavior of clays and make it possible to follow ways of constraints or deformations simulating the real behavior of the works in place. In parallel, of the testing methods in situ (penetrometers, pressiometers, etc.) were developed in order to characterize the best possible behavior of clays in place. Although these tests have the advantage of being inexpensive and rapids to be carried out, of or their relative success, the results obtained difficult with is interpreted in term of laws of behavior of the grounds, because the ways of total or effective constraints follow-ups in these tests are badly known, the boundary conditions space are impossible to define, the conditions of drainage or are not known generally little, etc. These difficulties pose serious problems with the good in situ test schedule –and their exploitation, which allowed privileged people the laboratory, tests (oedometers, triaxial).

The objective of this study is the experimental characterization of the model of behavior of natural clays several sites of the area of Constantine, the test routine A made it possible to determine the form of the surface of load, which is controlled by the constraint of preconsolidation, it has an appreciably elliptic form inclined on the line  $\mu_0$  or  $K_0$

On the level of the laboratory tests we had interesting results concerning the strength parameters  $\sigma'_c$  and  $\phi'$ , the param beings of deformations and the coefficient of earth pressure at rest  $K_0$ .

These results are comparable with those obtained on other natural clays which have the same behavior and the same shape of the curve of absolute limit

(Jausseaume, Azizi, 1991), the clay of Guiche (valley of Adour) (khemissa, J-P.Magnan, H.Josseaume), the clay of Saint-Alban (Leroueil and Al, 1979).

### Key words:

Clay – compressibility – geotechnics – identification – shearing – surconsolidée – Diffraction with x-rays - triaxial - oedometer - law of behavior - surface of load, model, Préconsolidation pressure



## Résumé

Les développements récents du génie civil créent de multiples problèmes d'interaction entre structure et sols, la compréhension du comportement des sols et ouvrages et de leurs interactions joue donc un rôle croissant et important dans les études géotechniques.

Cela suppose une estimation fiable et pertinente des caractéristiques de résistance et de déformation des sols, pour l'obtention des valeurs appropriées des paramètres caractérisant la rupture, de nombreuses recherches tant théoriques qu'expérimentales sont offertes.

La voie expérimentale a été largement explorée au cours des dernières décennies et elle a fait l'objet de notre étude.

Sur le plan expérimental, les méthodes d'essais les plus fréquemment utilisés pour la validation des modèles de comportement comportent essentiellement des essais de compressibilité oedométriques et des essais de cisaillement à l'appareil triaxial classique.

Ces essais constituent les outils de base pour la connaissance du comportement des argiles et permettent de suivre des chemins de contraintes ou de déformations simulant le comportement réel des ouvrages en place. Parallèlement, des méthodes d'essais in-situ (pénétrètres, préssiomètres, etc.) ont été développées afin de caractériser le mieux possible le comportement des argiles en place. Bien que ces essais présentent l'avantage d'être peu coûteux et rapides à exécuter, d'où leur succès relatifs, les résultats obtenus sont difficiles à interpréter en terme de lois de comportement des sols, car les chemins de contraintes totales ou effectives suivis dans ces essais sont mal connus, les conditions aux limites spatiales sont impossibles à définir, les conditions de drainage sont généralement peu ou pas connus, etc. Ces difficultés posent de sérieux problèmes au bon déroulement des essais in-situ et à leur exploitation, ce qui a permis de privilégier les essais de laboratoire (oedomètres, triaxial).

L'objectif de cette étude est la caractérisation expérimentale du modèle de comportement des argiles naturelles de plusieurs sites de la région de Constantine, le programme d'essai a permis de déterminer la forme de la surface de charge, qui est gouvernée par la contrainte de préconsolidation, elle a une forme sensiblement elliptique inclinée sur la droite  $\mu_0$  ou  $K_0$

Au niveau des essais de laboratoire nous avons eu des résultats intéressants concernant les paramètres de résistances  $c'$  et  $\phi'$ , les paramètres de déformations et le coefficient de pression des terres au repos  $k_0$ .

Ces résultats sont comparables à ceux obtenus sur d'autres argiles naturelles qui ont le même comportement et la même forme de la courbe d'état limite

(Jausseume, Azizi, 1991), l'argile de Guiche (vallée de l'Adour) (khemissa, J.-P. Magnan, H. Josseume), l'argile de Saint-Alban (Leroueil et al., 1979).

**Mots clés :** Argile – compressibilité – géotechnique – identification – cisaillement – surconsolidée – Diffraction aux rayons X- triaxial- oedomètre- loi de comportement - surface de charge, modèle, contrainte de préconsolidation

## تلخيص:

إن التطور الحديث للهندسة المدنية يخلق العديد من مشاكل التفاعل بين التربة و الهيكل مفهوم تصرف التربة و المنشآت الجيوتقنية هذا يفرض تقديرا و تحليلا سديدا لمميزات المقاومة و تشوهات التربة و للحصول على قيم مطابقة لبرا متر الانهيار العديد من الأبحاث النظرية و التجريبية موجودة في هذا المجال.

الطريقة المخبرية تعد من الطرق التي وجدت ارتيادا كبيرا في الآونة الأخيرة وقد شكلت جزءا في بثنا فيما يخص الجانب التجريبي التجارب المستعملة لتثبيت النموذج الخاص بتصرف التربة يحتوى على التجارب الايدومترية و تجارب القص بجهاز الترياكسيال هذه التجارب تشكل الأدوات الأساسية لمعرفة تصرف هذه التربة الطينية وتسمح بمتابعة سير الجهد و التشوهات و بشكل متوازيا تجد الطرق المستعملة في اختبار الموقع (جهاز اختبار الاختراق و جهاز اختبار الضغط) تطورا ملحوظا حتى تمثل تصرف التربة تمثيلا دقيقا و هذه الأجهزة ليست مكلفة و هي سريعة التنفيذ إلا أن النتائج المتحصل عليها غير كافية لتمثيل تصرف الطين و هذا ما جعلنا نتصرف بصورة واضحة و خاصة على اختبار تجارب المخبرية.

والغاية من هذه الدراسة هو التمييز التجريبي لنموذج تصرف الطين الطبيعية للكثير من المواقع لمنطقة قسنطينة ومن خلال هذه الدراسات استطعنا أن نتوصل اقتراح نموذج خاص بالتربة الطينية لمدينة قسنطينة و هذا النموذج على شكل اهليلجي فيما يخص التجارب المخبرية تحصلنا على نتائج مهمة جدا (زاوية الاحتكاك الداخلي  $\rho$ ) والتلاصق المؤثر  $C$  و معامل الضغط التربة الجانبي عند السكون  $K_0$  و هذه النتائج مقايسة للنتائج المتحصل عليها في العديد من الأماكن في العالم.

### كلمات المفتاح:

الضغط - ضغط ما قبل التصلب - جيوتقنية القص - نموذج - الجهاز الايدومتري - حيود بالشعاع - تعريف - فوق التصلب.

# SOMMAIRE

RESUME/MOTS CLES.....	i
ABSTRACT/ KYWORDS .....	ii
SYMBOLES USUELS .....	iv
INTRODUCTION.....	1

## Chapitre I. Techniques expérimentales en mécanique des sols

I.1	Généralité	5
I.2	Essais en place	6
I.2.1	Essais de pénétration	8
I.2.2	Essais de cisaillement	8
I.2.2.1	Essais scissométriques	9
I.2.2.2	Essais de cisaillement en forage	10
I.2.3	Essai d'expansion	11
I.2.3.1	Essai pressiometrique	11
I.2.4	Conclusion	14
I.3	Essai au laboratoire	15
I.3.1	Essai triaxial de révolution	15
I.3.2	Essai à l'appareil triaxial vrai	17
I.3.3	Essai de cisaillement direct	18
I.3.3.1	Cisaillement par translation	18
I.3.3.2	Cisaillement par rotation	20
I.3.4	Conclusion	22
I.4	Travaux de recherches	22
I.4.1	Introduction	22
I.4.2	Travaux de l'université de Cambridge	24
I.4.2.1	Essai de consolidation	24
I.4.2.2	Forme de la surface d'état limite	25
I.4.2.2.1	Forme du modèle Cam Clay	25
I.4.2.2.2	Comportement des argiles naturelles	26
I.4.3	Travaux de Khmissa	30
I.4.3.1	Essais oedométriques	30
I.4.3.2	Essais triaxiaux	31
I.4.3.2.1	Essais triaxiaux drainés	31
I.4.3.2.2	Essais triaxiaux drainés non drainés	32
I.4.3.3	Courbe d'état limite	34
I.4.4	Travaux de Boudaa et Ouarzidini 1987, sur l'argile de Berthierville	35
I.4.4.1	Essais de consolidation et de compression isotrope	35
I.4.4.2	Essais de consolidation et de compression anisotrope	36
I.4.4.3	Essai de cisaillement	36
I.4.5	Travaux de M.HATTAB et J. FLEURAU	37
I.4.6	Travaux de Diaz-Rodriguez et al 1992	38
I.4.7	Travaux de recherches de Mohamed Boudali	40
I.5	Conclusion	42

## **Chapitre II. Géologie et choix des sites**

II.1	Introduction	43
II.2	Morphologie	43
II.3	Choix des sites	45
II.4	Géologie et hydrogéologie des sites choisie	46
II.4.1	Site Bellevue	46
II.4.1.1	Les remblais	46
II.4.1.2	Le Quaternaires alluvial	46
II.4.1.3	Le Plio-Quaternaire	46
II.4.1.4	Miocène post- nappe	46
II.4.1.5	Aperçu hydrogéologique	46
II.4.2	Site Ciloc	47
II.4.2.1	Remblai	47
II.4.2.2	Des colluvions argileuses graveleuses	47
II.4.2.3	Sable fin et graviers	47
II.4.2.4	Sables grésifiés	47
II.4.2.5	Miocène	47
II.4.2.6	Hydrogéologie	48
II.4.3	Site Boussouf	49
II.4.3.1	Les argiles Miocène	49
II.4.3.2	Les sables fins et niveaux grésifiés	49
II.4.3.3	Les colluvions argileuses rouges	49
II.4.3.4	Les limons de crues	49
II.4.3.5	Hydrogéologie	49
II.4.4	Site Ain el Bey	50
II.4.4.1	Les marnes calcaires crétacé	51
II.4.4.2	Les flyschs crétacé	51
II.4.4.3	Les argiles Miocène	51
II.4.4.4	Les colluvions quaternaires	51
II.4.4.5	Les remblais	51
II.4.4.6	Hydrogéologie	51
II.5	Conclusion	52

## **Chapitre III. Étude expérimentale**

### **Chapitre III.1 Lois de comportement**

III.1	Introduction	53
III.1.1	Lois de comportement	53
III.1.1.1	Etude de l'anisotropie	54
III.1.1.2	Principaux types de lois de comportement	57
III.1.1.2.1	Comportement élastique linéaire	58
III.1.1.2.2	Comportement élasto-plastique	58
III.1.1.2.3	Comportement élastique linéaire, parfaitement plastique	59
III.1.1.2.4	Comportement élasto-plastique avec écrouissage	61
III.1.1.2.5	Comportement élastique non linéaire	61
III.1.1.3	Modèles et surface de charges adaptées aux sols fins	62
III.1.1.3.1	Modèles Cam-Clay et Cam-Clay modifiée pour l'argile reconstituée	62
III.1.1.3.2	Modèles pour argiles naturelles	64
III.1.1.3.3	Modèle de Larsson	66
III.1.1.3.4	Modèle Mélanie	68

III.1.1.3.5	Modèle Anpétal	69
III.1.1.4	Synthèse sur les lois de comportement	70

### **Chapitre III.2 Méthodologie d'essais**

III.2.1	Introduction	72
III.2.2	Reconnaissance et essais en laboratoire	72
III.2.2.1	Introduction	72
III.2.2.2	Essais d'identification	72
III.2.2.2.1	Granulométrie	73
III.2.2.2.2	Limites d'Atterberg	73
III.2.3	Diffraction aux rayons X	73
III.2.3.1	Identification des phases contenues dans l'argile	73
III.2.3.1.1	Introduction	73
III.2.3.2	Rayonnement incident utilisé	75
III.2.3.2	Montage pratique	76
III.2.3.3	Identification des phases constituant le matériau argileux	76
III.2.4	Essais mécaniques	77
III.2.4.1	Essais oedométriques	77
III.2.4.1.1	Principe de l'essai	78
III.2.4.2	Essais triaxiaux	86
III.2.4.2.1	Essais triaxiaux consolidé et non drainé (CU+U)	86
III.2.4.2.2	Procédure d'essai	87
III.2.4.2.2.1	Phase de saturation	87
III.2.4.2.2.2	Phase de consolidation	87
III.2.4.2.2.3	Phase de cisaillement	88
III.2.5	Conclusion	90

### **Chapitre III.3 Résultats et interprétation**

III.3.1	Introduction	91
III.3.2	Caractéristiques des différents sols étudiés	91
III.3.4	Profils géotechniques	94
III.3.5	Résultats de la diffraction par rayons X	97
III.3.6	Granulométrie	107
III.3.7	Limites d'atterbergs	110
III.3.8	Essais oedométriques	113
III.3.8.1	Conclusion	124
III.3.9	Essais triaxiaux consolidé et non drainé (CU+U) Site Bellevue	125
III.3.9.1	Cisaillement	125
III.3.9.2	Analyses 1	131
III.3.9.3	Analyse 2	133
III.3.9.4	Détermination du module sécant en fonction de la déformation site Bellevue	135
III.3.9.5	Détermination de Ko site Bellevue	136
III.3.10	Essais triaxiaux consolidé et non drainé (CU+U) Site Ciloc	136
III.3.10.1	Phase de Cisaillement	139
III.3.10.2	Analyse 1	144
III.3.10.3	Analyse 2	145

III.3.10.4	Détermination du module sécant en fonction de la déformation site Ciloc	148
III.3.10.5	Détermination de Ko site Ciloc	148
III.3.11	Essais triaxiaux consolidés non drainés (CU+U) Site Ain el Bey	149
III.3.11.1	Phase de cisaillement Cisaillement	150
III.3.11.2	Analyses	153
III.3.11.3	Détermination du module sécant en fonction de la déformation site Ain el Bey	155
III.3.11.4	Détermination de Ko site Ain el Bey	155
III.3.12	Essais triaxiaux consolidés non drainés (CU+U) Site Boussouf	156
III.3.12.1	Phase de saturation	156
III.3.12.2	Phase de consolidation	156
III.3.12.3	Phase de cisaillement	157
III.3.12.4	Analyses	159
III.3.13	Conclusion	160

#### **Chapitre IV Synthèse des résultats obtenus sur les sites de Constantine**

IV-1	Composition minéralogique	162
IV-2	Classification des sols	163
IV-3	Corrélation de paramètres non drainés des argiles de Constantine	163
IV-3-1	Relation entre la résistance au cisaillement et l'indice de plasticité	163
IV-3-2	Corrélation entre l'angle de frottement et la fraction argileuse	166
IV-3-3	Corrélation en l'angle de frottement et l'indice de plasticité	166
IV-3-4	Caractéristiques de compressibilité	167
IV-4	Comportement rhéologique des sols	168
IV-4-1	Module de déformation	168
IV-5	Conclusion	169

#### **Chapitre V Modélisation**

V-1	Introduction	170
V-2	Détermination expérimentale de l'état limite	170
V-3	Forme de la surface d'état limite	175
V-4	Comparaison du comportement de l'argile de Constantine avec divers modèles rhéologiques	180
V-4-1	Comparaison du modèle Mélanie avec les résultats expérimentaux	180
V-4-1-1	Paramètres du modèle Mélanie	180
V-4-2	Comparaison des résultats expérimentaux avec le modèle Cam-Clay	183
V-4-2-1	Paramètres du modèle Cam- Clay modifié	184
V-4-3	Comparaison avec divers modèles de comportement	185
V-4-3-1	Paramètres du modèle Larsson	185
V-4-3-2	Paramètres du modèle Anpétal	186
V-4-5	Synthèse sur les lois de comportement	187
V-5	Homothésie des courbes d'état limite	188
V-6	Modèle proposé pour les argiles de Constantine	189
V-7	Paramètre de résistance	192
V-7-1	Résistance au cisaillement définie en contrainte effective	192
V-7-1-1	Résistance en pic de l'argile surconsolidée	192
V-7-1-2	Résistance au cisaillement de l'argile normalement consolidée	192

V-7-1-3	Résistance résiduelle	192
V-8	Examen des pratiques courantes au moyen du modèle propose	193
V-8-1	Analyse de la stabilité des pentes	193
V-9	Conclusion	194

---

CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVE	196
------------------------------------	-----

---

## LISTE DES FIGURES

### Chapitre I

Fig.I.1	Définition des zones d'utilisation des matériels d'essai pour la détermination des Modules de déformation	6
Fig.I.2	Différents principes d'essais en place	7
Fig.I.3	Les différents essais de cisaillement en forage	8
Fig.I.5	Principe de l'essai pressiométrique	12
Fig.I.6	Comparaison entre les essais	13
Fig.1.7	Mesure des pressions totales horizontales	13
Fig.I.8	Pressiomètre autoforeur	14
Fig.I.9	Evolution du mode de l'application du déviateur	16
Fig.I.10	Etat de contrainte dans un essai triaxial	17
Fig.I.11	Disposition des plateaux rigides dans le vrai triaxial et sollicitations appliquées à l'échantillon	18
Fig.I.12	Cisaillement direct et état des contraintes	19
Fig.I.13	Appareil de cisaillement direct alterné du LCPC (Blondeau et Berche, 1973)	19
Fig.I.14	Types de cisaillement direct par torsion	20
Fig.I.15	Appareil de cisaillement annulaire du LCPC (Blondeau et Berche, 1973)	21
Fig.I.16	Projection dans le plan ( $p', q$ )	25
Fig.I.17	Modèle Cam- Clay dans le plan ( $p', q$ )	26
Fig.I.18	Méthode de détermination de la courbe d'état limite, selon : (a) Graham (1969) ; (b) Tavenas et Leroueil (1977)	28
Fig.I.19	Courbes d'état limite de diverses argiles naturelles. D'après Diaz-Rodriguez et al., 1992	29
Fig.I.20	Surfaces de charge de l'argile de St-Alban, D'après Tavenas et Leroueil, (1977)	29
Fig.I.21	Essais de compressibilité et de consolidation	30
Fig.I.22	Relation déviateur – déformation verticale	32
Fig.I.23	Relation déformation axiale – déformation	32
Fig.I.24	Relation déviateur déformation axiale	33
Fig.I.25	Relation pression interstitielle - Déformation axiale	33
Fig.I.26	Cercles de Mohr - essais non drainés	34
Fig.I.27	Courbe d'état limite dans ( $s', t$ )	34
Fig.I.28	Courbe d'état limite dans ( $p', q$ )	34
Fig.I.29	Comparaison du modèle Mélanie aux donnée Expérimentale d'une argile avec un $\phi'=17,5^\circ$	38
Fig.I.30	Comparaison du modèle Mélanie aux données Expérimentales d'une argile avec un $\phi'=23^\circ$	38
Fig.I.31	Comparaison du modèle Mélanie aux donnée Expérimentale d'une argile avec un $\phi'=26^\circ$	39
Fig.I.32	Comparaison du modèle Mélanie aux données Expérimentale d'une argile avec un $\phi'=29^\circ$	39



Fig.I.33	Comparaison du modèle Mélanie aux données Expérimentale d'une argile avec un $\varphi'=32^\circ$	40
Fig.I.34	Comparaison du modèle Mélanie aux données Expérimentale d'une argile avec un $\varphi'=43^\circ$	40

## **Chapitre II**

Fig.II.1	Carte géologique de la ville de Constantine. Echelle : 1/200000	44
Fig.II.2	Série géologique de Constantine	45
Fig.II.3	Coupe entre Bellevue et Chabet el Merdje	47

## **Chapitre III.1**

Fig.III.1.1	Structure anisotrope	55
Fig.III.1.2	Echantillon anisotrope incliné sur la presse triaxiale	56
Fig.III.1.3	Anisotropie des modules	56
Fig.III.1.4	Résistance des échantillons inclinés	56
Fig.III.1.5	Loi de comportement élastique linéaire	58
Fig.III.1.6	Loi de comportement élastique, parfaitement plastique de Mohr-Coulomb	60
Fig.III.1.7	Capacité des lois à représenter l'évolution du module avec la déformation	62
Fig.III.1.8	Modèles Cam-Clay original et Cam-Clay modifié	63
Fig.III.1.9	a, b Méthode de détermination de la surface de charge	64
Fig.III.1.10	Surfaces de charges de différentes argiles naturelles	65
Fig.III.1.11	Surfaces de charge de l'argile de St-Alban, d'après Tavenas et Lerouil	66
Fig.III.1.12	Modèle de Larsson et sa confrontation avec les mesures faites sur l'argile de Drammen	67
Fig.III.1.13	Validation du modèle Anpétal sur différentes argiles, d'après Newson	70

## **Chapitre III.2**

Fig.III.2.1	Structure des argiles	74
Fig.III.2.2	Cercle de focalisation	76

## **Chapitre III.3**

Fig.III.3.1	Variation en profondeurs des principales caractéristiques des couches Site Ain el Bey	94
Fig.III.3.2	Variation en profondeurs des principales caractéristiques des couches Site Boussouf	95
Fig.III.3.3	Variation en profondeurs des principales caractéristiques des couches Site Bellevue	96
Fig.III.3.4	Variation en profondeurs des principales caractéristiques des couches Site Ciloc	97
Fig.III.3.5	Spectre relatif au site d'Ain-El-Bey.	98
Fig.III.3.5.1	Spectre relatif au site d'Ain-El-Bey et superposition avec le spectre issu du fichier A.S.T.M. : identification du Quartz.	99

Fig.III.3.5.2	Spectre relatif au site d'Ain-El-Bey et superposition avec le spectre issu du fichier A.S.T.M. : identification de la Lutécite.	99
Fig.III.3.5.3	Spectre relatif au site d'Ain-El-Bey et superposition avec le spectre issu du fichier A.S.T.M. : identification de la Kaolinite.	100
Fig.III.3.5.4	Spectre relatif au site d'Ain-El-Bey et superposition avec le spectre issu du fichier A.S.T.M. : identification de la Zéolite.	100
Fig.III.3.6	Spectre relatif au site de Boussouf.	101
Fig.III.3.6.1	Spectre relatif au site de Boussouf et superposition avec le spectre issu du fichier A.S.T.M. : identification de la Kaolinite.	101
Fig.III.3.6.2	Spectre relatif au site de Boussouf et superposition avec le spectre issu du fichier A.S.T.M. : identification du Quartz.	102
Fig.III.3.6.3	Spectre relatif au site de Boussouf et superposition avec le spectre issu du fichier A.S.T.M. : identification de la Stishovite.	102
Fig.III.3.6.4	Spectre relatif au site de Boussouf et superposition avec le spectre issu du fichier A.S.T.M. : identification de la Zéolite	103
Fig.III.3.6.5	Spectre relatif au site de Boussouf et superposition avec le spectre issu du fichier A.S.T.M. : identification de la Lutécite	103
Fig.III.3.7	Spectre relatif au site Ciloc.	104
Fig.III.3.7.1	Spectre relatif au site Ciloc et superposition avec le spectre issu du fichier A.S.T.M. : identification de la Lutécite.	104
Fig.III.3.7.2	Spectre relatif au site Ciloc et superposition avec le spectre issu du fichier A.S.T.M. : identification de la Tridymite.	105
Fig.III.3.7.3	Spectre relatif au site Ciloc et superposition avec le spectre issu du fichier A.S.T.M. : identification de la Kaolinite.	105
Fig.III.3.7.4	Spectre relatif au site Ciloc et superposition avec le spectre issu du fichier A.S.T.M. : identification de la Stishovite.	106
Fig.III.3.7.5	Spectre relatif au site Ciloc et superposition avec le spectre issu du fichier A.S.T.M. : identification du Quartz.	106
Fig.III.3.8	Fuseau granulométrique représentatif de l'ensemble des couches étudiées Obtenus à partir de 32 courbes.	107
Fig.III.3.9	Fuseau granulométrique représentatif de l'ensemble des courbes étudiées à partir de 10 courbes	108
Fig.III.3.10	Fuseau granulométrique représentatif de l'ensemble des couches étudiées	109
Fig.III.3.11	Fuseau granulométrique représentatif de l'ensemble des couches étudiées à partir de 12 courbes.	109
Fig.III.3.12	Caractéristiques de plasticité des différentes couches site Bellevue	110
Fig.III.3.13	Caractéristiques de plasticité des différentes couches site Ciloc	111
Fig.III.3.14	Caractéristiques de plasticité des différentes couches Ain el Bey	111
Fig.III.3.15	Caractéristiques de plasticité des différentes couches site Boussouf	112
Fig.III.3.16	Caractéristiques de plasticité des différentes Argiles de Constantine	112
Fig.III.3.17	Essai de compressibilité oedométrique, site Bellevue, profondeur 3,78-4, 37m	113
Fig.III.3.18	Courbe de consolidation en fonction du log t, site Bellevue 3,78-4,37m	114
Fig.III.3.19	Essai de compressibilité oedométrique profondeur 3,71-4,27m, site Bellevue	114
Fig.III.3.20	Courbe de consolidation en fonction du logt, Bellevue profondeur 3,71-4,27m	115
Fig.III.3.21	Essai de compressibilité oedométrique profondeur 6m, site Bellevue	116

Fig.III.3.22	Courbe de consolidation en fonction du logt, site Bellevue, 6m	116
Fig.III.3.23	Essai de compressibilité oedométrique, Bellevue profondeur 7 m	117
Fig.III.3.24	Courbe de consolidation en fonction du logt, Bellevue 7 m	117
Fig.III.3.25	Essai de compressibilité oedométrique, Bellevue profondeur 11 m	118
Fig.III.3.26	Courbe de consolidation en fonction du logt, Bellevue 11 m	118
Fig.III.3.27	Essai de compressibilité oedométrique, Ain el Bey profondeur 5-6 m	119
Fig.III.3.28	Essai de compressibilité oedométrique, Ain el Bey profondeur 13-1,5 m	119
Fig.III.3.29	Essai de compressibilité oedométrique, Ain el Bey profondeur 15-16,m	120
Fig.III.3.30	Essai de compressibilité oedométrique, Ciloc 5-6 m	121
Fig.III.3.31	Essai de compressibilité oedométrique, Ciloc Profondeur 8-9,5 m	121
Fig.III.3.32	Essai de compressibilité oedométrique, Ciloc profondeur 9-9,6 m	122
Fig.III.3.33	Essai de compressibilité oedométrique, Ciloc profondeur 10,5-11,3 m	122
Fig.III.3.34	Courbe oedométrique, site Boussouf 7,2-8m	123
Fig.III.3.35	Courbe oedométrique, Boussouf 14m	123
Fig.III.3.36	Essai de consolidation pour les triaxiaux CD, Site Bellevue profondeur 11m	125
Fig.III.3.37	Evolution de la déformation en fonction du déviateur, Bellevue profondeur 2,1-2,7 m	126
Fig.III.3.38	Evolution de la déformation en fonction de la pression Interstitielle, Bellevue profondeur 2,1-2,7 m	126
Fig.III.3.39	Evolution de la déformation en fonction du déviateur, Bellevue profondeur 3,78-4,37 m	127
Fig.III.3.40	Evolution de la déformation en fonction de la pression Interstitielle, Bellevue profondeur 3,78-4,37 m	127
Fig.III.3.41	Evolution de la déformation en fonction du déviateur, Bellevue profondeur 4,8-5,5m	128
Fig.III.3.42	Evolution de la déformation en fonction de la pression Interstitielle Bellevue, profondeur 4,8-5,4 m	128
Fig.III.3.43	Evolution de la déformation en fonction du déviateur Bellevue, profondeur 7m	129
Fig.III.3.44	Evolution de la déformation en fonction de la pression Interstitielle Bellevue, profondeur 7m	129
Fig.III.3.45	Evolution de la déformation en fonction du déviateur Bellevue, profondeur 11-11,6 m	130
Fig.III.3.46	Evolution de la déformation en fonction de la pression Interstitielle Bellevue, profondeur 11-11,6 m	130
Fig.III.3.47	Courbes efforts déformation des essais CU+U sous différentes Pressions de confinements site Bellevue	131
Fig.III.3.48	Evolution de la déformation en fonction de la pression interstitielle site Bellevue	131
Fig.III.3.49	Détermination de la droite de rupture dans le plan de Mohr, Bellevue profondeur, 3,78-4,37m	132
Fig.III.3.50	Détermination de la droite de rupture dans la représentation de Mohr Bellevue profondeur 6,92-7,5	132
Fig.III.3.51	Détermination de la droite de rupture dans la représentation de Mohr Bellevue profondeur 7m	133
Fig.III.3.52	Détermination de la droite de rupture dans la représentation de Lambe, Bellevue profondeur 3,78- 4,37 m	134

Fig.III.3.53	Détermination de la droite de rupture dans la représentation de Lambe, Bellevue profondeur 4,8-5,4 m	134
Fig.III.3.54	Détermination de la droite de rupture dans la représentation de Lambe, Bellevue profondeur 11-11,6 m	135
Fig.III.3.55	Evolution du module sécant en de la déformation verticale, site Bellevue	135
Fig.III.3.56	Convergence du coefficient Ko pour les différents essais, Sous différentes contraintes latérales effectives, site Bellevue	136
Fig.III.3.57	Courbe de consolidation en fonction du logt, Ciloc pour les triaxiaux CD, profondeur 5m	137
Fig.III.3.58	Courbe de consolidation en fonction du logt, Ciloc Pour les triaxiaux CD, profondeur 6,5-7m	137
Fig.III.3.59	Courbe de consolidation en fonction du logt, Ciloc Pour les triaxiaux CD, Profondeur 8m	138
Fig.III.3.60	Courbe de consolidation en fonction du logt, Ciloc Pour les triaxiaux CD, Profondeur 8m	138
Fig.III.3.61	Evolution de la déformation en fonction Du déviateur Ciloc profondeur 5m	139
Fig.III.3.62	Evolution de la déformation en fonction de la pression interstitielle Ciloc profondeur 5m	139
Fig.III.3.63	Evolution de la déformation en fonction du déviateur, Ciloc profondeur 6m	140
Fig.III.3.64	Evolution de la déformation en fonction de la pression interstitielle Profondeur 6m, site Ciloc	140
Fig.III.3.65	Evolution de la déformation en fonction du déviateur, Ciloc profondeur 8,3-8,9m	141
Fig.III.3.66	Evolution de la déformation en fonction de la pression Interstitielle profondeur 8,3-8,9m, site Ciloc	141
Fig.III.3.67	Evolution de la déformation en fonction du déviateur ; Profondeur 8,9-9,5m -site Ciloc	142
Fig.III.3.68	Evolution de la déformation en fonction de la pression Interstitielle profondeur 8,9-9,5 m	142
Fig.III.3.69	Evolution de la déformation en fonction du déviateur ; Profondeur 13,2-14,6 m- site Ciloc	143
Fig.III.3.70	Evolution de la déformation en fonction de la pression Interstitielle profondeur 13,2-14,6 m- site Ciloc	143
Fig.III.3.71	Courbes effort déformation des essais CU+U, des différentes couches Ciloc	144
Fig.III.3.72	Courbes pression interstitielle déformation des essais CU+U De l'ensemble des essais, site Ciloc	144
Fig.III.3.73	Détermination de la droite de rupture dans la représentation De Mohr, Ciloc- profondeur 8m	145
Fig.III.3.74	Détermination de la droite de rupture dans la représentation de Mohr Ciloc 9m	145
Fig.III.3.75	Détermination de la droite de rupture dans la représentation de Lambe, Ciloc profondeur 5m	146
Fig.III.3.76	Détermination de la droite de rupture dans la représentation de Lambe, Ciloc Profondeur 6m	146

Fig.III.3.77	Détermination de la droite de rupture dans la représentation de Lambe Ciloc-profondeur 8,9-9,5 m	147
Fig.III.3.78	Détermination de la droite de rupture dans la représentation de Lambe profondeur 13,2-14,6m	147
Fig.III.3.79	Détermination de la droite de rupture dans la représentation de Lambe De l'ensemble des résultats sur les différents profondeurs	148
Fig.III.3.80	Evolution du module sécant en fonction de la déformation verticale, site Ciloc	148
Fig.III.3.81	Convergence du coefficient Ko pour différents essais Sous différentes contraintes latérales effective, site Ciloc	149
Fig.III.3.82	Courbe de consolidation en fonction du logt, pour les triaxiaux CD, site Ain el Bey, profondeur 13-13,5m	149
Fig.III.3.83	Courbe de consolidation en fonction du logt, Ain el Bey Pour les triaxiaux CD, Profondeur 15-16m	150
Fig.III.3.84	Evolution de la déformation en fonction du déviateur, Ain el Bey, profondeur 13m	151
Fig.III.3.85	Evolution de la déformation en fonction de la pression interstitielle Ain el Bey, Profondeur 13m	151
Fig.III.3.86	Evolution de la déformation en fonction du déviateur, Ain el Bey, Profondeur 15- 16m	152
Fig.III.3.87	Evolution de la déformation en fonction da la pression interstitielle Ain el Bey, Profondeur 15-16m	152
Fig.III.3.88	Evolution de la déformation en fonction du déviateur, Ain el Bey Profondeur 17m	153
Fig.III.3.89	Détermination de la droite de rupture dans la représentation de Mohr Site Ain el Bey, profondeur 13m	153
Fig.III.3.90	Détermination de la droite de rupture dans la représentation de Lambe, Ain el Bey, profondeur 13m	154
Fig.III.3.91	Détermination de la droite de rupture dans la représentation de Lambe profondeur 15-16m	154
Fig.III.3.92	Evolution du module sécant en fonction de la déformation verticale, site Ain el Bey	155
Fig.III.3.93	Convergence du coefficient Ko pour les différents essais réalisés sous différentes contraintes latérales effectives site Ain el Bey	155
Fig.III.3.94	Courbe de consolidation en fonction du logt, site Boussouf, profondeur 7,2-8m	156
Fig.III.3.95	Courbes de consolidation en fonction du logt, pour les triaxiaux CD Site Boussouf, profondeur 14m	156
Fig.III.3.96	Evolution de la déformation en fonction du déviateur, site Boussouf Profondeur 7,2- 8,00m	157
Fig.III.3.97	Evolution de la déformation en fonction de la pression Interstitielle Site Boussouf, profondeur 7,2-8 m	158
Fig.III.3.98	Evolution de la déformation en fonction du déviateur, site Boussouf Profondeur 14m	158
Fig.III.3.99	Evolution de la déformation en fonction de la pression interstitielle Site Boussouf, profondeur 14m	159
Fig.III.3.100	Détermination de la droite de rupture dans la représentation de Lambe Site Boussouf, profondeur 7,2-8,00m	159
Fig.III.3.101	Représentation de la droite de rupture dans la représentation de Lambe Site Boussouf, profondeur 14m	160

## Chapitre IV

Fig.IV.1	Activité des argiles de Constantine	162
Fig.IV.2	Ip en fonction de WL pour les argiles de Constantine	163
Fig.IV.3	Variation du rapport $Cu/\sigma'_{vo}$ avec l'indice de plasticité : Argile de Constantine	164
Fig.IV.4	Variation du rapport $Cu/\sigma'_p$ en fonction de Ip d'après Bjerrum	165
Fig.IV.5	Variation du rapport $Cu/\sigma'_{vo}$ en fonction de Ip d'après Skempton	165
Fig.IV.6	Influence de la fraction argileuse sur l'angle de frottement.	166
Fig.IV.7	Corrélation entre l'indice de plasticité et l'angle de frottement	167
Fig.IV.8	Relation entre l'indice de compression Cc et la limite de liquidité WL	167
Fig.IV.9	Evolution du module de déformation avec la déformation	168

## Chapitre V

Fig.V.1	Cheminement des contraintes et enveloppe des résistances des pics, Bellevue, 11m	172
Fig.V.2	Cheminement des contraintes et enveloppe de résistances des pics Ciloc, 5m	173
Fig.V.3	Cheminement des contraintes et enveloppe des résistances des pics Ciloc, 8m	174
Fig.V.4	Cheminement des contraintes et enveloppe des résistances des pics Ain el Bey, 13m	175
Fig.V.5	Déformation volumiques dans les essais de consolidation à $K=C^{ste}$ , Bellevue 11m	176
Fig.V.6	Ligne d'état limite, Bellevue 11m	176
Fig.V.7	Déformation volumiques dans les essais de consolidation à $K=C^{ste}$ , Ciloc 5m	177
Fig.V.8	Ligne d'état limite, Ciloc 5m	177
Fig.V.9	Déformation volumiques dans les essais de consolidation à $K=C^{ste}$ , Ciloc 8m	178
Fig.V.10	Ligne d'état limite, Ciloc 8m	178
Fig.V.11	Déformation volumiques dans les essais de consolidation à $K=C^{ste}$ , Ain el Bey 13m	179
Fig.V.12	Ligne d'état limite Ain El Bey, 13m	179
Fig.V.13	Surface de charge du modèle Mélanie et sa validation sur l'argile de Bellevue	181
Fig.V.14	Surface de charge du modèle Mélanie et sa validation sur l'argile du Ciloc, 5m	181
Fig.V.15	Surface de charge du modèle Mélanie et sa validation sur l'argile du Ciloc, 8m	182
Fig.V.16	Surface de charge du modèle Mélanie et sa validation sur l'argile de Ain El Bey	182
Fig.V.17	Représentation de la courbe d'état limite expérimentale dans la représentation de Cambridge, Bellevue 11m	183

Fig.V.18	Comparaison des surfaces d'état limites Cam-Clay modifié et Mélanie des argiles étudiées	184
Fig.V.19	Comparaison des surfaces d'états limite Cam-Clay modifié et Mélanie	185
Fig.V.20	Validation du modèle Larsson sur les mesures faites sur l'argile de Constantine	186
Fig.V.21	Validation du modèle Anpetal sur les résultats expérimentaux de l'argile de Constantine	187
Fig.V.22	Validation des modèles sur les résultats expérimentaux de l'argile de Constantine	188
Fig.V.23	Courbes d'état limite, Ciloc 5m et 6m	189
Fig.V.24	Modèle proposé du comportement des argiles de Constantine	191
Fig.V.25	Différents paliers de résistance des argiles	193
Fig.V.26	Modèle proposé pour le comportement des argiles de Constantine	195

## LISTES DES TABLEAUX

### **Chapitre III.3**

Tableau III.3.1	Principales caractéristiques physiques du site Bellevue	91
Tableau III.3.2	Principales caractéristiques géotechniques du site Bellevue	92
Tableau III.3.3	Principales caractéristiques physiques du site Ain El Bey	92
Tableau III.3.4	Principales caractéristiques géotechniques du site Ain El Bey	92
Tableau III.3.5	Caractéristiques physiques du site Boussouf	93
Tableau III.3.6	Principales caractéristiques géotechniques du site Boussouf	93
Tableau III.3.7	Caractéristique physique du site Ciloc	93
Tableau III.3.8	Principales caractéristiques géotechniques du site Ciloc	94
Tableau III.3.9	Résultats du dépouillement	97

### **Chapitre V**

Tableau V.1	Paramètres du modèle Mélanie	180
Tableau V.2	Paramètres du modèle Larsson	185
Tableau V.3	Paramètres du modèle Anpétal	186



## LISTES DES PHOTOGRAPHIES

### Chapitre II

Photo n°II.1	Formation argileuse rouge du Ciloc	48
Photo n°II.2	Affleurement des Couches de Sables Grésifiées	48
Photo n°II.3	Argile miocène sur versant instable	50
Photo n°II.4	Prédominance en argile du Miocène Boussouf	50
Photo n°II.5	Versant occidental, argilo graveleux, moutonné de l'université	52

### Chapitre III.2

Photo III.2.1	Différents pièces constituant la cellule oedométrique	78
Photo III.2.2	Préparation de l'échantillon	79
Photo III.2.3	Echantillon taillé placé dans le moule	79
Photo III.2.4	Echantillon arasé et recouvert d'un papier filtre	80
Photo III.2.5	Moule placé dans le disque inférieur	80
Photo III.2.6	Moule recouvert du disque supérieure	81
Photo III.2.7	Bâti oedométrique	81
Photo III.2.8	Moule placé dans le bâti avec l'étrier de chargement	82
Photo III.2.9	Différents poids utilisé successivement pour l'essai	83
Photo III.2.10	Lecture du déplacement sur le comportement après stabilisation	83
Photo III.2.11	Continuer avec l'ajout de poids	84
Photo III.2.12	Essai de chargement	85
Photo III.2.13	Eprouvette utilisée pour l'essai	88
Photo III.2.14	Phase de saturation	89
Photo III.2.15	Phase de consolidation	89
Photo III.2.16	Phase de cisaillement	90

## SYMBOLES USUELS

$\gamma_h$	KN/m <sup>3</sup>	Poids volumique.
$\varepsilon$	%	Déformation verticale
$e$		Indice des vides.
$e_0$		Indice de vide initial
$C'$	KPa	Cohésion effective
$C_c$		Indice de compression
$C_v$	m <sup>2</sup> /s	Indice de consolidation
$E_{oed}$	MPa	Module oedométrique
$E_{max}$	MPa	Module d'Young maximal
$E_{sec}$	MPa	Module d'Young sécant
$K_o$		Coefficient de pression
$K_{o,n,c}$		Rapport $\sigma'_3/\sigma'_1$ , en compression unidimensionnelle dans le domaine normalement consolidé
$K$	m/s	Coefficient de perméabilité
$M$		Pente de la courbe d'état critique dans le plan (p',q)
$P'$	KPa	Contrainte effective moyenne
$q$	KPa	Contrainte déviatorique
$\mu_o$		Pente de droite de consolidation anisotrope
$\sigma'_1$	KPa	Contrainte effective majeure
$\sigma'_3$	KPa	Contrainte effective mineure
$\sigma'_h$	KPa	Contrainte effective horizontale
$\sigma'_v$	KPa	Contrainte effective verticale
$\sigma'_p$	KPa	Contrainte de préconsolidation
$\sigma'_o$	KPa	Contrainte effective verticale en place
$\tau$	KPa	Contrainte de cisaillement
$\tau_{max}$	KPa	Contrainte de cisaillement maximale
$\varphi'$	degré	Angle de frottement interne
$s'$	KPa	Contrainte moyenne de Lambe
$S_r$	%	Degré de saturation
$t$	KPa	déviatorique de Lambe
$U$	KPa	Pression interstitielle
UU		Essai non consolidé non drainé
CU		Essai consolidé non drainé
$W$	%	Teneur en eau naturelle
$W_L$	%	Limite de liquidité
$W_p$	%	Limite de plasticité
$Z$	m	Profondeur

## **Introduction générale**

Les développements récents du génie civil créent de multiples problèmes d'interactions entre structure et sol, à l'occasion notamment de la construction de grands ouvrages dans les villes et leur sous-sol. La compréhension du comportement des sols et des ouvrages et de leurs interactions joue donc un rôle croissant et important dans les études géotechniques.

Les interactions entre sols et ouvrages sont essentiellement des problèmes de compatibilité de déformations, que l'on ne peut traiter de façon fiable qu'en connaissant la déformabilité des différents sols suivant les chemins de contraintes suivie pendant la construction et la vie ultérieure des ouvrages, une connaissance plus précise des modules caractérisant cette déformabilité et ces chemins de contraintes devrait faciliter l'optimisation du dimensionnement des ouvrages.

Les ouvrages sont de nos jours souvent dimensionnés par l'utilisation de méthodes analytiques réglementaires et de méthodes de calcul en déformations qui limitent indirectement les déformations en maintenant les charges appliquées à un niveau suffisamment bas par rapport à la rupture.

Pour passer à la maîtrise directe des déformations, en utilisant les moyens modernes de calculs, en particulier les éléments finis, il est nécessaire de posséder des moyens fiables de mesure de la déformabilité des sols qui conditionnent les résultats de ces calculs.

En effet, de plus en plus fréquemment, les méthodes de calcul utilisés sont basées sur la méthode des éléments finis, permettant de modéliser trois types d'ouvrages : Talus, Fondations superficielles ou profondes, Murs de soutènement,.....

Pour passer au calcul d'un ouvrage, il est nécessaire de décrire le comportement des massifs de sols naturels pour atteindre cet objectif, de nombreuses cas de comportement ont été proposées, elles nécessitent l'obtention de paramètres mécaniques tels que l'angle de frottement interne, la cohésion et de paramètres de déformation comme les modules correspondant au comportement de l'ouvrage, lors des phases de construction et de service.

La détermination de ces paramètres à partir des courbes expérimentales, est un passage obligé qui doit se faire en adéquation avec la phase modélisée. Le comportement des sols fins, notamment des argiles, a fait l'objet de nombreuses recherches tant théoriques qu'expérimentales. Ces recherches ont pour objectif principal de fournir aux projeteurs et constructeurs des règles et normes communes pour le calcul des ouvrages. Sur le plan expérimental, les méthodes d'essais les plus fréquemment utilisées pour la validation des

modèles de comportement essentiellement des essais de compressibilité oedométriques et des essais de cisaillement triaxial classique.

La voie des essais de laboratoire a été largement explorée au cours des dernières décennies. La qualité de ces essais dépend du prélèvement d'échantillons représentatifs, dont les conditions sont plus ou moins satisfaisantes selon les types de sols. La polyvalence des essais en laboratoire et la maîtrise des conditions d'essais (géométrie, chemins de chargement...) en font un élément essentiel de la compréhension du comportement du sol.

Ces essais constituent les outils de base pour la connaissance du comportement des argiles et permettent de suivre des chemins de contraintes ou de déformations simulant le comportement réel des ouvrages en place.

Parallèlement des méthodes d'essais in situ (pénétromètre, préssiomètres,....) ont été développées afin de caractériser le mieux possible le comportement des argiles en place.

Bien que ces essais présentent l'avantage d'être peu coûteux et rapides à exécuter, d'où leur succès relatifs, les résultats obtenus sont difficiles à interpréter en terme de lois de comportement des sols, car les chemins de contraintes totales ou effectives, suivis dans ces essais sont mal connus, les conditions aux limites spatiales sont impossibles à définir, les conditions de drainage sont généralement peu ou pas connus, etc.

Ces difficultés posent de sérieux problèmes au bon déroulement des essais in –situ et à leur exploration, ce qui a permis de privilégier les essais de laboratoire (oedomètre, triaxial).

Les essais de laboratoire et en place consistent à déterminer les paramètres du sol testé en site réel ou sur ouvrages expérimentaux, les paramètres déterminés sont ensuite utilisés pour valider les lois de comportement proposés et puis ces dernières à leur tour sont utilisées pour le calcul numérique.

En s'inspirant de cette problématique, notre travail a comporté un volet expérimental mené en laboratoire à l'aide d'appareils tels que l'odomètres et l'appareil triaxial. Ces essais nous ont permis d'avoir des conclusions sur la résistance des sols étudiés.

Un sujet portant sur l'étude en laboratoire des formations argileuses de Constantine, siège de nombreux glissement spectaculaires, permettra de fournir les données expérimentales nécessaires au développement des modèles de comportement pour le calcul des fondations et des ouvrages en terre, mais aussi à développer des procédures d'essais simples et économiques pour ce type de sol. Elle permettra, c'est-à-dire, l'étude en laboratoire d'enrichir la banque de données sur les propriétés physico mécaniques des argiles à travers le monde.

Son objectif est donc de fournir les bases expérimentales de l'étude du comportement à court et long terme des ouvrages fondés sur ce type de sol (prévision de l'amplitude des tassements et de leur évolution dans le temps) et ses implications pratiques sur le dimensionnement, le coût et la sécurité des ouvrages.

Elle comporte la réalisation d'un programme expérimental composé des essais suivants :

-Essais de compressibilité à l'odomètre pour la détermination des caractéristiques de compressibilité et de perméabilité de l'argile.

-Essais triaxiaux de cisaillements drainés et non drainés sous différentes contraintes de consolidation pour la détermination de la courbe d'état limite du sol et de ces paramètres d'élasticité anisotrope à l'intérieure de cette courbe d'état limite.

Afin de disposer d'éléments de comparaison à l'issue de ce travail, nous avons choisie de baser nos essais sur différents sites expérimentaux ayant fait l'objet de nombreuses études.

Ces sites ont été choisis d'après une recherche géologique.

Le premier chapitre est consacré à l'étude bibliographique des différentes méthodes expérimentales, ce chapitre détaille les techniques d'essais en laboratoire qui peuvent mettre en évidence le comportement de ces sols et de l'évolution des lois de comportement, des surfaces de charges et des méthodes pour les déterminer.

De nombreux types d'essais en laboratoire et leurs résultats sont présentés. Nous donnons également un aperçu des autres travaux de recherche qui ont été consacrés à ce sujet.

Dans le deuxième chapitre le travail vise en premier lieu, à montrer l'importance de la Géologie dans les études et travaux de Génie Civil, et le choix des sites sur lesquelles on va faire une étude géotechnique détaillée.

- Le troisième chapitre, présente la partie expérimentale qui a pour but d'étudier à l'aide de différents essais aux laboratoire et de trouver une loi de comportement, afin de disposer d'un portrait complet des sols étudiés, cette étude comporte des essais de caractérisation physique ainsi que des essais à l'oedomètre et des essais au triaxial classique, différents types d'argiles provenant de différents sites ont été testés : l'argile de Boussouf, Ain el bey, Bellevue et Ciloc.

Les résultats des essais triaxiaux sont utilisés pour étudier leurs paramètres de résistance, tracer leurs surfaces d'état limite.

Dans la première partie du troisième chapitre nous essayons d'expliquer les notions d'anisotropie de surfaces d'état limite et d'état critique et nous détaillons quelle loi de comportement qui semble capable de caractériser ces sols.

Dans la deuxième partie nous abordons l'étude expérimentale en laboratoire des différentes argiles provenant des sites différents.

Dans la troisième partie nous abordons les résultats des essais et leurs interprétations.

Dans le quatrième chapitre, plusieurs corrélations ont été établis c'est le cas en particulier entre l'indice de compression et la limite de liquidité, entre l'angle de frottement interne et la fraction argileuse et d'autres entre l'indice de plasticité et l'angle de frottement interne, ces relations sont validées par les études réalisées par Byerrium et Skempton.

Le cinquième chapitre, présente une proposition de modèle général du comportement des argiles de Constantine sur la base d'une étude expérimentale.

Le mémoire se termine par une conclusion globale et des perspectives sur les travaux à venir.

## **I.1 Généralités**

Le comportement des sols fins, notamment des argiles, est complexe. Son étude a nécessité le développement d'un grand nombre de techniques d'essais en laboratoire et en place.

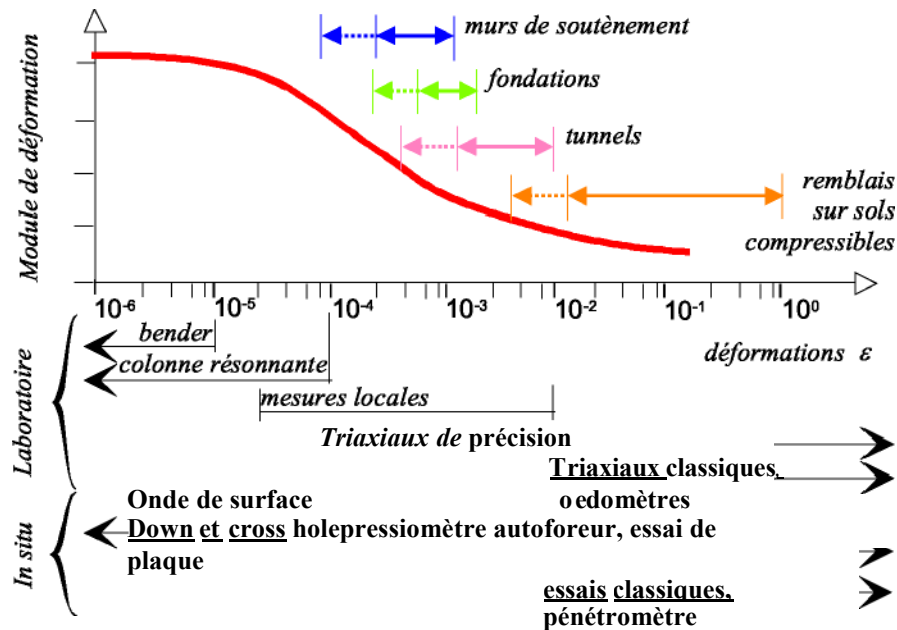
Ces essais ont pour objectifs de fournir des données expérimentales sur les propriétés mécaniques de déformabilité et de résistance des sols et de simuler leur comportement (cheminement des contraintes et des déformations) sous l'action de charges appliquées durant les essais comme elles doivent l'être réellement dans la nature ou sous l'action des ouvrages.

L'expérience montre que les résultats d'essais obtenus suivant ces deux voies (en laboratoire, en place), différentes mais complémentaires, dépendent non seulement de la quantité d'essais réalisés mais surtout de leur qualité (appareillages, procédures expérimentales, méthodes d'exploitation, etc.). Les possibilités offertes par les essais in-situ et de laboratoire, afin de connaître le comportement des sols et leur interaction avec les ouvrages, sont nombreux et considérables. Les particularités de ces essais sont résumées dans ce qui suit:

Les études en place impliquent la réalisation d'un forage, ce qui nécessite un matériel le plus souvent lourd et compliqué. L'analyse de ces essais est basée surtout sur des considérations empiriques, manquant de fondement théoriques, à partir desquelles les propriétés mécaniques des sols telles que la cohésion et l'angle de frottement ne sont pas directement identifiées et dans lesquelles les chemins de contraintes effectives ou de déformations et les conditions aux limites spatiales correspondantes ainsi que les conditions de drainage sont généralement inconnues et toujours difficilement définissables.

Les études en laboratoire, souvent lentes et généralement coûteuses, s'effectuent sur des échantillons de petites tailles, plus ou moins remaniés et parfois non représentatifs de l'état du sol en place. Les procédures expérimentales correspondantes sont souvent complexes, mais ne peuvent donner de bons résultats que si les sols testés représentent bien les sols existant sur le terrain sous les ouvrages.

Il est important de remarquer que chaque essai possède un champ d'application lié aux déformations qu'il génère pour solliciter le sol, déformations qui doivent être mises en rapport avec celles qui apparaissent lors de la réalisation des ouvrages ou au cours de leur vie (Burland, 1989). Sur la figure 1.1, nous avons représenté le graphique classique de détermination des matériels de laboratoire (Atkinson et al. 1991), auxquels sont rajoutées les



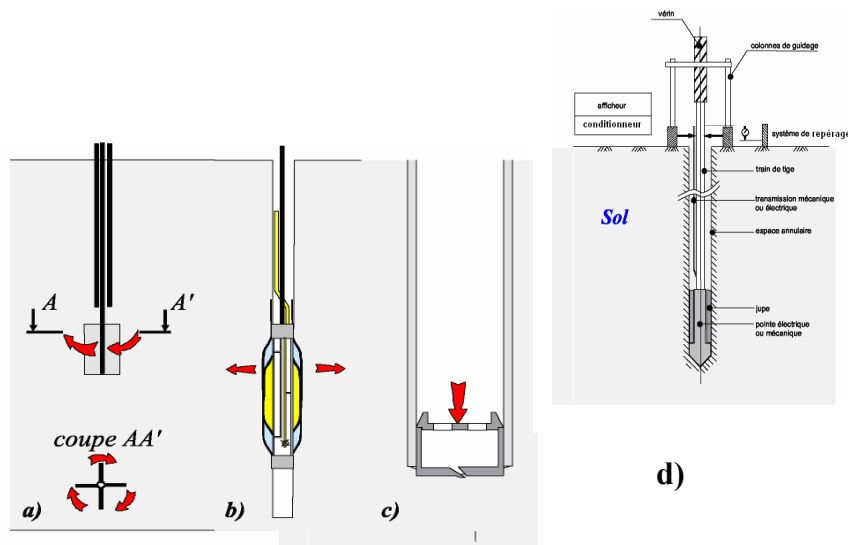
**Figure I.1 Définition des zones d'utilisation des matériels d'essais pour la détermination des modules de déformation.**

## I.2 Essais en place

Les méthodes expérimentales en place, dont l'usage devient de plus en plus courant dans la plupart des travaux importants réalisés à terre comme en mer, sont nombreuses et variées. Les objectifs et les conditions de leur utilisation sont également nombreux et variés.

En général, on peut classer les essais en place en quatre catégories suivant leurs principes de fonctionnement : les essais de cisaillement, d'expansion, de chargement et de pénétration (figure I.2).





**Figure I.2 Différents principes d'essais en place : a) exemple d'essais de cisaillement, b) d'expansion, c) de chargement, d) de pénétration**

Les essais scissométriques, pénétrométriques et pressiométriques, à la fois rapides et économiques, donnent des estimations qualitatives généralement satisfaisantes du comportement des sols sous les ouvrages dans la plupart des cas pratiques, bien qu'elles ne soient basées que sur des corrélations empiriques ou semi-empiriques entre les différents paramètres géotechniques que l'on peut en déduire et le comportement observé d'un ouvrage réel.

D'autres essais, comme les essais de battage et de chargement des pieux, essais de pompage, etc., relativement lents et coûteux, ont pour but d'apporter des solutions à des problèmes précis et clairement définis comme par exemple tester la portance des pieux ou des palplanches dans certains travaux de génie civil.

Ces deux groupes d'essais sont complémentaires. Les premiers sont utilisés surtout pour caractériser la stratigraphie du profil des sols et donner une évaluation des paramètres géotechniques correspondants (caractéristiques de déformabilité et de résistance).

Les seconds doivent être combinés avec les premiers afin de mieux caractériser l'ensemble des caractéristiques décrites ci-dessus et peuvent en outre être utilisés pour des travaux relevant des domaines de la recherche ou parfois des travaux spéciaux peu habituels.

### I.2.1- Essais de pénétration

Le pénétromètre figure I.2.d, est considéré depuis plusieurs dizaines d'années comme un outil puissant pour la détermination en place des caractéristiques de résistance des sols fins, notamment des argiles molles. L'équipement standard est utilisé durant les phases initiales des études géotechniques importantes afin de fournir des informations sur la nature des problèmes à résoudre et l'organisation ultérieure de la reconnaissance. Les essais de pénétration peuvent être réalisés par fonçage d'une pointe conique CPT (pénétromètre statique), par battage à l'aide d'un mouton, d'une pointe conique DPT (pénétromètre dynamique) ou par battage à l'aide d'un mouton, d'un carottier (essai de pénétration au carottier plus connu sous l'acronyme SPT). Bien que le pénétromètre offre la possibilité d'aborder l'identification des sols en termes de nature, l'identification de l'état de contraintes tridimensionnelles n'y est pas possible à cause de la forte perturbation du sol lors de l'essai.

### I.2.2- Essais de cisaillement

Les essais de cisaillement ont comme objectif d'atteindre les caractéristiques de résistance des sols en imposant une contrainte de cisaillement (figure 1.3).

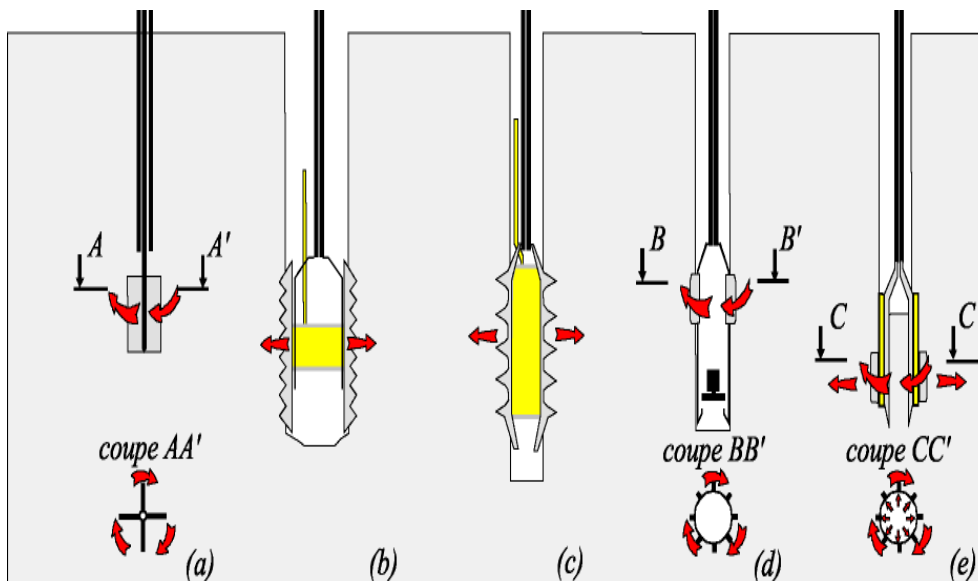


Figure I.3 Les différents essais de cisaillement en forage : a) scissomètre, b) essai de cisaillement en forage, (c) phicomètre, d) scissomètre autoforeur e) rhéostat

### **I.2.2.1 Essais scissométriques**

Le scissomètre de chantier est un outil fréquemment utilisé dans les études géotechniques courantes pour la mesure en place de la cohésion non drainée des argiles molles. Etant un appareil simple d'emploi et peu encombrant, le scissomètre présente l'avantage de donner des estimations en général satisfaisantes des caractéristiques de cisaillement des argiles molles.

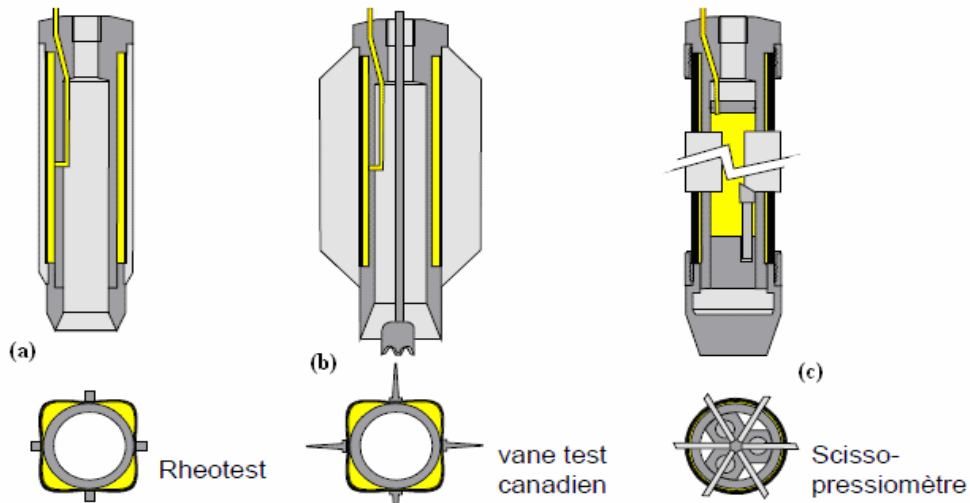
On peut néanmoins établir des corrélations entre la cohésion non drainée des argiles molles et d'autres paramètres mécaniques. Ces estimations interviennent souvent dans les premières étapes des études d'avant projet de la plus part des cas réels. Cependant les déformations engendrées au cours des essais sous l'effet de la torsion exercées par la rotation des pales du moulinet et le processus de rupture correspondant ne peuvent pas être déterminé au moyen de cet appareil, ainsi que plusieurs effets rendent difficile l'interprétation des résultats (Tavenas et Leroueil 1987).

Dans le cas du scissomètre autoforeur, développé par Baguelin et Jézéquel (1973), la sonde est descendue à la cote de l'essai par autoforage puis la sollicitation de cisaillement ou torsion cylindrique est appliquée par mise en rotation de la partie cylindrique munie de pales (figure 1.3-d). Grâce à ce scissomètre autoforeur, il est possible de réaliser des essais scissométriques avec très peu de perturbations en réduisant au maximum les effets de remaniement du sol.

L'essai n'est interprétable que jusqu'à la rupture, qui est progressive et localisée sur la surface de rupture imposée au bord de la sonde (Baguelin et al. 1973 et 1975 ; Amar et al. 1978).

Ces appareils ne servent qu'à déterminer les paramètres de cisaillement. L'état tridimensionnel des contraintes y reste inconnu.

Plus sophistiqué, l'appareil d'essai développé par Biarez combinait l'application d'une contrainte radiale et d'une contrainte de cisaillement (Leflaive, 1967, Costet et al. 1969). La sollicitation de cisaillement ou torsion cylindrique est appliquée par mise en rotation de pales à l'identique de l'essai scissométrique classique (figure 1.4). La connaissance des composantes normale et tangentielle des contraintes autorise le tracé de la courbe intrinsèque complète, cet appareil permet le carottage du sol pour une identification ou des essais au laboratoire. Intéressant dans son principe cet essai n'a pas vu son usage se répandre.



**Figure I.4 Les différents essais de cisaillement en forage : (a) Rhéotest Biarez, (b) Vanetest, (c) Scisso-pressiomètre**

### **I.2.2.2 Essai de cisaillement en forage**

Le premier essai de cisaillement en forage que l'on peut recenser dans la bibliographie est un essai américain appelé « borehole shear test » développé à partir de 1967 (Lambrechts et al. 1980 ; Lutenegger et al. 1980). Il consiste à dilater dans un forage préalable une sonde munie d'aspérités qui pénètrent dans le sol (figure 1.3-b).

La résistance au cisaillement du sol est mesurée lors de l'arrachement vertical de la sonde.

Un appareil appelé « phicomètre » découlant de la même idée a été développé en France par Philipponnat (figure 1.3-c). Malgré un nombre considérable d'essais effectués et son intérêt évident, cet appareil n'a pas réussi à s'imposer (Philipponnat, 1986 ; Philipponnat, 1987 a et b)

Plus récemment, une version autoforée de l'essai de cisaillement en forage a été mise au point au Japon (Maeda et al. 1998). Elle présente des avantages complémentaires comme l'obtention d'un module de déformation et de la contrainte totale en place.

Bien que ces essais ne permettent pas, tous seuls, de connaître les paramètres de l'anisotropie du sol étudié, la combinaison du scissomètre et du phicomètre permet de déterminer l'état de contrainte tridimensionnel en mesurant les cohésions non drainées horizontale et verticale.

### **I.2.3 Essais d'expansion**

Le principe des essais d'expansion consiste à dilater radialement dans un forage réalisé dans le sol étudié une sonde et à déterminer la relation entre la pression appliquée sur le sol et le déplacement de la paroi de la sonde. Il s'agit du pressiomètre, du pressiomètre autoforeur, du pressio-pénétrromètre et du dilatomètre flexible.

### **I-2-3-1 Essais pressiométriques**

Le pressiomètre, développé par Ménard (1955) sur une idée de Kogler (1933), a été utilisé exclusivement en France pendant plusieurs années avant de devenir pratique courante dans de nombreux pays. Cet appareil est constitué essentiellement d'une sonde cylindrique dilatable radialement, reliée à un système extérieur de gonflage et dotée de capteurs pour la mesure des variations du volume et de la pression appliquée et d'un système d'acquisition de mesures.

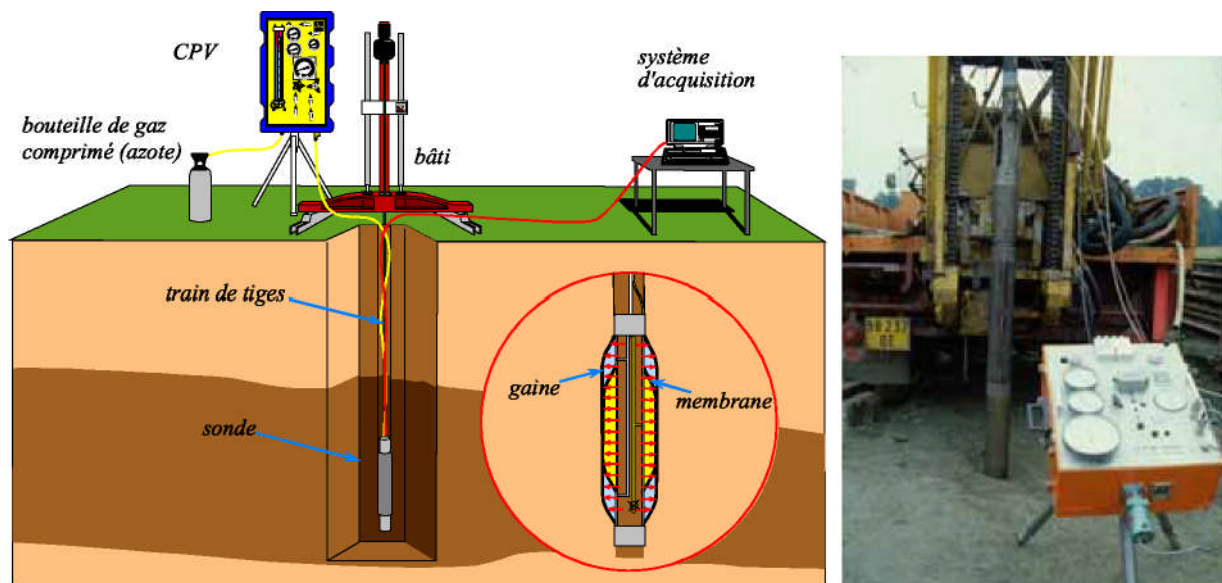
L'essai consiste à mettre sous pression la sonde pressiométrique (Figure 1.5-a), à la profondeur désirée, par injection d'un fluide et à mesurer les variations du volume de la membrane qui se dilate en fonction de la pression qui lui est appliquée.

Cet essai présente l'avantage de donner directement une évaluation, sans recourir à des corrélations empiriques, des propriétés mécaniques de rupture mais aussi de la déformation des sols fins (modules de cisaillement et pression limite, etc.).

Le pressiomètre Ménard pose différents problèmes. Il ne peut donner que la mesure de la pression limite des argiles molles et la détermination indirecte de leur cohésion non drainée. Sa mise en place dans un avant-trou provoque un remaniement du sol qu'il est difficile de maîtriser. Les méthodes utilisées pour calculer les tassements et les déplacements sont alors nécessairement en partie empiriques.

L'avantage de l'essai pressiométrique est qu'il semble être le seul essai in-situ capable de donner des relations de comportement des sols jusqu'à la rupture et dans lequel les conditions aux limites spatiales sont relativement bien définies. Par conséquent, il permet une analyse théorique et expérimentale du comportement des sols plus rigoureuse que d'autres essais in-situ (Jamiolkowski et al. 1985).

À l'aide du pressiomètre on peut déterminer l'état de contrainte et des modules axisymétriques.



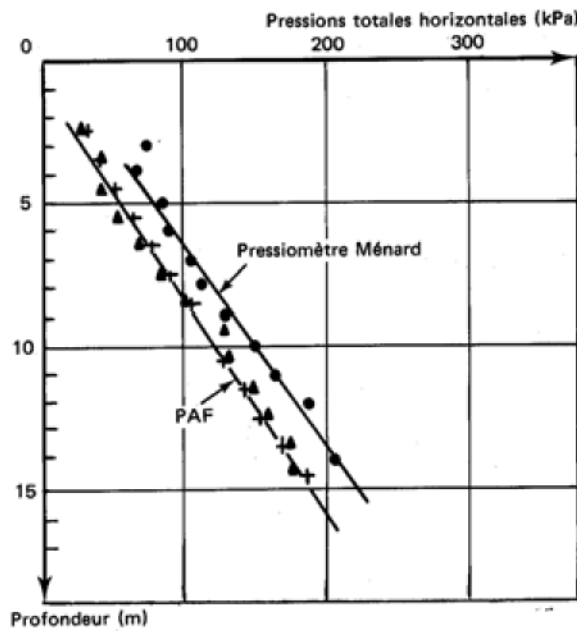
**Figure I.5 : a- Principe de l'essai pressiométrique Ménard, b- Pressiomètre autoforeur**

Cependant, l'apparition de la technique de l'autoforage (Jézéquel, 1968 ; Baguelin et al. 1973, Wroth et Hughes, 1973) pour la mise en place de la sonde pressiométrique dans le terrain pratiquement non remanié et le développement d'un système de mise en charge qui peut, suivant les propriétés du sol, être à déformation ou à pression contrôlée ouvrent des possibilités intéressantes pour l'étude des argiles.

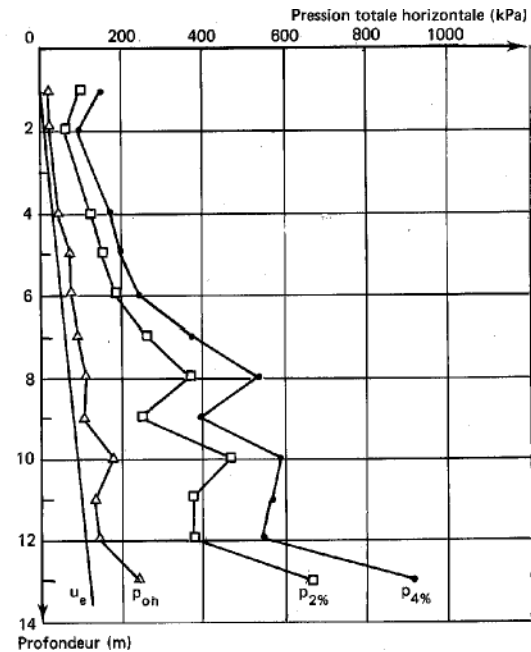
Les développeurs de l'essai pressiométrique autoforeur ont tenté d'éliminer le remaniement dû au forage préalable de l'essai pressiométrique Ménard par l'utilisation de l'autoforage qui permet une pénétration de la sonde dans le terrain par désagrégation à l'avancement du sol qui entre à l'intérieur de la tresse coupante. Un outil rotatif l'y détruit et les sédiments sont remontés à la surface grâce à l'injection de fluide sous pression. De ce fait, l'appareil (figure 1.5-b) crée son trou de forage à l'avancement et le sol vient en contact avec le module de mesure avec un très faible remaniement lié au frottement. La membrane doit être dans l'exact alignement de la tresse coupante. La déformation radiale peut être mesurée soit par la mesure locale des déplacements radiaux à l'aide de palpeur, soit par la mesure du volume global. Cela permet d'accéder à la relation contrainte-déformation sur différents axes.

Baguelin et Jézéquel ont effectué en 1976 des essais au pressiomètre Ménard et au pressiomètre autoforeur pour mesurer les caractéristiques des sols. Les auteurs ont constaté que l'essai Ménard conduit à des valeurs des pressions totales horizontales supérieures à celles du PAF en raison du remaniement inhérent aux opérations préalables de forage (figure 1.6).

Ils ont montré également qu'il y a une relation entre les pressions horizontales au repos et la pression régnant dans la sonde lors de l'essai d'expansion (figure 1.7).



**Figure I.6 Pressions totales horizontales, totales Comparaison entre les essais au PAF Essais au pressiomètre Ménard**



**Figure I.7 Mesures au PAF des pressions horizontales au repos et durant l'essai d'expansion**

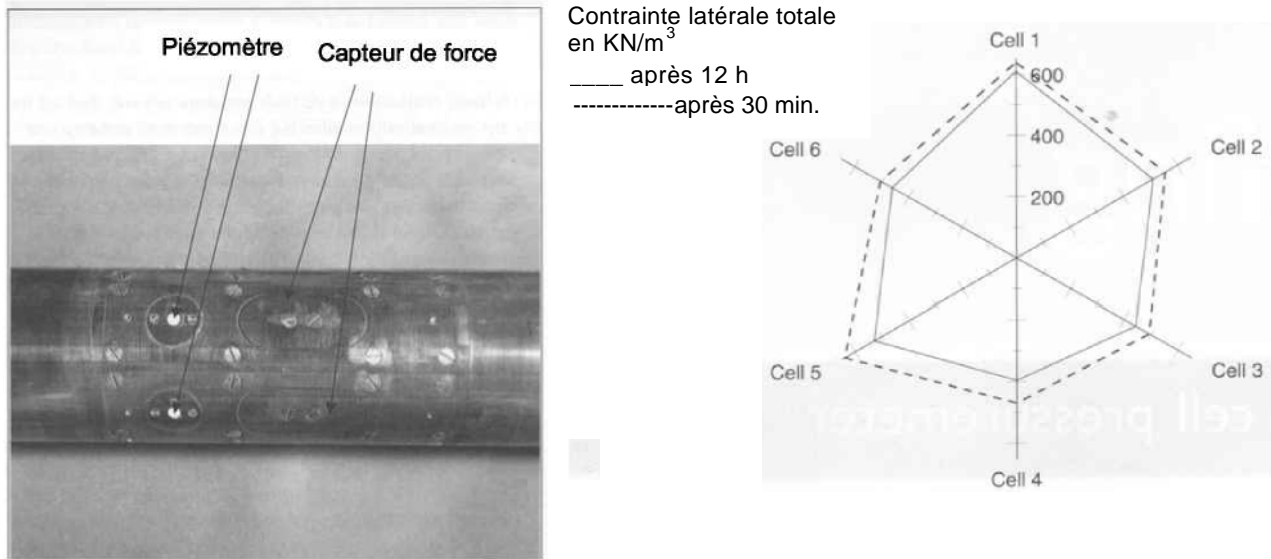
L'équipement de la sonde pressiométrique autoforée de capteurs de pression interstitielles permet de suivre la diminution des pressions interstitielles créées par l'autoforage et de calculer les contraintes effectives. Après cette période de consolidation appelée relaxation, la contrainte appliquée sur la sonde est proche de la contrainte horizontale en place, d'où la possibilité de calculer la valeur de  $K_0$ .

L'essai d'expansion est alors réalisé et suivi au niveau de la membrane par des capteurs locaux et par le volume injecté dans la sonde par le contrôleur de pression et volume (Ghionna et al. 1983 ; Lunne et al. 1984). Cet essai comporte généralement un cycle de charge déchargement et un déchargement complet.

Le procédé d'autoforage a été d'abord développé pour les essais pressiométriques, puis il a fait l'objet de développements divers. Dans tous les cas, le module d'autoforage a été conservé et le module de mesure adapté en faisant varier la géométrie de la cellule (carrée, hexagonale,...) afin d'obtenir différents types de sollicitations.

L'instrumentation radiale du dilatomètre flexible et du pressiomètre autoforeur (Dalton et Hawkins, 1982 ; Carder et Bush, 2001) permet de connaître les contraintes horizontales en

place et l'état de l'anisotropie inhérente du sol d'où la détermination de l'état de contrainte tridimensionnel (figure 1.8).



**Figure 1.8 Pressiomètre autoforeur instrumenté (Carder et Bush) et contraintes latérales totales mesurées**

#### I.2.4 Conclusion

Essais en place ont pour objectif essentiel de tester le sol dans l'état où il se trouve. Ils évitent les problèmes de prélèvement d'échantillons et permettent d'étudier le comportement du sol dans un état plus ou moins proche de la réalité.

In situ, les paramètres physiques décrivant l'état initial, dont la porosité, la densité et l'indice des vides peuvent être estimés par des techniques classiques résistances de pointe.

La majorité des essais en place s'appuient sur des corrélations empiriques, des propriétés mécanique de rupture mais aussi de la déformations des sols fins (module de cisaillement et pression limites..... etc.

En ce qui concerne le phénomène d'anisotropie, les essais au pressiomètre autoforeur, au pénétrömètre latéral ou aussi les essais triaxiaux in situ sont les mieux adaptés. La détermination de la contrainte horizontale en place  $\sigma_{ho}$  a été un objectif affirmé lors du



développement de ces appareillages. Par contre la détermination de  $\sigma_{ho}$  par les essais comme, les essais au pénétromètre et au scissomètre est toutefois difficile et compliquée.

L'estimation de la contrainte horizontale en place par les appareils dont la mise en place est réalisée par forage préalable ou refoulement : le pressiomètre Ménard, le pressio-pénétromètre et le dilatomètre n'est pas recommandée.

Le coefficient  $K_0$  qui est un paramètre non intrinsèque au sol mais lié à l'histoire de celui-ci est l'un des paramètres les plus difficiles à mesurer in situ. Il est essentiel de le connaître pour réaliser des calculs d'ouvrages en déformation réalistes. L'absence de remaniement est un facteur essentiel de la qualité de cette estimation.

L'analyse de ces essais est basée surtout sur des considérations empiriques, manquant de fondement théoriques, à partir desquelles les propriétés mécaniques des sols telles que la cohésion et l'angle de frottement ne sont pas directement identifiées et dans lesquelles les chemins de contraintes effectives ou de déformations et les conditions aux limites spatiales correspondantes ainsi que les conditions de drainage sont généralement inconnues et toujours difficilement définissables.

### **I.3 Essais en laboratoire**

Les essais de laboratoire constituent la base de la plupart des connaissances actuelles sur les propriétés mécaniques de résistance et de déformabilité des sols fins, notamment des argiles.

L'analyse des données obtenues en laboratoire confirme pour l'essentiel les principes de comportement de ces sols sous la combinaison des phénomènes de compressibilité, de consolidation, de fluage et de cisaillement auxquels ils sont soumis.

Parmi les essais en laboratoire les plus utilisés, on citera les essais triaxiaux classiques, les plus utilisés, essais au véritable triaxial, les appareils de cisaillement simple et de cisaillement direct.

#### **I.3.1 Essai triaxial de révolution**

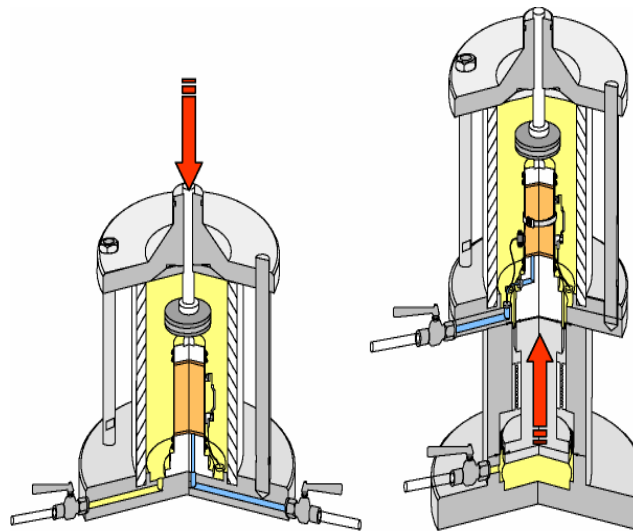
Le triaxial de révolution a joué un rôle déterminant dans le domaine expérimental de la mécanique des sols. L'utilisation de cet appareil, tant au niveau de l'industrie que de la recherche fondamentale, a amené à un bon nombre d'investigations aboutissant à une meilleure connaissance de la rhéologie des sols.

Cet appareil présente de simples conditions aux limites. Théoriquement, la section de

l'échantillon est uniforme sur toute la hauteur et les contraintes normales, qui sont en même temps principales (figure I.10), sont les seuls efforts existants aussi bien au voisinage qu'à l'intérieur du corps de l'éprouvette. On dit que le champ de contrainte est «uniforme» ou « homogène » au sein de l'échantillon.

L'échantillon est de forme cylindrique à base circulaire, couvert d'une membrane et soumis à une pression latérale. Il sera, ensuite, écrasé du fait d'un déplacement relatif des embases, ayant comme incidence la création d'un déviateur de contrainte. Le mode d'application du déviateur a évolué depuis la création des premiers prototypes.

La force axiale est provoquée dans les appareils actuels par un mouvement de l'embase inférieure et non plus par un piston appliqué à la face supérieure de l'éprouvette (figure 1.9).



**Figure 1.9 Évolution du mode de l'application du déviateur**

Les chemins de contraintes qu'il est possible de suivre à l'aide de l'appareil triaxial sont multiples. L'essai triaxial est souvent entrepris à partir d'un état isotrope de contrainte.

L'augmentation de la contrainte axiale est connue sous le nom «compression » et la diminution de cette contrainte est appelée « extension ».

Outre les chemins classiques (compression ou extension), l'appareil triaxial peut s'avérer un outil efficace pour étudier des chemins plus complexes tels que le comportement cyclique où l'on applique à l'échantillon des sollicitations répétées ou circulaires dans le plan des contraintes.

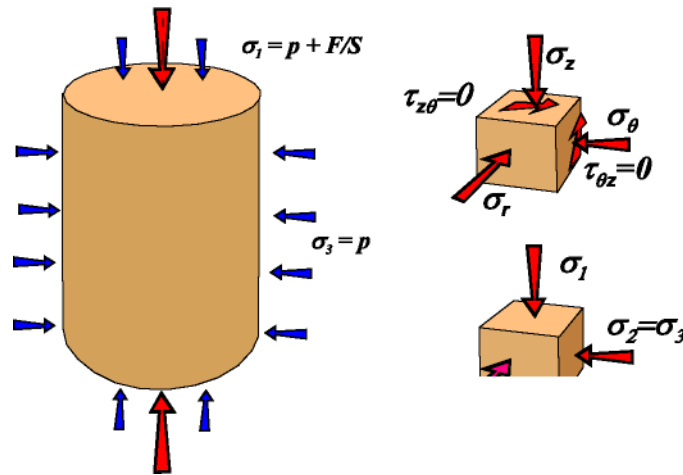


Figure 1.10 État de contrainte dans un essai triaxial

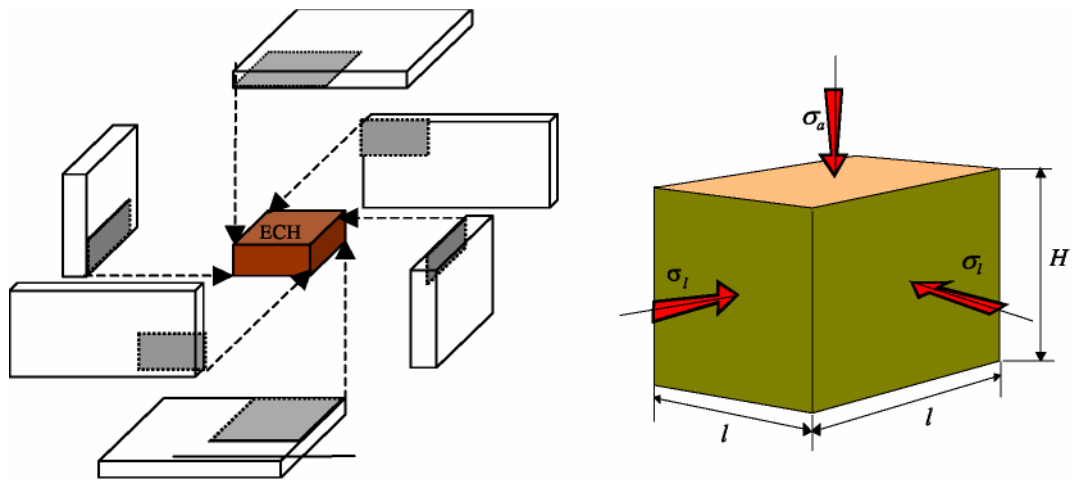
Les presses triaxiales sont pilotées en force ou déplacement et l'emploi de l'un ou l'autre des modes dépend du type d'utilisation des résultats. Il est nécessaire de remarquer que les techniques d'essais décrites ont un domaine d'investigation limité. Ceci est dû, pour une part, aux appareils et, pour une autre part, aux spécificités du matériau sol. Certaines conditions aux limites ne peuvent être appliquées et par conséquent certains états de contrainte ne peuvent être obtenus. L'appareil triaxial de révolution reste toujours l'appareil le plus utilisé en mécanique des sols pour la détermination des propriétés mécanique essentielle du sol.

### I.3.2 Essai à l'appareil triaxial vrai

Il s'agit de l'un des appareils les plus intéressants de la mécanique des sols car on peut y imposer indépendamment les trois contraintes principales à l'éprouvette.

L'échantillon, généralement cubique figure I.11, se déforme en parallélépipède sous les efforts normaux qui lui sont imposés suivant les trois directions principales. La sollicitation est appliquée à l'éprouvette par l'intermédiaire des plateaux rigides ou souples qui l'entourent.

En général, les plateaux souples sont des membranes en caoutchouc, parfois renforcées par des cordes à piano. Ce type d'appui sert à la sollicitation de type "contrainte contrôlée", tandis que les côtés soutenus par les plateaux rigides fonctionnent en "déformation contrôlée". Trois types d'appareil triaxial véritable sont concevables.



**Figure I.11 Disposition des plateaux rigides dans le vrai triaxial et sollicitations appliquées à l'échantillon**

Les ingénieurs se sont intéressés très tôt au développement de ce genre d'appareillage (Kjellman, 1936). Parmi les travaux de développement de triaxiaux vrais à interfaces rigides, on peut citer le Tri-Tri de l'Institut de Mécanique de Grenoble (Lanier, 1976).

La presse Tri-Tri a été utilisée pour étudier le comportement du sable sec afin de mettre en évidence l'influence de la contrainte principale intermédiaire, de l'anisotropie et des divers chemins de contraintes. Lanier et Zitouni (1986) ont réalisé avec cet appareil une série d'essais sur le sable d'Hostun fin, afin d'étudier l'influence du paramètre qui caractérise la position de la contrainte intermédiaire sur le comportement des sols pulvérulents. La géométrie de l'appareil ne permet pas une bonne étanchéité ce qui rend son utilisation non adaptée au sol saturé.

### **I.3.3 Essai de cisaillement direct**

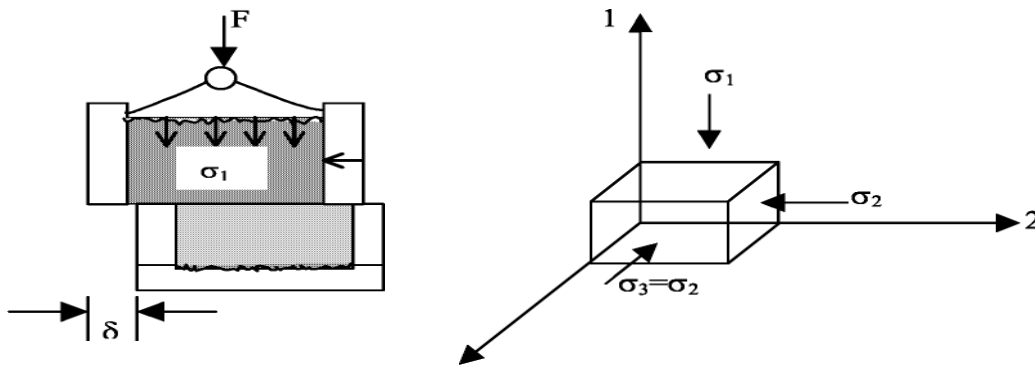
Ce paragraphe traite des appareils de cisaillement dans lesquels l'échantillon est mené à la rupture suivant une surface de rupture imposée. Deux versions distinctes de cisaillement direct existent : le cisaillement par translation et le cisaillement par rotation.

#### **I.3.3.1 Cisaillement par translation**

Le premier appareil de cisaillement direct a été construit par Alexandre Collin en 1846 pour mesurer la résistance au cisaillement d'un sol argileux afin d'étudier la stabilité des talus (Collin, 1846 ; Skempton, 1947 ; Skempton, 1985). L'appareil de cisaillement direct par

translation dans sa forme actuelle a été conçu par Casagrande en 1932.

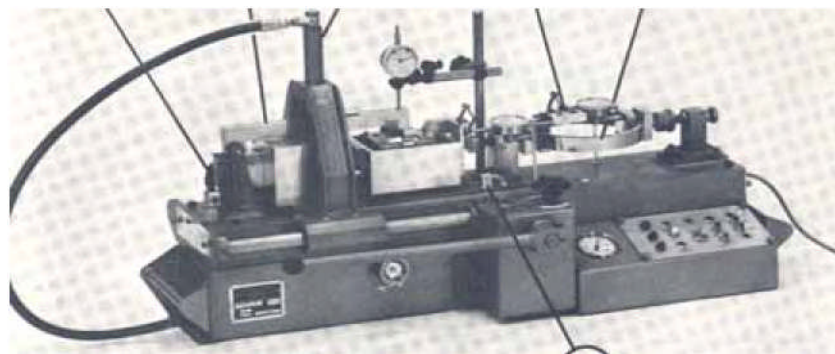
L'échantillon cylindrique ou rectangulaire est entouré de deux demi-boîtes. Après une consolidation œdométrique, une charge axiale (à travers le plateau supérieur) et un déplacement relatif des demi-boîtes sont imposés à l'éprouvette, qui est entraînée ainsi à la



**Figure I.12 Cisaillement direct et état des contraintes**

rupture selon une surface imposée (horizontale) (figure 1.12).

Un appareil de cisaillement direct alterné a été développé au LCPC en 1973 par Blondeau et Berche (figure 1.13). Il s'agit d'un cisaillement direct de l'échantillon mais le déplacement final désiré s'obtient par cumul des déplacements partiels dans un sens ou l'autre.



**Figure I.13 Appareil de cisaillement direct alterné du LCPC  
(Blondeau et Berche, 1973)**

Durant l'essai, la mesure de la pression interstitielle est pratiquement impossible et la valeur réelle de la distorsion, le rapport du déplacement de cisaillement sur la hauteur de la zone cisailée, ne peut être estimée. En effet, la hauteur de la zone entraînée en cisaillement n'est pas définie du fait d'une déformation non-homogène.

### I.3.3.2 Cisaillement direct par rotation (Ring Shear test)

Le cisaillement par rotation peut être produit par deux boîtes mises en rotation en sens opposé qui peuvent être soit superposées (cisaillement annulaire type Hvorslev, 1936) (figure 1.14-a), soit concentriques (figure 1.14-b) (type Hvorslev, 1952 ou ACSA, Chambon *et al.*, 2002).

L'échantillon est cylindrique ou annulaire et le cisaillement se fait alors par torsion suivant des plans horizontaux ou cylindriques.

Le premier appareil est surtout destiné à être une alternative à la boîte de cisaillement direct alternée pour étudier la résistance au cisaillement résiduelle (Bishop *et al.*, 1971 ; Blondeau et Berche, 1973), (Figure 1.15).

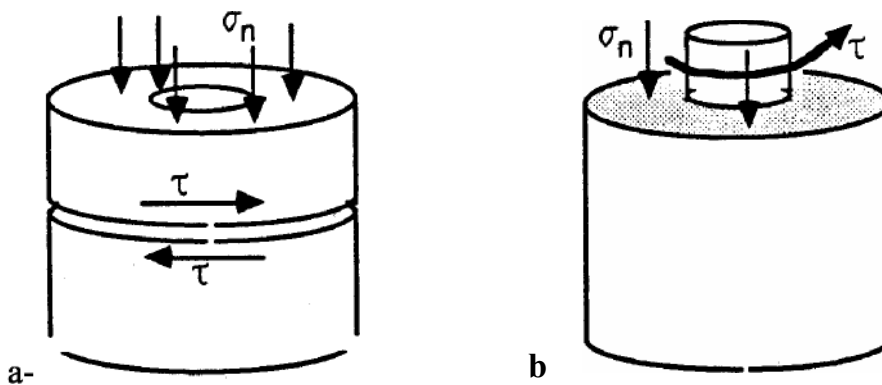


Figure I.14 Types de cisaillement direct par torsion

Les objectifs de la conception de ce type d'appareil employé pour la détermination de la résistance au cisaillement des sols se résument, selon Hvorslev et Kaufman (1952), aux points suivants :

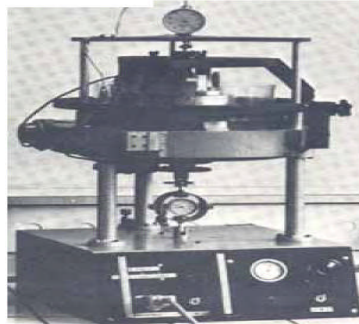
- obtention de la résistance au cisaillement maximale. Dans les appareils de cisaillement direct par rotation, on élimine les problèmes de butée aux extrémités et on peut obtenir une

distorsion homogène ;

– les déformations plastiques peuvent être observées avant la rupture ;

– suivi de l'évolution de la variation de volume ou de la pression interstitielle, suite à l'application du cisaillement ;

– détermination de la résistance au cisaillement résiduelle à de grandes valeurs de déplacement.



**Figure I.15 Appareil de cisaillement annulaire du LCPC  
(Blondeau et Berche, 1973)**

Dans l'essai de cisaillement annulaire, l'échantillon annulaire du sol est situé entre deux cylindres extérieur et intérieur, divisé ou non à mi hauteur et deux embases inférieur et supérieur, ces dernières servent à transmettre la charge axiale à l'échantillon selon une surface imposée à mi hauteur

Nous pouvons résumer, comme suit, les avantages de cet appareil par rapport au cisaillement direct en translation:

– section constante de l'éprouvette en cours d'essai,

– contrôle de la distance entre les parties hautes et basses des moules. L'importance de ce point s'identifie à la possibilité de réalisation des essais à volume constant ou des essais avec mesure de la pression interstitielle,

– guidage des cylindres ainsi que celui des plateaux,

– possibilité d'imposer des déplacements de cisaillement considérables.

Toutefois, la difficulté de détermination de certains éléments des tenseurs de contrainte et de déformation, notamment la distorsion, reste l'un des plus grands inconvénients de l'appareil

### **I-3-4 Conclusion**

Nous avons décrit dans cette partie de ce chapitre, les principaux appareils d'essais en laboratoire, tels que les essais de cisaillement direct, essais de cisaillement par torsion sur des éprouvettes cylindriques, essai de cisaillement simple et essai de cisaillement directionnel.

Ces méthodes expérimentales recèlent souvent beaucoup d'imperfection et de limitation connu comme :

Les conditions de déformations planes imposées rendent l'état de contraintes mal définies.

Impossibilité d'atteindre les grandes déformations.

Difficulté d'imposer des chemins de contraintes variés.

Cependant l'appareil triaxial de révolution reste toujours l'appareil le plus utilisé en mécanique des sols pour la détermination des propriétés mécanique essentiel du sol ainsi que son comportement.

Après cette synthèse des essais classique de laboratoire, nous présentons les principaux travaux effectués à l'aide de cet appareil c'est-à-dire l'appareil triaxial de révolution.

## **I-4-TRAVAUX DE RECHERCHES**

### **I-4-1-Introduction**

Depuis une trentaine d'années, les laboratoires des ponts et chaussées (France) étudient les propriétés mécaniques des sols naturels, notamment des argiles, afin de mieux comprendre leur comportement observé sous les ouvrages de génie civil et d'alimenter les modèles de calcul en données expérimentales fiables et représentatives. Les premières études systématiques en laboratoire ont été consacrées à l'argile molle de Lanester (Josseaume et Meimon, 1976 ; Josseaume et al., 1977).Elles ont été suivies, pendant une dizaines d'années, d'études sur l'argile molle du site expérimental de remblais sur sols mous de Cubzac-les-Ponts (vallée de la Dordogne), dont on a défini successivement le comportement non drainé (Vogien, 1975), la courbe d'état limite (Magnan et al.,1982), le comportement surconsolidé anisotrope (Piyal et Magnan, 1984 ; Magnan et Piyal, 1985) et certains aspects viscoplastiques de la loi de comportement (Kenana et Félix,1989). L'étude de l'argile de Guiche (vallée de l'Adour), dont les résultats seront décrits un peu plus tard, L'argile de Guiche a été engagée à la construction d'autres remblais expérimentaux à la fin des années 1980. Pendant cette période, d'autres études en laboratoire, suivant des méthodologies voisines, ont été réalisées sur des argiles raides : l'argile des Flandres (Josseaume et al.,1991), dont les propriétés mécaniques sont proches de celle de l'argile de Londres (Graham et al.,



1983), et l'argile verte de Romainville (Josseaume et Azizi, 1991), ainsi que sur les marnes de différentes origines (Laboratoire régional des ponts et chaussées d'Aix-en-Provence) et sur des matériaux de remblais compactés (Laboratoire régional des ponts et chaussées de Toulouse).

La démarche adoptée pour ces études expérimentales reflète d'une certaine façon la structure des lois de comportement qui sont utilisées en parallèle pour la modélisation du comportement des massifs de sols :

-les premières études sur les argiles de Lanester et de Cubzac-les-ponts ont été effectuées à une époque où l'on considérait comme acquis, après les travaux de Bjerrum (1967,1973), que les massifs d'argile avaient d'abord un comportement non drainé pendant l'application de la charge, puis un comportement de consolidation une fois la charge stabilisée. Les études en contraintes totales avaient pour but unique de caractériser le comportement non drainé du sol pendant l'application du chargement, en tenant compte de la vitesse de chargement, et devaient alimenter des lois de comportement de type élastoplastique anisotrope ;

-à la fin des années 1970, à la suite notamment des travaux réalisés en collaboration par l'université Laval de Québec et par les Laboratoires des ponts et chaussées en France (Leroueil et al. 1985), il était clairement préférable d'écrire les lois de comportement des argiles comme des autres sols saturés en termes de contraintes effectives et d'alimenter des lois de comportement dérivées des modèles de l'université de Cambridge et tenant compte en particulier des effets du temps. Les études expérimentales effectuées sur l'argile de Cubzac-les-Ponts ont d'abord repris les procédures utilisées à l'université Laval pour l'étude des argiles sensibles de la vallée du Saint-Laurent (Tavenas et Leroueil, 1979 ; Leroueil et al. 1983) pour la détermination de la courbe d'état limite, puis ont été complétées par des procédures d'études de l'anisotropie des déformations. Le modèle de comportement sous-jacent à ces études est le modèle « Mélanie », utilisé notamment pour les études numériques par éléments finis au Laboratoire central des ponts et chaussées et que nous considérons comme équivalent aux modèles reliant les contraintes effectives, les déformations et les vitesses de déformation ;

-Quelques études expérimentales ont été exécutées avec une autre référence théorique qui est la viscoélasticité (et la viscoplasticité), sous la forme utilisée notamment dans l'ancienne Union soviétique (Félix, 1980), mais cette approche a été ultérieurement abandonnée.

L'étude expérimentale de l'argile de Guiche a comporté différents types d'essais triaxiaux et

oedométriques. Elle avait pour objectifs :

- La détermination de la courbe d'état limite de l'argile.
- La mesure de l'anisotropie de l'argile à l'état surconsolidé.
- La caractérisation de la compressibilité et de la perméabilité de l'argile à l'oedomètre.
- L'étude des effets du temps (fluage).

#### **I-4-2-Travaux de l'université de Cambridge**

Roscoe et al, 1958) et l'université Laval à Québec (Tavenas et Leroueil, 1979), ont permis de préciser la forme de la surface de charge de la courbe d'état limite dans le plan ( $p'$ ,  $q$ ).

Ces deux auteurs, professeurs agrégés et étudiant gradué du département de Génie Civil ; université Laval, Québec, Canada, ont réalisé sur la base d'une étude en laboratoire de l'argile de Saint-alban une série d'essais triaxiaux du type CIU et CID et d'essai de consolidation triaxial à  $(\sigma'_3 / \sigma'_1) = C^{ste}$ . Les essais CIU ont été fait sous des pressions de consolidation variant de 4 à 140KPa, les figures présentent les courbes efforts déformation des spécimens provenant de 3m

En plus des essais oedométriques standard sont exécutés pour déterminer la pression de préconsolidation, les mêmes essais expérimentaux ont été réalisés à deux autres profondeurs à Saint-alban.

L'argile de Saint-Alban est un dépôt de rive de faible plasticité, faible salinité de l'eau interstitielle et de sensibilité moyenne à forte. Cette argile a développé une très forte préconsolidation par vieillissement, une argile surconsolidée sur toute l'épaisseur du dépôt.

Dans le but de généraliser les résultats, ils ont étudié les argiles de trois autres sites, Ottawa, Saint-Louis et Saint-Vallier.

A chaque profondeur les lignes d'état limite et d'état critique sont obtenues au moyen d'un minimum de sept essais triaxiaux CIU, confirmés par 2 à 4 essais CID et à l'aide d'essais de consolidation triaxiale à K constante

#### **I-4-2-1 Essais de consolidation**

Dans le but d'obtenir la forme de la surface d'état limite volumétrique à faible contrainte de cisaillement, ils ont réalisés une série d'essais de consolidation triaxiale à K constante. Un point additionnel de la surface d'état limite est fourni par la pression de préconsolidation mesurée par essai oedométrique. Une série d'essais oedométriques standard a été réalisée, avec un taux d'accroissement de charge de 50% et des paliers de 24 heures.

## 1-4-2-2 Forme de la surface d'état limite

### I-4-2-2-1 Forme du modèle « Cam Clay » Etat limite et Etat critique

Les travaux de l'université de Cambridge Roscoe et al.(1958) et de l'université Laval à Québec (Tavenas et Leroueil 1967), Qui ont montré l'existence et l'unicité d'une surface dite d'état limite (SEL) dans l'espace des contraintes sur laquelle le sol se déplace après atteinte en cours de cisaillement, cette surface peut être définie comme étant le passage du domaine élastique au domaine plastique figure I.16 et figure I.17. Le cheminement de contrainte lors d'un essai de cisaillement, après avoir atteint la courbe d'état limite se dirige à grandes déformations vers un état stationnaire appelé état critique.

L'ensemble des points d'état critique forme dans l'espace  $e, p', q$ , une ligne appelée d'état critique LEC.

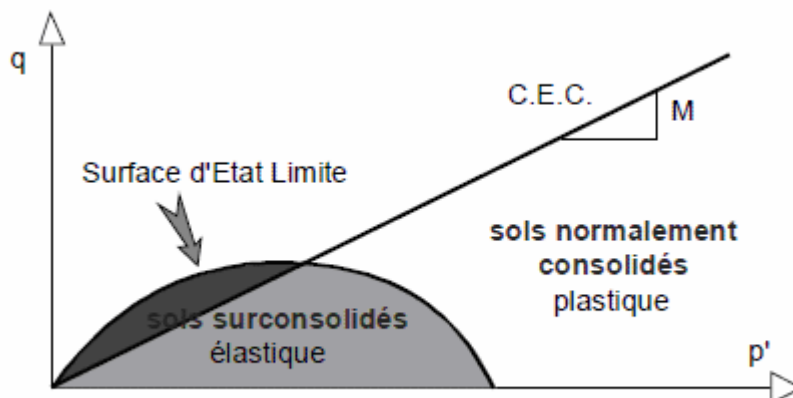
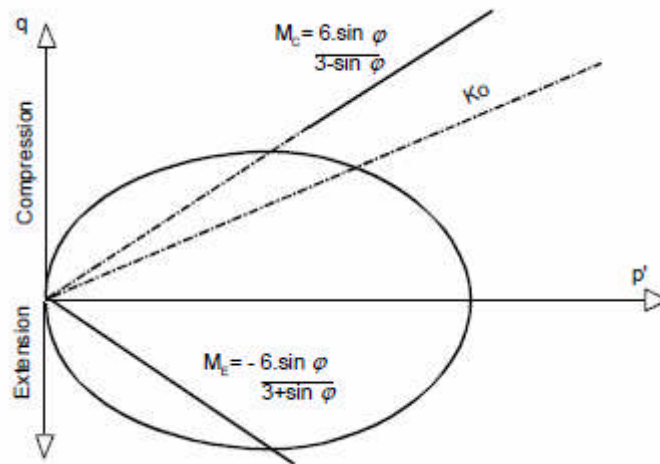


Figure I.16 Projection dans le plan ( $p', q$ )

La projection de cette ligne d'état critique dans le plan ( $p', q$ ) est une droite de pente  $M = 6 \sin \phi' / (3 - \sin \phi')$  ou  $\phi'$  est l'angle de frottement.

Cette ligne correspond en fait à la droite de Mohr-Coulomb. La connaissance de la SEL et de la LEC d'une argile permet d'en décrire complètement le comportement figure I.17.



**Figure I.17 Modèle Cam-Clay dans le plan ( $p',q$ )**

Tout état de contraintes situé à l'intérieure de la courbe d'état limite correspond à un comportement de type élastique de module volumétrique  $K$  ( ou indice de recompression  $C_s$  et de module de cisaillement  $G$  ou de module de Young  $E'$ ). Tout état de contraintes sur la SEL, conduit à de grandes déformations plastiques, calculables à partir de l'indice de compression  $C_c$  pour les déformations volumétriques, les déformations de cisaillement sont généralement déduites d'une loi d'écoulement plastiques. Tout état de contraintes sur la LEC, définie par  $\varphi'$ , provoque la rupture du sol.

En effet, la courbe d'état limite est plus ou moins circulaire lorsque le sol est consolidé isotropiquement, et plus elliptique lorsque le sol est consolidé anisotropiquement, les cheminements des contraintes suivies pendant les essais non drainé réalisés sur une argile remaniée après diverses consolidations anisotropiques par Ladd et Varallyay (1965) indiquent le même genre de comportement

#### **I-4-2-2-2 Comportement des argiles naturelles**

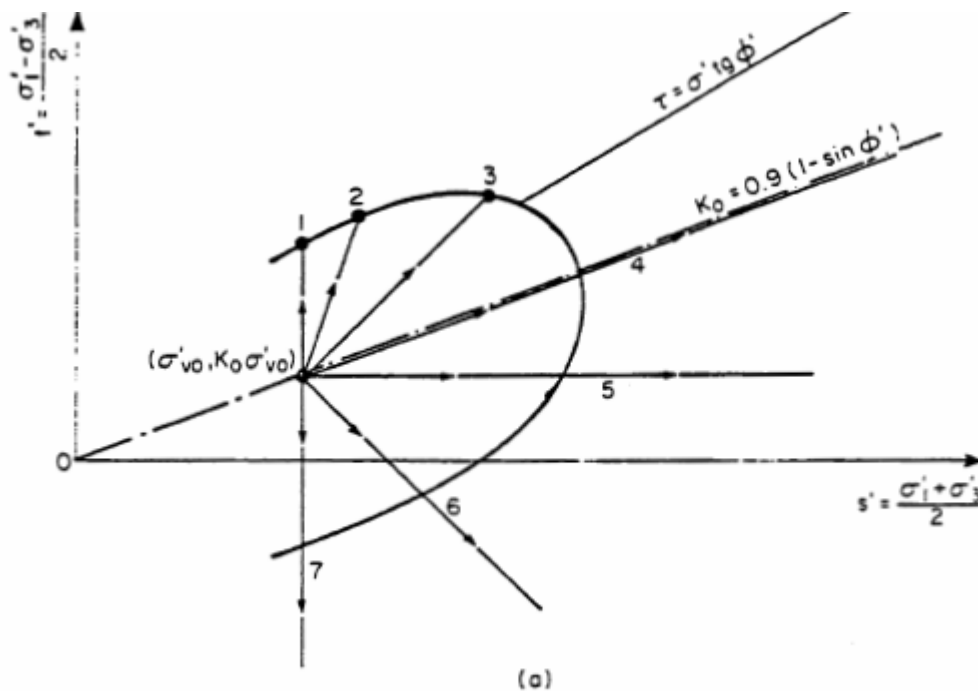
Si l'argile remaniée permet de mieux comprendre beaucoup d'aspects du comportement général des argiles dans des conditions contrôlées, d'autres aspects tels que l'anisotropie, la cimentation et le vieillissement sont mieux étudiés sur les argiles naturelles pour lesquelles le remaniement est réduit au minimum en prenant beaucoup de soin lors du prélèvement.

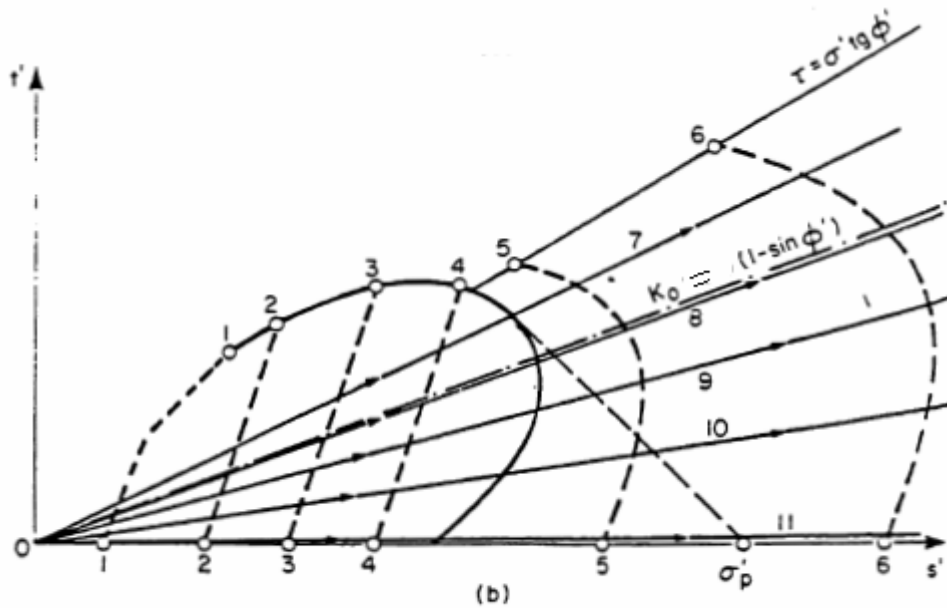
Les concepts d'état limite et critique du modèle Cam-Clay établis sur une argile isotrope et normalement consolidée, s'appliquent également aux argiles naturelles qui sont généralement anisotropes par suite de leur mode de déposition, et surconsolidées aux divers processus géologiques.

Les argiles naturelles montrent en particulier un changement marqué de compressibilité au passage de l'état limite. L'état limite d'une argile naturelle est donc le passage d'un état surconsolidé quasi-élastique à un état normalement consolidé et essentiellement plastique où les déformations sont élevées.

Cette limite peut être déterminée de 2 manières différentes pour les argiles naturelles intactes : soit à l'aide de la technique proposée par Graham (1969) et qui consiste à reconsolider d'abord chaque échantillon sous les contraintes in situ ( $\sigma'_{vo}, k_o \sigma'_{vo}$ ), puis à le solliciter suivant des cheminements de contraintes rayonnants à partir de ce point figure I.18 a.

Soit en utilisant la méthode de Tavenas et Leroueil (1977) et qui ne fait appel qu'à des essais classiques figure I.18 b, d'abord un essai oedométrique pour déterminer  $\sigma'_p$  puis des essais CIU sur l'argile en état surconsolidée et enfin, des essais de consolidation anisotrope à rapport de contraintes constant.





**Figure I.18 Méthode de détermination de la courbe d'état limite, selon :**  
**(a) Graham(1969) ; (b) Tavenas et Leroueil (1977).**

Les premières courbes d'état limite ont été établies sur des argiles intactes surconsolidées par Graham (1969), Mitchell (1970), Berre (1972) et Crooks et Graham (1976), Tavenas et Leroueil (1977), en compilant des données obtenus sur plusieurs argiles naturelles, ont montré que la forme de la courbe d'état reflète l'anisotropie des contraintes figure I.19, qui prévalent durant la déposition et la consolidation du sol, en particulier, la courbe d'état limite est plus ou moins centrée sur la ligne  $K_{0,n,c}$  (ligne de compression unidimensionnelle) dans le domaine normalement consolidé) donc différente de la forme du modèle Cam-Clay, et sa position le long de cette ligne est fixée par la valeur de la contrainte de préconsolidation  $\sigma'_p$  figure I.20 .

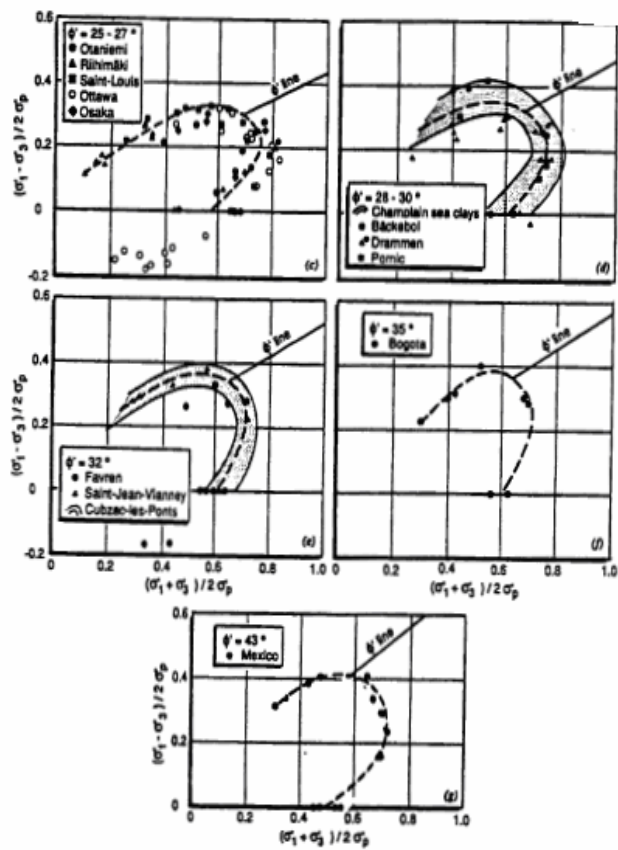


Figure I.19 Courbes d'état limite de diverses argiles naturelles  
D'après Diaz-Rodriguez et al., 1992

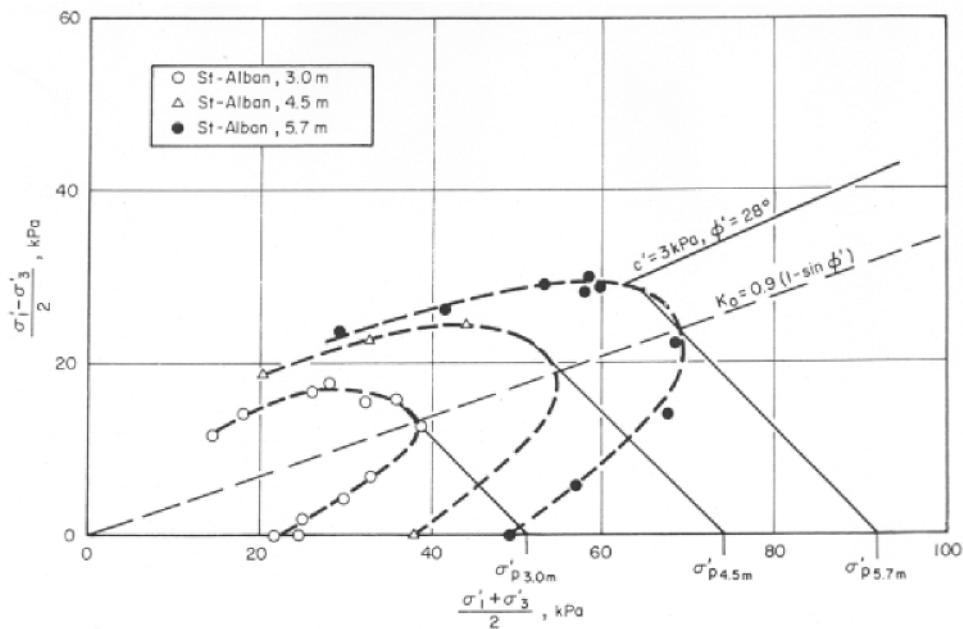


Figure I. 20 Surfaces de charge de l'argile de St-Alban,  
D'après Tavenas et Leroueil, (1977)

### I-4-3 Travaux de Khmissa

Khmissa (1992) a essayé de déterminer la courbe d'état limite de l'argile de Guiche et de ces paramètres d'élasticité anisotrope (horizon 12 à 15m de profondeur). Pour ce faire, il a réalisé des essais de compressibilité oedométriques, une série d'essais de compression CID et de striction EID, réalisées à partir d'un état de contraintes isotrope, une série d'essais de consolidation anisotropes CAD à partir d'un état de contraintes nulle et une série d'essais de cisaillement CIU+U consolidé sous des pressions isotropes supérieures à  $\sigma'_{vo}$  pour déterminer la droite d'état critique.

#### I-4-3-1- Essais œdométriques

Pour l'argile de Guiche, Khemissa a trouvé une pression de préconsolidation comprise entre 63 et 90 kPa. Le degré de surconsolidation est compris entre 1,05 et 1,43 confirmant ainsi le caractère légèrement surconsolidé du sol. L'indice de gonflement a des valeurs comprises entre 0,05 et 0,13 et l'indice de compression entre 0,65 et 0,92. Le rapport de compression varie entre 0,25 et 0,34 ce qui confirme le caractère moyennement compressible ou consolidé de cette argile figure I.21. Les coefficients de consolidation correspondant aux paliers de chargement situés dans le domaine normalement consolidé sont compris entre  $2,1 \cdot 10^{-8}$  et  $10,1 \cdot 10^{-8}$  m<sup>2</sup>/s. Quant aux coefficients de perméabilité correspondants, ils sont compris entre  $1,1 \cdot 10^{-11}$  et  $5,3 \cdot 10^{-11}$  m/s.

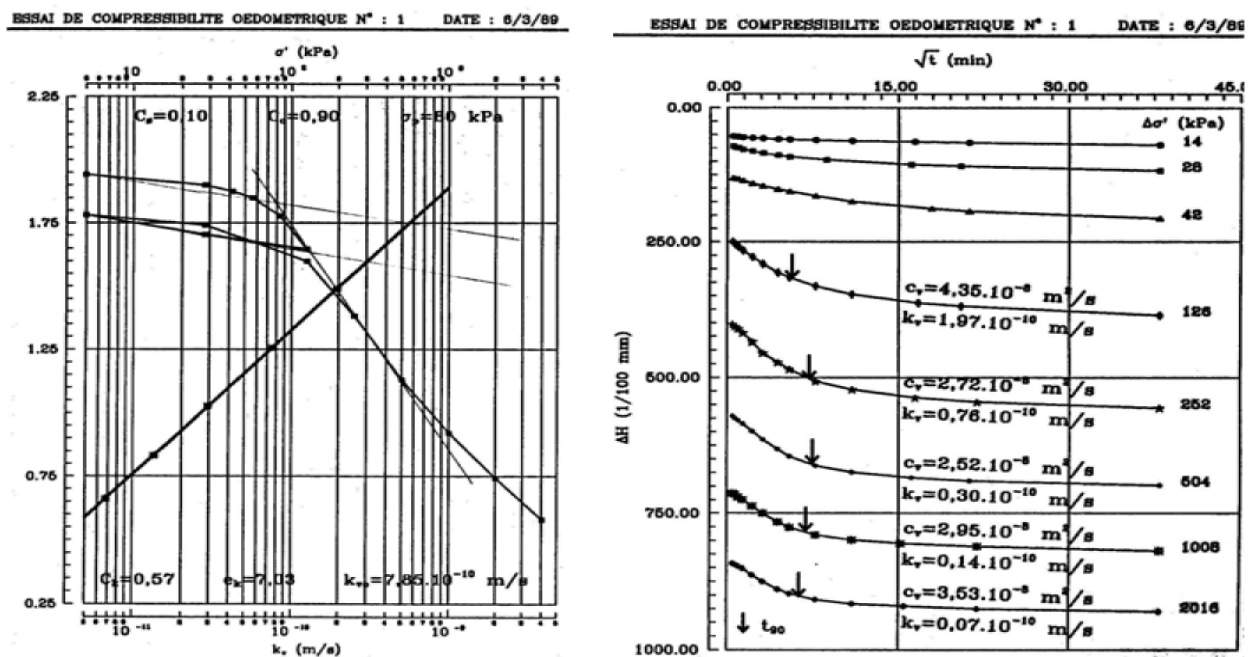


Figure I.21 Essais de compressibilité et de consolidation



### **I-4-3-2- Essais triaxiaux**

Le programme expérimental de Khemissa a comporté deux séries d'essais triaxiaux de type CIU sur 21 éprouvettes, une série de 8 essais de compression non drainés sur éprouvettes reconsolidées aux contraintes effectives en place (CK0U et CK0IU), une série de 4 essais d'extension non drainés sur éprouvettes reconsolidées aux contraintes effectives en place (EK0U et EK0IU) et d'une série d'une série de 5 essais de compression drainés de type (CID) figure I.22. Nous présentons dans ce paragraphe des exemples types des résultats d'essais triaxiaux drainés (CID) et non drainés (CIU) effectués par Khemissa. Ces essais ont pour but de déterminer les caractéristiques de cisaillement et de rupture de l'argile et de déterminer sa courbe d'état limite et de positionner également la droite d'état critique.

Dans les essais triaxiaux, les axes principaux des contraintes sont confondus avec les axes fixes des cellules. Les contraintes sont alors rattachées au système de coordonnées axisymétriques. Ces essais doivent alors être complétés par des essais

#### **I-4-3-2-1- Essais triaxiaux drainés (CID)**

C'est une série de 5 essais triaxiaux drainés en compression de type CID avec une pression de confinement de 62 kPa.

Nous remarquons que les éprouvettes atteignent le palier de rupture pour des déviateurs compris entre 120 et 140 kPa.

Pour cette série on ne peut pas donner des conclusions importantes concernant les caractéristiques drainées de résistance de l'argile de Guiche. Il n'est pas évident de tracer les cercles de Mohr de 5 essais à la même pression de confinement.

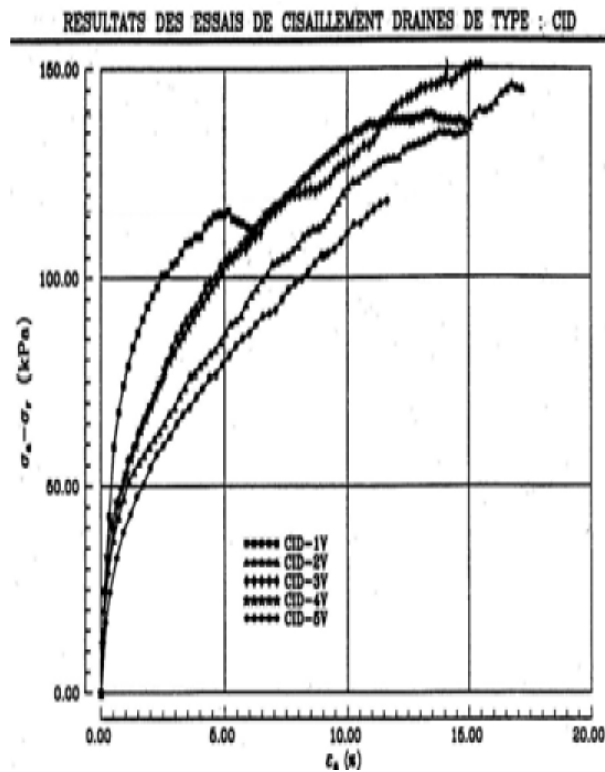


Figure I.22 Relation déviateur – déformation verticale

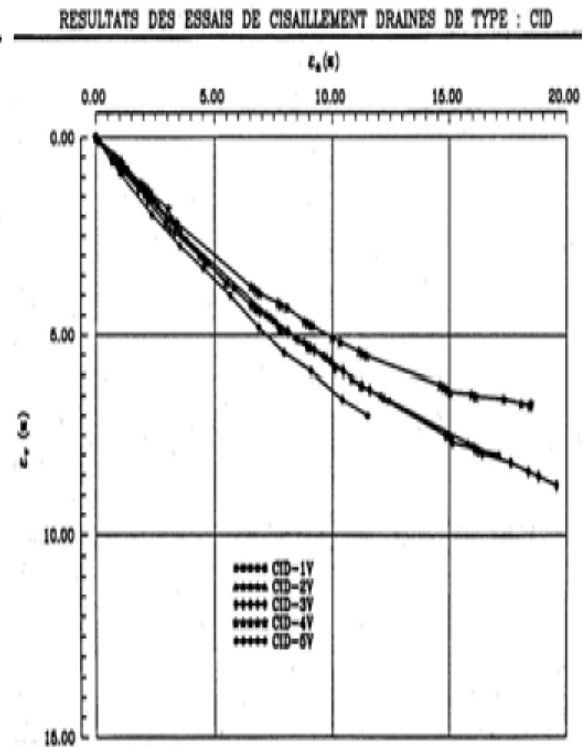
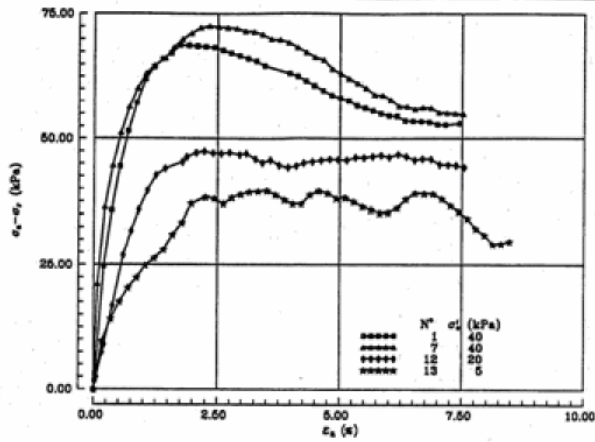


Figure I.23 Relation déformation axiale – déformation

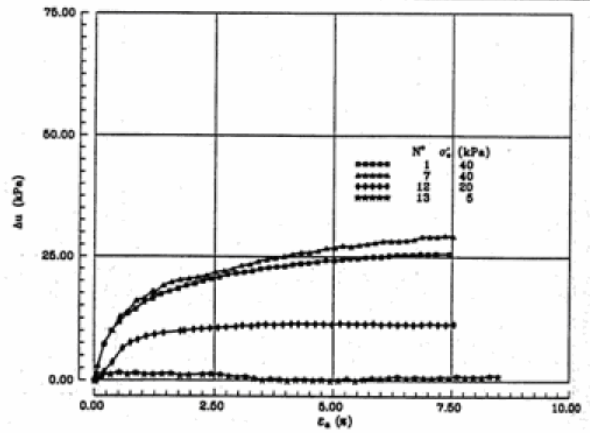
#### 1-4-3-2-2 Essais triaxiaux non drainés (CIU)

Nous présentons les résultats de cette série d'essais en termes de variation du déviateur et de la pression interstitielle pendant le cisaillement en fonction de la déformation axiale figure I.24 et figure I.25.

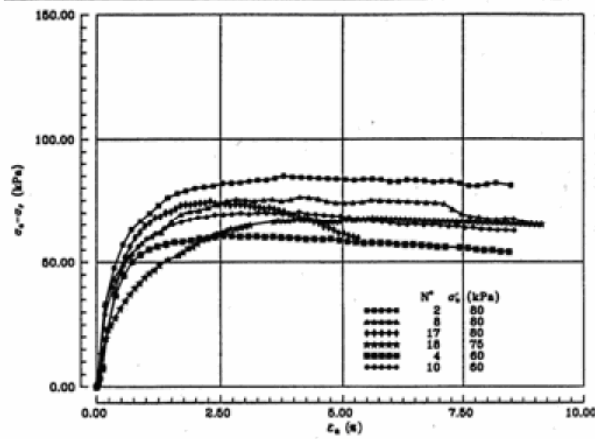
RESULTATS DES ESSAIS DE CISAILEMENT NON DRAINES DE TYPE : CIU



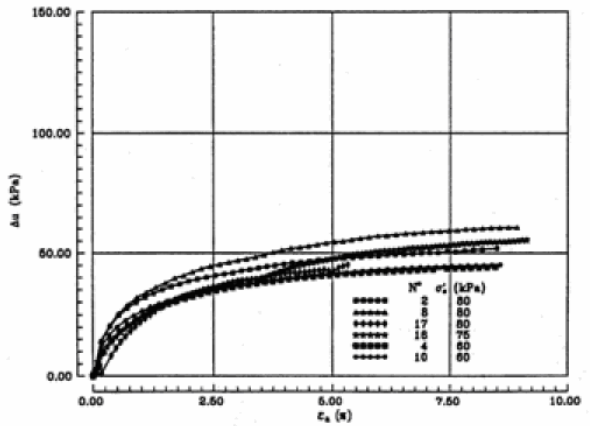
RESULTATS DES ESSAIS DE CISAILEMENT NON DRAINES DE TYPE : CIU



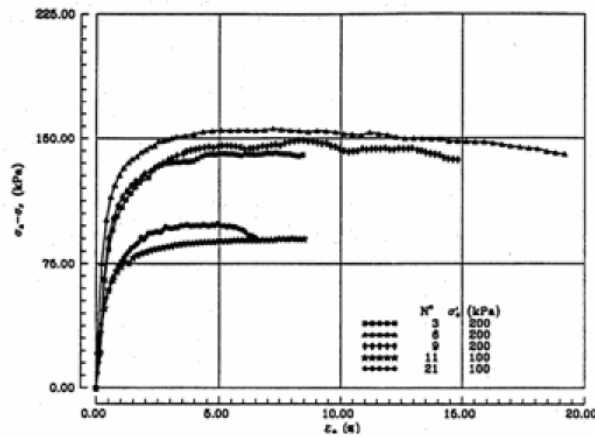
RESULTATS DES ESSAIS DE CISAILEMENT NON DRAINES DE TYPE : CIU



RESULTATS DES ESSAIS DE CISAILEMENT NON DRAINES DE TYPE : CIU



RESULTATS DES ESSAIS DE CISAILEMENT NON DRAINES DE TYPE : CIU



RESULTATS DES ESSAIS DE CISAILEMENT NON DRAINES DE TYPE : CIU

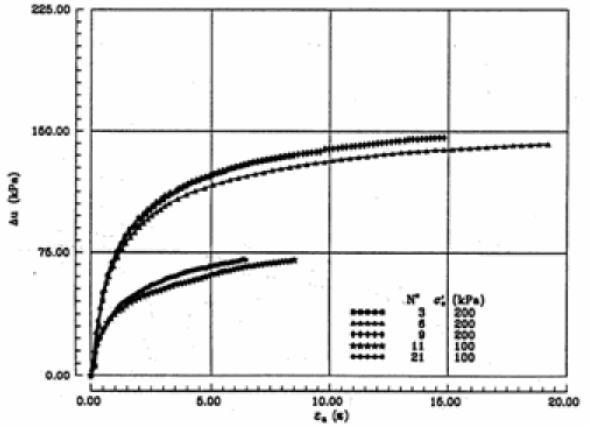


Figure 1.24 Relation déviateur-déformation axiale

Figure I.25 Relation pression interstitielle  
Déformation axiale

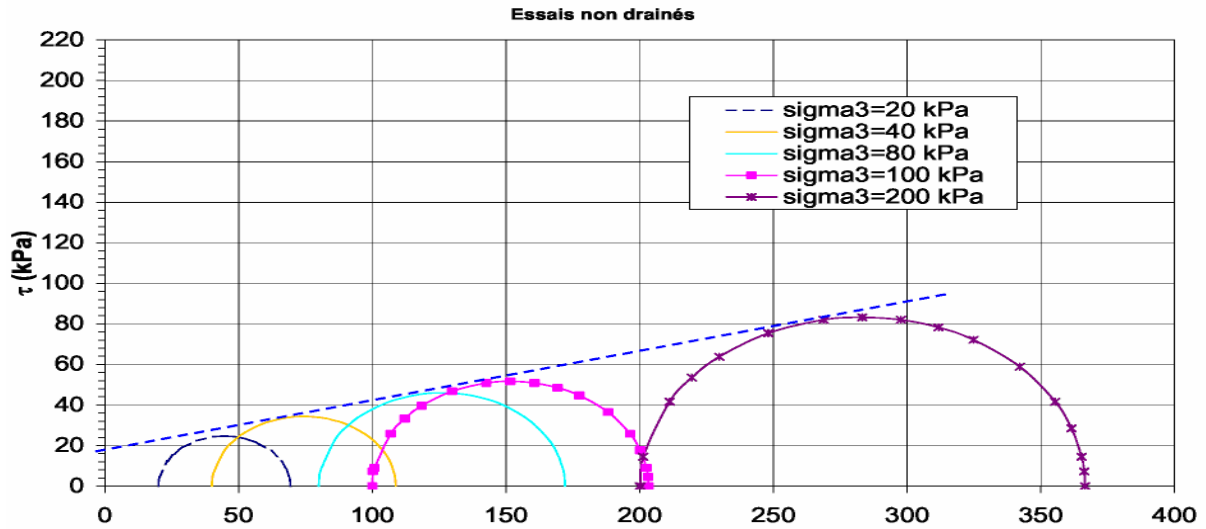


Figure I.26 Cercles de Mohr - essais non drainés

Nous obtenons une cohésion de 16 kPa et un angle de frottement non drainé de 20 degrés figure I.26.

#### 1-4-3-3- Courbe d'Etat Limite

Pour la totalité des essais triaxiaux, Khemissa obtient un angle de frottement de 32 degrés en compression et de 31 degrés en extension (figure 1.27 et 1.28).

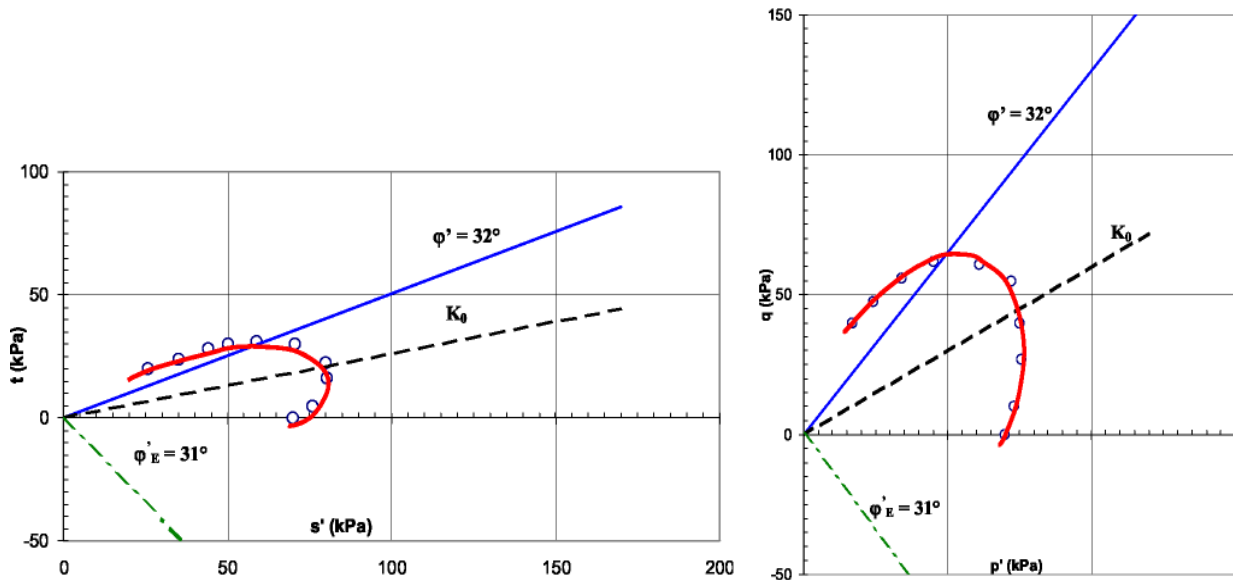


Figure 1.27 Courbe d'état limite dans  $(s', t)$  Figure 1.28 Courbe d'état limite dans  $(p', q)$

#### **I-4-4 Travaux de recherche de Boudaa et Ouarzidini (1987) sur l'argile de Berthierville**

Le site choisie est situé au nord de la ville de Berthierville, à proximité du Viaduc permettant le passage de l'autoroute 158, soit à 180Km de la ville de Québec et à environ de 60Km de Montréal, la région se caractérise par des dépôts argileuses très épais formés dans la mer Champlain pendant la période allant de 1200 à 8500 ans avant aujourd'hui. Cette argile marine s'étend de 53 à 70m au dessus du substratum. Après le retrait de la mer Champlain, des dépôts stratifiés d'argile et de sable se sont formés dans le lac Lanpsilis (Quigly, 1980) et ont recouvert la formation marine.

Les propriétés physiques et mécaniques de la couche d'argile, soit à des profondeurs de 2,2 et 5,5m, la teneur en argile est environ de 38% et celle du silt de 62%, la densité des grains solides est de 2,70 et l'indice de plasticité est de l'ordre de 22%. La teneur en eau moyenne est d'environ de 63,5% et la teneur en matière organique est en général inférieure à 1%. La résistance au cisaillement  $\tau_{uf}$  obtenue par des essais au scissomètre est de l'ordre de 14KPa à la profondeur de 3,5m. La sensibilité de cette argile est comprise entre 20 et 30. Enfin la contrainte de préconsolidation et la contrainte effective verticale au repos à la profondeur de 3,5m sont 52 et 40KPa respectivement, soit un OCR de 1,3.

La pression interstitielle à cette profondeur est de 20KPa. Enfin l'angle de frottement dans le domaine normalement consolidé est d'environ 30° (Ouarzidini 1987).

Tous les essais ont été effectués sur des échantillons prélevés à une profondeur allant entre 3,23 et 3,6m pour les essais isotropes et anisotropes, entre 2,68 et 3,15 pour les essais de cisaillements non drainé au triaxial.

Le prélèvement des échantillons d'argile aux site Berthierville à été réalisé à l'aide de l'échantillonneur Leval à paroi mince de 200mm de diamètre mis au point par la Rochelle et al. (1981).

##### **I-4-4-1 Essais de consolidation et de compression isotropes**

Ce programme d'essais réalisés par Boudaa (1987) comportait quatre essais à chargement par paliers et un essai à taux de chargement constant ( $\Delta\sigma=0,0032\text{KPa}/\text{min}$ ). Tous les essais ont été réalisés dans des cellules triaxiales, sur des éprouvettes de 50,8mm de hauteur et 38mm de diamètre, avec mesure de la pression interstitielle à la tête et drainage à la base de l'échantillon.

Les échantillons ont été taillés dans une chambre humide à atmosphère contrôlée (humidité de

90- 100%), température de (8-10°C) ou ils étaient stockés auparavant, ils étaient montés ensuite sous l'eau technique mise au point par Leroueil 1977, pour permettre une bonne saturation du système sans remanier l'échantillon. Tous les essais ont été réalisés avec une contre pression de 52KPa. Les échantillons étaient d'abord tous soumis, pendant 48h, à un état de contraintes isotropes initial très faible de 5KPa, pour bien asseoir l'échantillon et limiter la dispersion dans l'évaluation des déformations durant la consolidation.

Ce premier palier servait également de référence pour les déformations de l'échantillon.

Dans les essais à chargement par palier, les échantillons étaient ensuite consolidés isotropiquement par palier jusqu'à une contraintes bien au delà de l'état limite, la charge suivante était appliquée lorsque la surpression interstitielle due à la charge précédente était dissipée.

#### **I-4-4-2 Essais de consolidation et de compression anisotropes Ouarzidini (1987)**

Ce programme d'essais comportait 3 essais à chargement par palier pour obtenir des courbes contraintes-déformations à petites vitesses de déformations, les cheminements de contraintes suivies étaient suivant les lignes  $k = \sigma'_3 / \sigma'_1 = 0.8, 0.65, 0.5$

Les cheminements de contraintes ainsi retenus dans cette étude recouvrent donc tout l'espace des contraintes situé entre l'axe isotrope et l'enveloppe de rupture, ce qui devrait permettre d'avoir une connaissance assez précise du comportement rhéologique général de l'argile de Berthierville. Quelques essais supplémentaires ont été réalisés afin de préciser le comportement observé. Ces essais ont été réalisés sur des éprouvettes de 38mm de diamètre et 71mm de hauteur, Ils ont été consolidés pendant 24h, une contre pression de 100KPa a été utilisé pour bien saturé l'échantillon.

#### **I-4-4-3 Essai de cisaillement**

L'effet de la vitesse de déformation sur le comportement en cisaillement non drainé des argiles naturelles est bien connu (Lo et Morin, 1972 ; Leroueil et Tavenas, 1979, Vaid et al, Lefèbre et Leboeuf, 1987 ; Kulhawy et Mayne, 1990, etc ), et seuls quelques essais CIU et CAU ont été réalisés sur l'argile de Berthierville, les vitesses de déformations axiales choisies étaient de

Cependant, seuls les trois essais consolidés au même état de contraintes  $\sigma'_1 = 14\text{KPa}$  et  $\sigma'_3 = 10\text{KPa}$ . Deux essais ont été effectués sur des échantillons prélevés à une profondeur de 2,68-2,80m et l'autre à la profondeur de 3,03-3,15m, ces profondeurs ont été choisie le plus proches possible de celle à laquelle ont été prélevés .

#### **I-4-5-Travaux de S.Bouzir , M.Hattab et J.Fleureau**

L'objectif de cette étude est la caractérisation expérimentale de la loi d'écoulement dans les argiles surconsolidées soumises à un chargement triaxial classique à  $\sigma_3 = \text{cst}$ .

L'écoulement se fait en contractance pour les argiles normalement consolidées et faiblement surconsolidées et en dilatance pour les argiles surconsolidées. Les résultats expérimentaux obtenus sont présentés dans le plan  $q/p'$  puis confrontés à deux types de lois d'écoulement, la loi de Cam-Clay et la loi de Rowe.

Les échantillons remaniés sont préparés par mélange de poudre d'argile et d'eau distillée jusqu'à obtention d'une pâte homogène ayant une teneur en eau  $w = 1.5 w_1$ . Le mélange poudre /eau est malaxé pendant 45min à une vitesse de 70 tours/min à la pression atmosphérique. L'argile sous forme de boue est ensuite versée dans un consolidomètre de 94mm de diamètre et de 1m de hauteur dont les parois intérieures ont été graissées. Le chargement en consolidation uniaxiale est effectué par palier jusqu'à atteindre une contrainte axiale de 115Kpa. L'argile ainsi consolidée est ensuite taillée en éprouvette cylindrique.

Il s'agit d'étudier le comportement de l'argile saturée sur chemin triaxial à plusieurs degrés de surconsolidation. L'essai triaxial comporte une phase de chargement isotrope suivie d'une phase de cisaillement triaxial à contrainte de confinement constante. Deux séries d'essai triaxial en conditions drainées ont été effectuées, sur échantillons normalement consolidés et surconsolidés à une pression de consolidation de 1400Kpa. Le cisaillement s'effectue à déplacement axial contrôlé avec une vitesse suffisamment lente (0.0035mm/min) . La déformation axiale finale pour l'ensemble des échantillons est de l'ordre de 25%. Le comportement normalement consolidé est mis en évidence par l'ensemble des résultats représenté sur figure,

La courbe d'évolution des déformations volumiques en fonction de la déformation axiale traduit un comportement connu : la contractance. En fin d'essai, la déformation volumique tend vers un palier. Ceci est caractéristique du comportement en plasticité parfaite .Dans la plan  $(q-p')$ , cette plasticité parfaite se traduit par la droite enveloppe moyenne de pente  $M=1.02$ . La valeur de  $M$ , qui correspond à un angle de frottement de  $24^\circ$ , semble être en cohérence avec les valeurs obtenues dans la littérature sur la Kaolinite P300 (Hattab, 1995), ce qui valide aussi mes résultats dans le chapitre III.L

### I-4-6 Travaux de Diaz-Rodriguez et al (1992)

Diaz-Rodriguez et al (1992), ont fait une compilation des courbes d'état limite de diverses argiles de par le monde ayant un angle de frottement dans le domaine normalement consolidé  $\phi'$  variant de  $17,5^\circ$  à  $43^\circ$  rassemblant donc un très large éventail de données. Ils ont montré que la forme de la courbe d'état limite variait de façon continue avec l'angle de frottement et était en grande partie contrôlée par ce paramètre voir figures (I.29 à I.34).

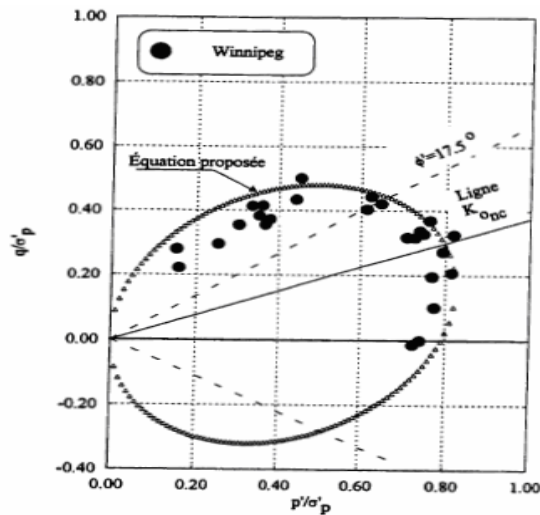


Figure I.29 Comparaison du modèle Mélanie aux données  
Expérimentale d'une argile avec un  $\phi'=17,5^\circ$

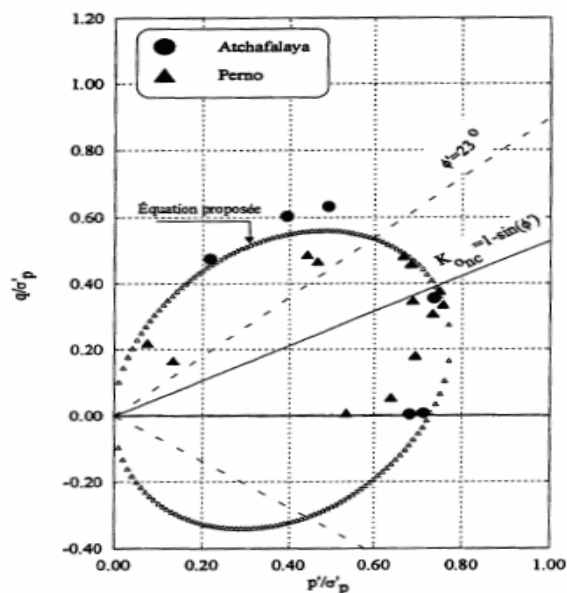


Figure I.30 Comparaison du modèle Mélanie aux données  
Expérimentale d'une argile avec un  $\phi'=23^\circ$



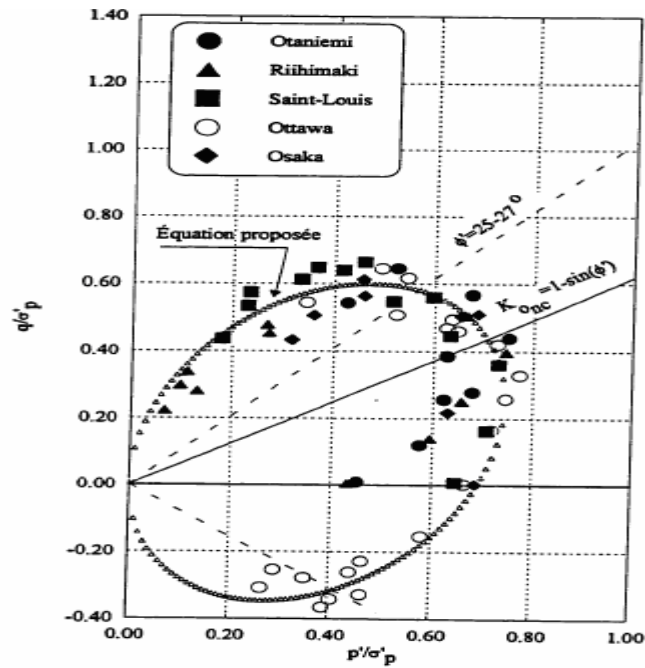


Figure I.31 Comparaison du modèle Mélanie aux données  
Expérimentale d'une argile avec un  $\phi' = 26^\circ$

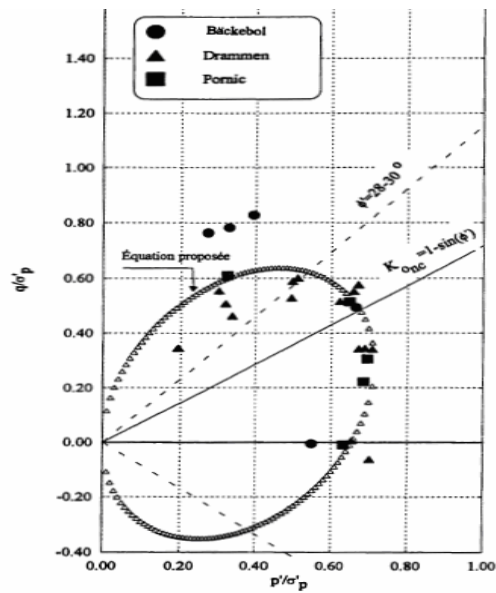


Figure I.32 Comparaison du modèle Mélanie aux données  
Expérimentale d'une argile avec un  $\phi' = 29^\circ$

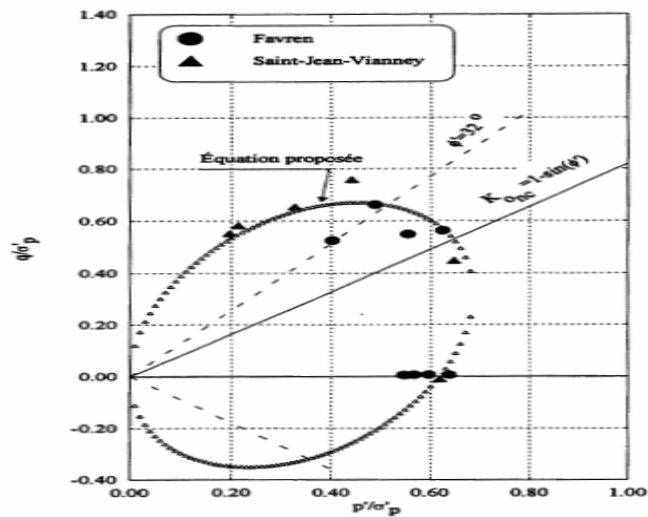


Figure I.33 Comparaison du modèle Mélanie aux données  
Expérimentale d'une argile avec un  $\phi' = 32^\circ$

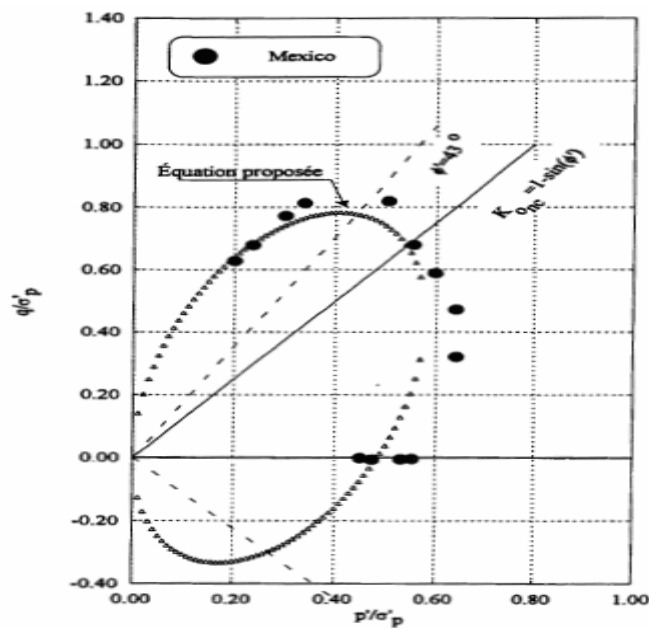


Figure I.34 Comparaison du modèle Mélanie aux données  
Expérimentale d'une argile avec un  $\phi' = 43^\circ$

**I-4-7-Travaux de recherches de Mohamed Boudali, sur le comportement tridimensionnel et visqueux des argiles naturelles (octobre 1995)**

Une cellule triaxial cubique a été développée à l'université Laval, et un programme d'essais a été effectué sur l'argile de Louisville, les résultats ont permis de déduire une équation

empirique assez simple, ne dépendant que de deux paramètres soient les résistances en compression et en extension verticales, pour décrire toutes section octaédrique de la surface d'état limite en 3D de ces argiles.

L'avantage de cette équation et que ces deux résistances peuvent être déterminées à partir d'essais classique (triaxial conventionnel), par ailleurs une équation empirique, basée sur des données expérimentales de diverses argiles compilées par Diaz-Rodriguez et al (1992) et ne dépendent que de l'angle de frottement du sol, est également proposée pour déduire ces deux valeurs.

Les résultats des essais effectués au triaxial cubique ont permis également de déduire que le comportement contraint axial- déformation axiale à l'intérieur de l'état limite (domaine surconsolidé) est globalement hyperbolique.

L'analyse et la réinterprétation de données produites antérieurement ont permis de généraliser à tout l'espace des contraintes un modèle rhéologique contrainte déformation et vitesse de déformation de Lerouïel et al (1985).

Les résultats indiquent également que la courbe d'état limite varie de façon homothétique avec la vitesse de déformation. Elle se rapetisse quand la vitesse de déformation diminue et vice versa. Par ailleurs, l'homothétie des courbes contraintes déformation indique que tout le comportement dans le normalement consolidé est fonction de la vitesse de déformation. Les résultats indiquent également que la température affecte le comportement des argiles naturelles de façon similaire à la vitesse de déformation.

Les concepts d'état limite et d'état critique se sont avérés des outils très puissants pour la compréhension et la prédiction du comportement des sols argileux.

Cependant la plupart de ces études ont été faites à partir d'appareils appliquant un état de contraintes axisymétrique, et peu de données existant sur le comportement tridimensionnel des sols naturels, Un des objectifs principaux de cette thèse était justement la détermination de la surface d'état limite en 3D d'une argile naturelle.

Les argiles naturelles étant des matériaux visqueux, leur comportement, en particulier l'état limite, est à la fois fonction de la vitesse de déformation et de la température. Le modèle rhéologique établi par Kabbaj (1985) et Lerouïel et al (1985), précise et quantifie cet effet

L'analyse et la réinterprétation des données de Kabbaj (1985), de Boudaa (1987) et de Ouazdini (1987) ont permis de généraliser la formulation du modèle rhéologique de Lerouïel et al (1985).

Tous les résultats ont été réinterprétés en fonction de la déformation résultante des déformations volumétriques et de cisaillements, et la validité du modèle sous cette forme a été vérifiée. Cette nouvelle formulation permet d'étendre ce modèle à tout l'espace des contraintes. Par ailleurs, ce modèle a encore été généralisé en incluant la température.

Ce travail a également permis de déduire que la déformation de cisaillement est liée à la déformation volumétrique par une relation unique, indépendante de la vitesse de déformation et de la température, toutefois cette relation est fonction du chemin de contrainte suivie

Les données indiquent que la couche d'état limite des argiles naturelles s'oriente progressivement vers la contrainte de consolidation au fur et à mesure que l'arrangement initial des particules est brisé, mettent en évidence le caractère cinématique du comportement des argiles naturelles .

Les résultats indiquent également que le comportement contrainte déformation est fonction du chemin des contraintes suivie.

## **I-5 Conclusion**

Les paramètres mécaniques ou les caractéristiques mécaniques des sols peuvent être déterminés en laboratoire, sur des éprouvettes prélevées sur le terrain ou directement en place au moyen d'essais in situ, dans l'état actuel des techniques les résultats d'essais de laboratoire qui ont été publiés sont nombreux, par contre les essais in-situ sont rares, ceci est du surtout aux conditions de drainages en place qui sont difficiles à représenter.

La polyvalence des essais en laboratoire et la maîtrise des conditions d'essais (Géométrie, chemin de chargement...), en font un élément essentiel pour la compréhension du comportement des sols.

En faisant synthèse des différents travaux de recherches sur le comportement des argiles naturelles d'origine diverses on apparaît qu'à ce jour l'état limite d'au moins 50 argiles naturelles ayant un angle de frottement dans le domaine normalement consolidé de 17,5 à 43° et provenant de pays différents ont été déterminés (Diaz, Rodriguez et al., 1992).

Qu'elles ont toutes une forme elliptique et orientée le long de la ligne  $K_{o,n,c}$  et que cette forme varie de façon continue avec l'angle de frottement , indiquant que ce paramètre est le paramètre prépondérant, de même leur position le long de cette ligne est fixée par la valeur de la contrainte de préconsolidation  $\sigma'_p$  (Tavenas et Leroueil 1977).

C'est donc un aspect à regarder et ce mémoire y est entièrement consacré.

## **II-1 Introduction**

Le travail présenté dans ce chapitre vise en premier lieu, à montrer l'importance de la géologie dans les études et travaux de Génie Civil. Ce domaine d'application de la géologie, bien connu actuellement dans les pays développés sous les vocables «Géologie de l'ingénieur» ou «Engineering geology», reste encore assez marginalisé dans notre pays, si bien que de nombreuses erreurs persistent dans la réalisation de projets divers (habitats, travaux publics et hydraulique) et reviennent en partie à la méconnaissance des conditions naturelles des sites.

Les études géotechniques ont souvent négligé l'observation géologique globale des sites, au profit d'analyses ponctuelles (sondages carottés, essais géotechniques in situ et en laboratoire) qui ne suffisent pas seuls à évaluer l'aptitude des sites à recevoir des constructions ou à accepter des modifications morphologiques importantes (terrassements excessifs).

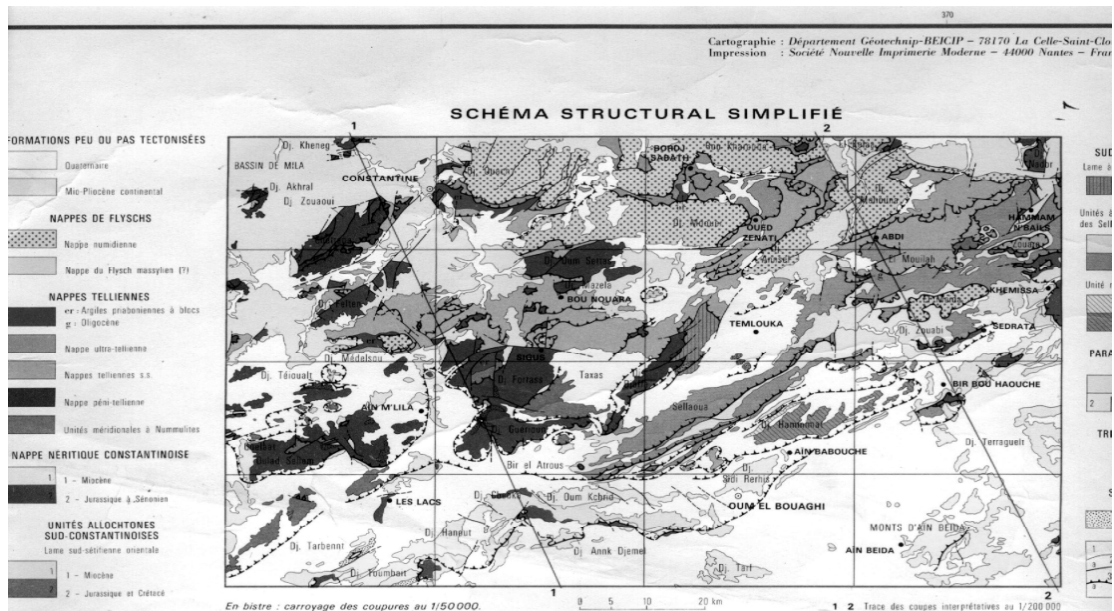
## **II.2 Morphologie**

La région de Constantine est caractérisée par une morphologie plus ou moins régulière avec de hautes plaines dont les pentes ne dépassent que rarement 15°. A l'exception du rocher de Constantine qui forme de haut relief dominant la vallée du Rhumel de 100 à 150m. Cette région est constituée par un réseau hydrographique assez dense dont le cours d'eau principal est l'oued Rhumel qui, en traversant les hautes plaines façonne les zones d'accumulation actuelle en creusant son lit, essentiellement dans les formations tendres.

La ville de Constantine, avec sa morphologie exceptionnellement accidentée, se trouve dans la zone nord de l'Atlas Tellien. La géologie de la zone se présente extrêmement compliquée à cause d'une structure tectonique dominée par des nappes.

Il existe une grande variété de formation de roche constituée entièrement des couches sédimentaires, l'âge des dépôts se situe entre le Crétacé et le récent. Brièvement du point de vue de la géologie de l'ingénieur, il s'agit des formations importantes suivantes.

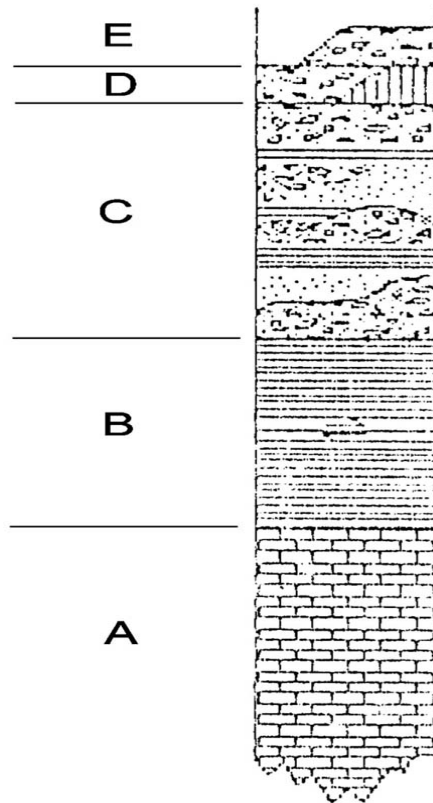
D'après la carte géologique de l'agglomération de Constantine, P6Q 364 carte géologique de l'Algérie au 1/200.000) (fig. II.1).



**Figure II.1: Carte géologique de la ville de Constantine. Echelle : 1/200000**

La série commence avec les calcaires massifs du rocher de Constantine Cénoomanien à Turonien sur lesquels les vieux quartiers de la ville étaient construits (A). Au dessus de ces calcaires (fig.II.2), on trouve une série des marnes noires à allure schisteuse d'âge Campanien (B). C'est dans ces marnes que le glissement de terrain s'est développé et qui est à l'origine des graves problèmes de la culée orientale du pont de Sidi Rached.

Plus tard, après les mouvements orogéniques alpins, une série puissante des couches continentales était déposée. Il s'agit d'une alternance des conglomérats et des argiles sableuses rouge du Miocène (C à E). Il est bien connu que c'est cette formation qui est plus sensible aux instabilités des pentes et aux glissements de terrains.



**FIGURE.II- 2 : Série géologique de Constantine**

### **II.3 Choix des sites**

Les séries stratigraphiques néogènes et quaternaires sont relativement peu résistantes par comparaison avec les roches plus anciennes de bordures des bassins. Elles sont représentées par des argiles et marnes mio-pliocène correspondant au faciès le plus répandu dans les bassins. Ces formations de morphologie collinaire caractéristique, très pauvre en végétation sont décomprimées et altérées en surface, elles sont alors propices aux glissements de terrains, tels que les versants de Bellevue, Ciloc et Boussouf de Constantine.

Ayant été sensibilisé dès mon magister soutenu à Constantine depuis 2002 à la caractérisation de ces formations argileuses, il m'a paru absolument nécessaire de procéder à une étude plus approfondie de cette question, dans le but de comprendre et de caractériser le mieux ces argiles.

Pour une étude plus approfondie mon choix c'est orienter vers les sites suivants : Bellevue, Boussouf, Ain el Bey et le Ciloc, sachant que c'est dans ces sites qu'on a collecté le plus de données et le plus de résultats des essais au laboratoire.

## **II.4 Géologie et hydrologie des sites choisie**

### **II.4.1 Site Bellevue**

Le plateau de Bellevue, est localisé dans la zone des argiles rouge miocène qui affleurent dans la partie sud de Constantine. Sa position élevée est conforme à sa structure tectonique.

D'après les observations sur site et la synthèse des coupes de sondages carottés, la série stratigraphique est représentée comme suit :

#### **II.4.1.1 Les remblais**

Ils sont de nature hétérogène, souvent argilo- graveleux et recouvrent suivant des épaisseurs variables une grande partie des sites étudiés.

#### **II.4.1.2 Le Quaternaire alluvial**

Il est représenté par des argiles noirâtres de quelques mètres d'épaisseurs qui forment la terrasse alluviale moyenne, situé en rive gauche du Rhumel.

#### **II.4.1.3 Le Plio –Quaternaire**

Il est essentiellement sablo gréseux et conglomératique, en alternance avec des passées argileuses. Cette formation qui peut atteindre 20 à 30m, est particulièrement développée sur le site du Ciloc et de son talus aval.

#### **II.4.1.4 Le Miocène post-nappes**

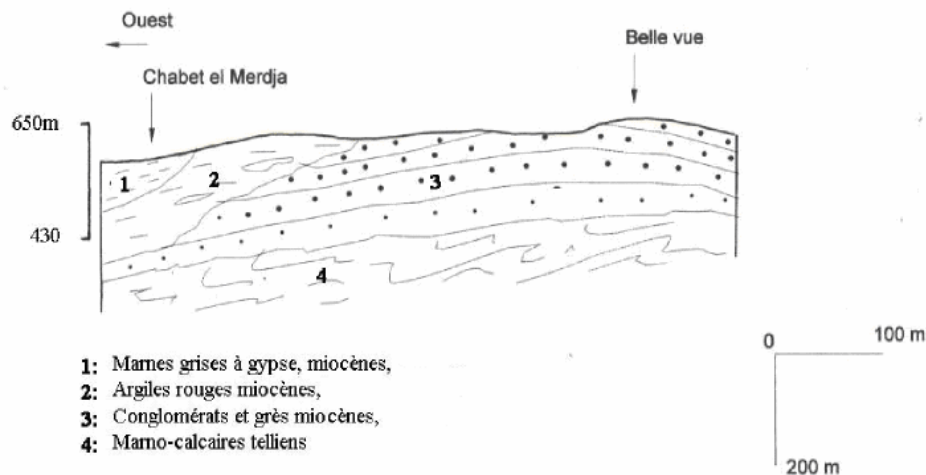
Il est représenté par des argiles rouges épaisses (30à 40m) renfermant de fréquentes passées conglomératiques et un horizon béchique à la base. La distinction n'est pas aisée entre le Plio-Quaternaire et le Miocène (fig. II.3), sachant qu'ils renferment tous deux, des termes argileux assez comparables. Les argiles franchement miocènes se distinguent par une forte consistance, de fréquentes marmorisations et une fracturation assez nette (avec présence de stries). Elles sont par ailleurs gypseuses par endroits. Les niveaux béchiques sont représentés par des passées décimétriques à métriques, constituées d'éléments anguleux, polygéniques (à prédominance gréseuse à matrice limoneuse en faible proportion. Ces brèches alternent avec des niveaux argileux rouges, de densité élevée.

#### **II.4.1.4.5 Aperçu hydrogéologique**

Dans les formations du Miocène continentale qui constituent l'ensemble des terrains de Bellevue, la proportion de matériaux perméable est faible. Les eaux souterraines sont contenues, d'après les mesures piézométriques relevés des sondages, dans plusieurs niveaux superposés de la série stratigraphique. Le niveau piézométrique, le plus élevé correspond aux formations sablo graveleuses plio- quaternaire. Les sondages anciens mettent en évidence un



niveau piézométrique situé à quelques mètres de profondeur. L'alimentation en eau souterraine est assurée par les eaux météoriques que reçoit le plateau de Bellevue.



**Figure II. 3 Coupe entre Bellevue et Chabet el Merdje**

#### **II.4.2 Le Ciloc**

La dénomination du Ciloc concerne une série de 5 bâtiments, ces bâtiments occupent la bordure occidentale du plateau de Bellevue, et dominent un versant de pente relativement élevée (20 à 25%). D'après les observations sur site et la synthèse des coupes de sondages carottés, la série stratigraphique est représentée comme suit :

##### **II.4.2.1 Remblais**

Ils sont de nature argilo graveleux de 2 à 6m d'épaisseur, localisés sur le site même du Ciloc.

##### **II.4.2.2 Des colluvions argileux graveleux**

Affleurent sur l'ensemble des versants, leurs épaisseurs est de quelques mètres, et leur similitudes de faciès avec les remblais ne permet pas d'en distinguer les limites sur les coupes de sondages.

##### **II.4.2.3 Sables fins et graviers**

##### **II.4.2.4 Sables grésifiés**

Qui affleurent sur plusieurs mètres d'épaisseurs environs 60m

##### **II.4.2.5 Miocène**

Représenté par des argiles rouges à verdâtre, compactés renfermant de fréquentes lentille graveleuses et sableuses **photo II.1**.

#### **II.4.2.6 Hydrogéologie**

Les sondages anciens ont mis en évidence la présence d'un niveau hydrostatique à quelques mètres de profondeur. Il existe par ailleurs, une source ancienne à écoulement pérenne, situé à la base du niveau gréseux et au contact des argiles du miocène.



**Photo n° II.1 : la formation argileuse rouge du ciloc.**



**Photo n°II.2 : Affleurement Des Couches De Sables Grésifiées**

### **II.4.3 Site Boussouf**

Le site Boussouf est situé à l'extrémité sud -Ouest de la ville de Constantine, est couvre une superficie d'environ 600ha, cette zone qui est le siège d'une urbanisation récente et dense, est caractérisée par une faible stabilité de ces versants argileux. D'après les observations sur site et la synthèse des coupes de sondages carottés, la série stratigraphique est représentée comme suit :

#### **II.4.3.1 Les argiles miocènes**

Elles occupent une bonne partie de Boussouf, elles sont de couleur grise- verdâtre, compactes en profondeur et très décomprimées et altérées en surface.

#### **II.4.3.2 Les sables fins et niveaux grésifiés**

Ils sont probablement d'âge miocène, par analogie avec le même faciès sableux retrouvé en inter stratification dans les argiles miocènes à l'Est de Boussouf. Ces sables d'épaisseur visible de 40m, renferment des bancs grésifiés d'épaisseurs plurimétriques à inclusions gypseuses et à Gastéropodes et soulignent une stratification horizontale.

#### **II.4.3.3 Les colluvions argileuses rouges**

Elles sont d'âge quaternaire et résultent essentiellement des argiles miocènes dont les limites ne sont pas toujours bien distinctes Photos II.3 et II.4.

#### **II.4.3.4 Les limons de crues**

Sont d'âge quaternaire récent, sont reconnaissables par la végétation marécageuse qui les recouvre.

#### **II.4.3.5 Hydrogéologie**

Du point de vue hydro géologique, l'inventaire des points d'eau a mis en évidence une nappe peu profonde, cette nappe est contenue dans les limons superficiels et le sommet décomprimé des argiles miocènes.



**Photo II.3 –Argile miocène sur versant instable**



**Photo N°II. 4 : Prédominance en argile du Miocène Boussouf**

#### **II.4.4 Site Ain el Bey**

Le site étudié est représenté en majeure partie par des dépôts néogène post-nappe et quaternaire.

La série stratigraphique est représentée par les formations suivantes :



#### **II.4.4.1 Les marno- calcaires crétaé**

Ils affleurent localement sous un manteau de colluvions, le long du talus boisé à l'Est du bloc des lettres de l'université. Ils se présentent en bancs décimétriques marneux et marno-calcaire de couleur sombre. Ils sont très altérés en surface et parcourus par un réseau de fractures tapissées d'oxyde de fer.

#### **II.4.4.2 Les flyschs crétaés**

Ils sont de nature pélitique et affleurent largement au sud de l'institut de Technologie, ces argilites très altérées en surface, surmonte une série grés-pélitique plus caractéristique du faciès flysch.

#### **II.4.4.3 Les argiles miocènes**

Ces formations représentent l'essentiel des affleurements, elles sont versicolores rougeâtres en surface et renferment de fréquentes lentilles bréchiqes et sablo –graveleux. Cette formation dépasse 60m d'épaisseur photo N° II.5.

#### **II.4.4.4 Les colluvions quaternaires**

Elles sont représentées par des blocs de galets et graviers hétérogènes, contenus dans une matrice argilo- limoneuse rouge. Elles sont particulièrement développées de part et d'autres de l'université et recouvrent sur une épaisseur de 5 à 10m les argiles du miocène et les marno -calcaires telliens. Leur ressemblance avec les conglomérats rouges du Quaternaire ancien dont elles sont en grande partie, issue implique une difficulté dans leur distinction.

#### **II.4.4.5 Les remblais**

Ils sont hétérogènes de nature argilo – graveleux et proviennent des terrassements réalisés lors de la construction de l'université. Leurs épaisseurs varient entre 4 à 10m.

#### **II.4.4.6 Hydrogéologie**

Les eaux peuvent être contenues dans les conglomérats et colluvions quaternaires qui paraissent suffisamment perméables et dans les niveaux lenticulaires grossiers du Miocène. Les niveaux franchement argileux miocène qui affleurent dans la région sud de l'université, sont par contre de faible perméabilité à l'exception de leur frange superficielle décomprimée et fissurée, qui peut alors contenir des nappes pelliculaires temporaires. .



**Photographie n°II. 5 : Versant occidental, argilo-graveleux moutonné  
De l'Université**

## **II.5 Conclusion**

La ville de Constantine et sa périphérie se distingue par des formations sédimentaires variées d'âge crétacé à quaternaires, les formations post-nappe de consistance meubles sont les plus répandues.

A travers les exemples d'instabilités des sites étudiés, il ressort que la formation du miocène est la formation la plus répandue et que c'est dans cette formation que différents problèmes affectent la région de Constantine.

Beaucoup d'investigations, études et recherches ont été élaborés sur ces sites, ce qui m'a permis de faire une étude spécifique et de caractériser ces sites pour comprendre leur comportement.

C'est pour cette raison qu'il faut accorder une place importante à l'analyse géologique du terrain, que celle qu'elle occupe aujourd'hui.

La démarche consiste à identifier d'abord les principales contraintes naturelles des sites par l'élaboration de cartes, c'est à partir de ces résultats de base que l'on pourrait envisager des projets d'urbanisme en évitant les zones instables et engager ensuite une investigation plus poussée dans le but d'adapter les ouvrages aux conditions des sites.

### **III-1 Introduction**

La partie expérimentale de cette thèse a pour but d'étudier à l'aide de différents essais au laboratoire et de trouver une loi de comportement, afin de disposer d'un portail complet des sols étudiés. Cette étude comporte des essais de caractérisation physique ainsi que des essais à l'oedomètre et des essais aux triaxial classique, différents types d'argiles provenant de différents sites ont été testées : l'argile de Boussouf, Ain el bey, Bellevue et Ciloc.

Les résultats des essais triaxiaux sont utilisés pour étudier leurs paramètres de résistance, tracer leurs surfaces d'état limite.

Dans la première partie de ce chapitre nous essayons d'expliquer les notions d'anisotropie de surfaces d'état limite et d'état critique et nous détaillons quelle loi de comportement qui semble capable de caractériser ces sols.

Dans la deuxième partie nous abordons l'étude expérimentale en laboratoire des différentes argiles provenant des sites différents

Dans la troisième partie nous abordons les résultats des essais et leurs interprétation.

#### **III-1-1 Lois de comportement**

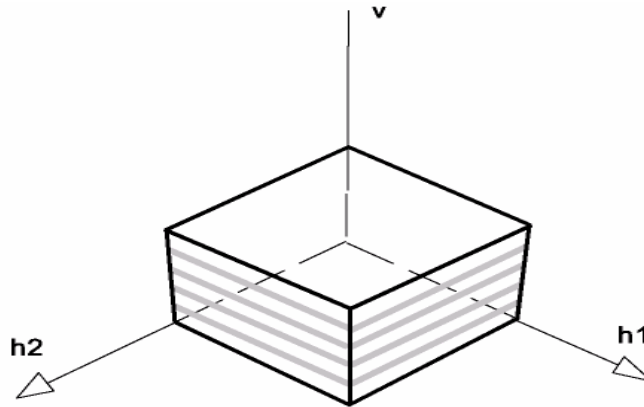
La détermination d'une loi de comportement consiste à trouver des relations entre les accroissements de contraintes et les accroissements de déformations correspondantes au cours d'une sollicitation donnée. En général, l'élaboration d'une loi de comportement dépend de plusieurs phénomènes liés à la nature du sol comme les caractéristiques de compressibilité, de perméabilité, de consolidation, de fluage et de cisaillement. Elle s'appuie également sur les connaissances acquises en mécanique des milieux continus comme les principes de la mécanique et de la thermodynamique, l'élasticité, la plasticité, la viscosité ou leurs combinaisons (Mestat, 1993). Les lois de comportement doivent alors représenter le mieux possible l'ensemble des aspects de la réponse du sol aux sollicitations qu'on lui impose dans les essais en place comme de laboratoire. La formulation d'une loi de comportement pour les sols naturels se heurte à d'autres difficultés comme la variabilité dans l'espace et dans le temps des propriétés géotechniques du massif de sol et les conditions aux limites de géométrie, de sollicitations et de drainage. Les grandeurs physiques que l'on va relier par une loi de comportement doivent être indépendantes du repère d'expression choisi (ou intrinsèque). C'est pourquoi elles sont représentées par des tenseurs, invariants par changement du repère d'expression (par exemple tenseur de contrainte ou de déformation). En

raison de leur structure granulaire, poreuse ou polycristalline, les sols et plus particulièrement les sols argileux naturels sont parfois difficilement assimilables à des milieux continus, homogènes et isotropes. Les lois de comportement qui les caractérisent doivent alors refléter ces hétérogénéités. Il est essentiel de notre point de vue d'évoquer en particulier le phénomène d'anisotropie et son intégration dans les lois de comportement.

### **III-1-1-1 Etude de l'anisotropie**

Par leur mode de formation et de préconsolidation sous l'action de pesanteur et des surcharges éventuelles (vent, remblais, immeubles), les sols argileux naturels présentent divers types d'anisotropie : une anisotropie de structure due à l'orientation des particules minérales ou organiques qui en constituent le squelette solide, une anisotropie inhérente due au mode de formation des sols argileux par sédimentation et une anisotropie de propriétés mécaniques dite induite, liée à l'histoire de déformations et à la surconsolidation. Le dernier type d'anisotropie résulte d'une modification continue de la structure du matériau que les dépôts subissent sous l'action de chargements et de phénomènes physico-chimiques divers ou d'états de contraintes anisotropes qui peuvent provoquer des glissements relatifs des grains ou une rotation des axes principaux des contraintes. L'anisotropie de structure apparaît lors de la formation du matériau en raison de sa granularité et s'amplifie au cours des variations saisonnières, lesquelles entraînent la modification de ses caractéristiques physiques (teneur en eau, limites de consistance) et mécaniques (résistance, déformabilité). Quant à l'anisotropie inhérente, elle est due à la sédimentation faite par couches stratifiées horizontales qui ont subi dans le passé un même état de contrainte (figure III.1.1). Compte tenu de ces conditions de formation, il est normal que les couches possèdent des propriétés équivalentes dans toutes les directions de leur plan de stratification et que ces propriétés soient distinctes des propriétés mécaniques des plans contenant l'axe de révolution perpendiculaire à ce plan d'isotropie.





**Figure III. 1.1 Structure anisotrope**

Pour juger l'influence de l'anisotropie, plusieurs études expérimentales sur différents types de sol ont été menées avec des appareils véritablement triaxiaux, en déformations planes grâce à l'appareil de cisaillement directionnel ou à l'aide de l'appareil triaxial sur éprouvettes cylindriques creuses. Un moyen classique de l'étude de l'effet de l'anisotropie de structure des argiles, induite par la condition  $K_0$ , consiste à utiliser des échantillons découpés, à partir d'un bloc d'argile consolidée, selon différentes inclinaisons  $\theta$ . Cet angle représente l'orientation de l'axe de symétrie de l'échantillon par rapport à l'axe de consolidation. La procédure d'essais à l'appareil triaxial est illustrée dans la figure III.1.2. Boehler (1975) a pratiqué cette démarche sans application de pression de confinement à l'échantillon. La figure III.1.3 expose un résultat type de ses essais. Un comportement anisotrope de matériau a été constaté. On remarque aussi que la résistance en compression simple et le module élastique ne varie pas dans le même sens lorsque  $\theta$  croît de 0 à 90°. Duncan et Seed (1966) se sont intéressés aussi à l'étude de l'anisotropie inhérente en effectuant des essais non drainés sur des argiles normalement et surconsolidées.

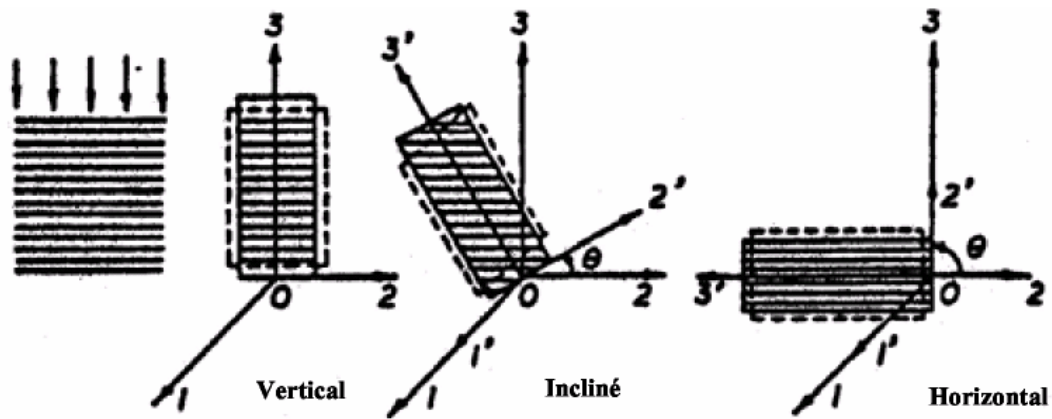


Figure III.1.2 Echantillon anisotrope incliné sur la presse triaxiale

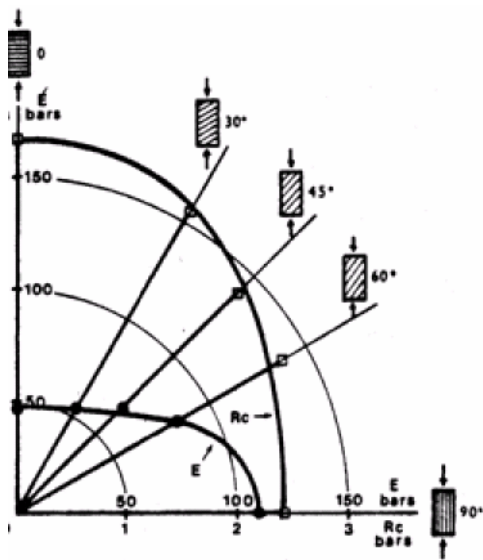


Figure III.1.3 Anisotropie des modules

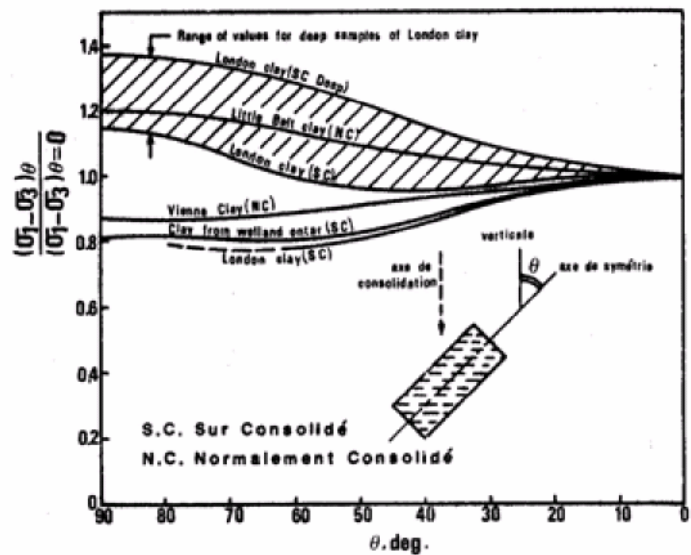


Figure III.1.4 Résistance des échantillons  
Inclinés

Des études similaires ont été menées par Lo et Morin (1972) et Yong et Silvestri (1979) sur des argiles sensibles. De même, l'anisotropie des sols argileux naturels a été étudiée au triaxial (Magnan *et al.*, 1982 ; Meftah et Magnan, 1988 ; Piyal et Magnan, 1984) et en déformation plane (Vaid et Campanella, 1974).

De nombreux auteurs japonais ont étudié l'influence de l'anisotropie sur des sables à grains allongés testés selon différentes orientations par rapport à la direction de remplissage. Ils ont utilisé pour cela, par exemple, de vrais triaxiaux à parois souples (Yamada et Ishihara, 1979 ; Ochiai et Lade, 1983).

Biarez (1962) a réalisé quelques essais dans le but d'étudier l'influence de l'anisotropie initiale et de l'anisotropie induite, sur le comportement du sol.

Des essais sur un sable, en compression sous un tenseur de contrainte isotrope, permettent de mettre en évidence l'anisotropie initiale. Le comportement du sable après la création d'une anisotropie induite par une déformation irréversible de 1,5% provoquée par l'application d'un déviateur, avec la contrainte principale majeure orientée sur l'axe orthogonal à l'axe de remplissage, montre clairement le rôle de l'écroutissage en densité. En effet, lorsqu'un tenseur de contrainte isotrope est appliqué à nouveau, on constate un changement important dans la déformation antérieure. Cependant les incréments de déformation commencent à devenir sensiblement au 3<sup>ème</sup> cycle de contrainte isotrope. Ainsi, de nombreux chercheurs ont tenté d'introduire l'anisotropie des sols dans les modèles rhéologiques pour le calcul des ouvrages et pour la caractérisation de l'évolution de leur comportement en fonction de l'orientation des contraintes principales ou du plan de rupture.

Cette démarche a également été effectuée pour les phénomènes cités précédemment : la compressibilité, la perméabilité, l'effet du temps...

Ces chercheurs se sont heurtés, jusqu'à présent, à deux difficultés opposées qui font que ou bien les modèles de comportement adoptés sont relativement simples, mais font intervenir des paramètres arbitraires ou bien ils sont physiquement acceptables mais nécessitent un assez grand nombre de paramètres difficiles à mesurer.

Parmi les types de comportement qui peuvent caractériser la réponse du sol aux différentes sollicitations mécaniques, nous détaillons les comportements élastiques et élastoplastique que nous avons mis en œuvre dans le cadre de ce travail. Les autres types de comportement qui ont des applications importantes pour certains ouvrages ne sont pas traités ici.

### **III-1-1-2 Principaux types de lois de comportement**

La simulation du comportement des matériaux se fait au travers des modèles rhéologiques. En général, les modèles sophistiqués pouvant bien représenter le comportement des matériaux nécessitent de nombreux paramètres difficiles à déterminer à partir d'un nombre d'essais restreint et difficiles à introduire dans le calcul numérique. Détaillons maintenant les principaux types de lois de comportement.

### III-1-1-2-1 Comportement élastique linéaire

Lorsque, dans un essai, la courbe contrainte – déformation est la même au chargement et au déchargement, le comportement du matériau est dit élastique. D'une manière plus générale, le comportement est dit élastique lorsque l'histoire du chargement n'intervient pas et qu'un état de contraintes correspond à un état de déformations et un seul.

Le comportement élastique peut être linéaire le tenseur des déformations est alors proportionnel au tenseur des contraintes au cours des sollicitations. Ce type de comportement a été découvert par Robert Hooke, qui publia la loi qui porte son nom en 1678 dans *De Potentia Restituvu* (cité par Mestat, 1993). La relation contrainte – déformation est linéaire, caractérisée par deux paramètres : un module d'élasticité axiale (d'Young)  $E$  dans le cas d'un essai de compression ou traction simple, ou un module de cisaillement  $G$  pour un essai de cisaillement simple (figure III.5) et le coefficient de Poisson,  $\nu$ .

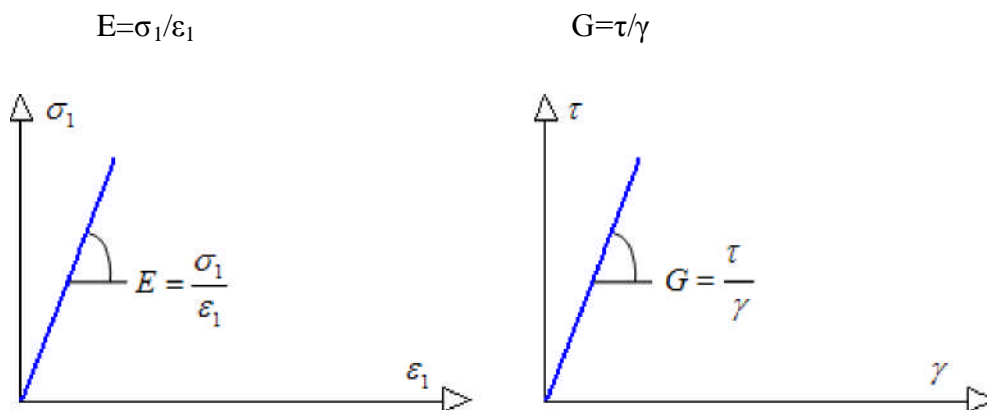


Figure III. 1.5 Loi de comportement élastique linéaire

Cependant, cette loi de comportement n'est pas représentative en général du comportement des sols qui, très rapidement, même pour de faibles déformations, ont un comportement plastique. Des lois plastiques ont été proposées pour écrire un comportement plus proche de celui des sols.

#### III.1.1.2.2 Comportement élasto-plastique

Les essais réalisés sur les solides montrent que le domaine de réversibilité des déformations ou domaine d'élasticité, est relativement limité. À partir d'un certain niveau de contraintes, la

courbe chargement – déchargement est différente de la courbe de chargement suivie jusque là. Des déformations irréversibles ou plastiques apparaissent.

Historiquement, l'existence de déformations plastiques ou permanentes a été mise en évidence par Coulomb, qui publia en 1784 un mémoire intitulé Recherches théoriques et expérimentales sur la force de torsion et sur l'élasticité des fils de métal (cité par Mestat, 1993). Ce type de comportement macroscopique est caractéristique de la plupart des solides (métaux, bétons, sols et roches). Au niveau microscopique, l'origine des déformations permanentes dépend du matériau. Dans le cas des sols, elles proviennent de la modification de l'assemblage des particules solides. Ce schéma de comportement exclut tout effet de vieillissement et de viscosité du matériau. Il s'appuie sur les concepts fondamentaux suivants

- la partition des déformations, qui décompose les déformations totales en déformations élastiques et déformations plastiques ;

- le seuil de plasticité mis en évidence dans les expériences de sollicitations uniaxiales, ou la notion de surface de charge en sollicitations multiaxiales, qui définit la frontière entre le comportement élastique et le comportement plastique, exprimé par une fonction scalaire  $F$   
 $\sigma_{ij} = 0$  ; ou  $F(\sigma_{ij}, k) = 0$  dans le cas un matériau écrouissable ( $k$  est la variable d'écrouissage)

- le domaine d'élasticité, qui correspond à l'intérieur de la surface de charge et dans lequel les déformations sont réversibles.

- l'écrouissage, qui permet de faire évoluer la surface de charge dans l'espace des contraintes en fonction de l'intensité des sollicitations. Dans ce cas, le domaine d'élasticité varie également ;

- le critère de plasticité ou de rupture, qui caractérise la rupture du matériau (les déformations tendent vers l'infini) correspondant à une résistance maximale suivie par un palier d'écoulement de déformation plastique. Lorsque le seuil de contrainte n'évolue pas, le critère de plasticité est confondu avec la surface de charge.

### **III-1-1-2-3 Comportement élastique linéaire, parfaitement plastique**

Le modèle le plus simple de cette famille est le modèle élastique linéaire parfaitement plastique, initialement développé pour décrire, de manière approchée, le comportement des métaux. Cependant, l'existence d'un palier d'écoulement sur la courbe de comportement « contraintes – déformations » de nombreux matériaux a suggéré d'étendre ce modèle aux

bétons, aux sols et aux roches. En particulier, l'application à la description du comportement des massifs de sols s'est révélée fructueuse et a permis d'analyser la rupture des sols dans les problèmes de fondations, de stabilité de pentes, des tunnels, des murs de soutènements.

Plusieurs critères de rupture ont été proposés. Parmi eux, le critère de rupture de Mohr-Coulomb (figure III.1.6) est le plus utilisé dans la pratique de l'ingénierie pour décrire de manière approchée le comportement des sols pulvérulents (sable et gravier) et le comportement drainé, à long terme des sols fins saturés (limon et argile).

Le critère de rupture de Mohr-Coulomb est représenté dans le plan des contraintes de Mohr (contrainte effective normale  $\sigma'$  et contrainte tangentielle  $\tau$ , par l'équation (figure III.1.6.a) :

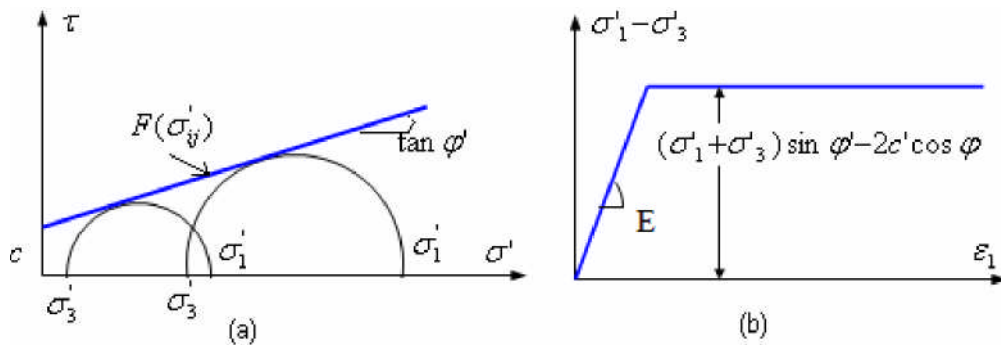
$$\tau = \sigma' \tan \varphi' + c' \quad \text{III.1.1}$$

En termes de contraintes effectives principales ( $\sigma_1'$ ,  $\sigma_3'$ ) il s'écrit aussi (figure III.1.6.b) :

$$\sigma_1' - \sigma_3' = (\sigma_1' + \sigma_3') \sin \varphi' - 2c' \cos \varphi' \quad \text{III.1.2}$$

$\sigma_1'$ ,  $\sigma_3'$  : contraintes effectives principales majeure et mineure,

$\varphi'$ , angle de frottement interne,  $c'$  : cohésion.



**Figure III.1. 6 Loi de comportement élastique, parfaitement plastique de Mohr-Coulomb**

Le comportement élastique linéaire parfaitement plastique avec le critère de rupture de Mohr-Coulomb (figure III.1.6.a) est finalement caractérisé par une élasticité linéaire ( $E$ ,  $\nu$ ) et un seuil de plasticité, défini par la cohésion  $c'$ , l'angle de frottement interne  $\varphi'$ , en plus de l'état initial. Il faut réaliser au moins deux essais triaxiaux à des pressions de confinement différentes pour déterminer les paramètres du modèle.

La surface de charge  $F(\sigma_{ij})$  s'exprime de façon suivante :

$$F(\sigma'_{ij}) = (\sigma'_1 - \sigma'_3) - (\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \varphi + 2c \cos \varphi = 0 \quad \text{III.1.3}$$

#### III-1-1-2-4 Comportement élasto-plastique avec écrouissage

Les essais de chargement – déchargement réalisés sur les solides montrent que la valeur du seuil de plasticité, ou la limite d'élasticité, évolue avec la sollicitation appliquée. Cette modification du seuil de plasticité caractérise le phénomène d'écrouissage. L'écrouissage ne modifie pas l'instant de la rupture par contre, il agrandit le domaine d'élasticité et réduit la possibilité de déformations plastiques.

Un comportement élasto-plastique avec écrouissage permet donc de mieux décrire les étapes intermédiaires, observées sur les essais de laboratoire, entre l'apparition des premières déformations irréversibles et l'instant de la rupture. L'écrouissage se traduit mathématiquement par une évolution de la surface de charge dans l'espace des contraintes. La forme que doit prendre la surface de charge au cours de son évolution a fait l'objet de nombreuses recherches, qui combinent des observations expérimentales et des hypothèses théoriques nécessaires pour l'interprétation des essais.

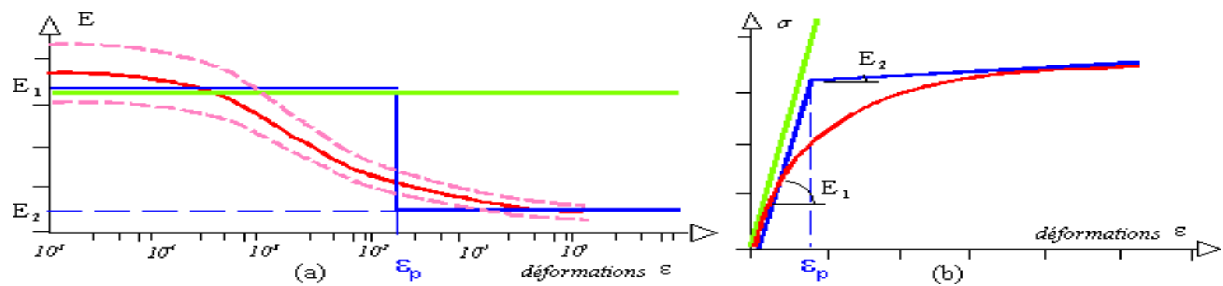
#### III-1-1-2-5 Comportement élastique non linéaire

Pour l'introduction des lois de comportements dans le calcul numérique, des modèles simples sont couramment utilisés.

La loi de comportement élastique linéaire est très simple à introduire dans le calcul numérique avec un seul module de déformation  $E$  (figure III.1.7.a, b). Toutefois, cette approche produit de mauvais résultats car la plupart des simulations prennent en compte seulement un module élastique constant au sein du massif de sol.

Une autre approche consiste à faire l'hypothèse d'un domaine purement élastique avant l'atteinte de la plasticité, avec deux modules  $E_1$  et  $E_2$  caractérisant le domaine élastique et le domaine plastique permettant de mieux modéliser le comportement en élasticité et en plasticité (figure III.1.7.a, b). Suivant le niveau de déformation de l'ouvrage (inférieur à  $\varepsilon_p$  ou supérieur  $\varepsilon_p$ ), le modélisateur va décider de prendre le module de déformation qui correspond à son calcul. Les expériences montrent que cette approche donne des résultats satisfaisants si le niveau de déformation se trouve totalement soit dans le domaine élastique (inférieur à  $\varepsilon_p$ ) soit dans le domaine plastique (supérieur  $\varepsilon_p$ ).

Toutefois, la question du choix du module à prendre en compte se pose dans le cas où le niveau de déformation se trouve dans la zone de transition. Il est impossible d'obtenir une estimation fiable en utilisant cette approche. Pour prendre en compte la zone de transition, il convient de considérer le fait que les sols ont un comportement non linéaire, même à des niveaux de contrainte bien inférieurs à leur résistance (Thépot, 2004). En effet, la non linéarité du comportement des matériaux est un fait expérimentalement bien défini, surtout pour les sols. Les essais de mécanique des sols montrent que le module de déformation diminue lorsque la déformation augmente, dès le début des essais. La rigidité des sols ne peut donc être modélisée par une ou deux valeurs uniques du module de déformation.



**Figure III.1. 7 Capacité des lois à représenter l'évolution du module avec la déformation**

Plusieurs types de lois élastiques non linéaires ont été développés. Ces lois de comportement se basent sur une approximation hyperbolique des courbes de comportement contrainte-déformation obtenues lors d'un essai triaxial de compression non drainé (Kondner, 1963 ; Duncan et Chang, 1970 ; Hardin et Drnevich, 1972 ; Fahey, 1992 ; Fahey et Carter ; 1993).

### III-1-1-3 Modèles et surfaces de charges adaptées aux sols fins

#### III-1-1-3-1 Modèles Cam-clay et Cam-clay modifié pour l'argile reconstituée

Des observations en laboratoire sur l'argile reconstituée avec l'essai de consolidation isotrope et l'essai triaxial, où  $\sigma'_1 = \sigma'_3$  ont abouti à construire les modèles Cam-Clay (original et modifié) figure III.1.8, (Roscoe et al., 1963 ; Roscoe et Burland, 1968 ; Schofield et Worth, 1968), qui sont des modèles de types élasto-plastique avec écrouissage, développés dans le plan de contrainte moyenne ( $p'$ ) et contrainte déviatorique ( $q$ ), avec :

$$p' = (\sigma'_1 + 2\sigma'_3)/3 \quad \text{III.1.4}$$

$$q = (\sigma'_1 - \sigma'_3) \quad \text{III.1.5}$$



Tout comme la version originale, les versions modifiées et révisée modifiés de ce modèle reposent sur les concepts d'état limite et d'état critique, les travaux de l'université de Cambridge et de l'université Laval à Québec (Tavenas et Leroueil, 1979), ont permis de préciser la forme de la surface de charge, ou courbe d'état limite dans le plan ( $p'$ ,  $q$ ).

La forme d'enveloppe d'état limite de la loi Cam-Clay modifiée est adaptée aux sols remaniés sous consolidation isotrope, l'axe de symétrie de l'ellipse se trouve sur l'axe  $p'$  (Shahanguian, 1981).

La surface de charge est exprimée comme suit dans le plan ( $p'$ ,  $q$ ) :

Cam-clay original:

$$F(p',q)=(q/Mp') + \ln p' - \ln p'_0 = 0 \quad \text{III.1.6}$$

Cam-clay modifiée:

$$F(p',q)=(q^2/M^2p') + p' - p'_0 = 0 \quad \text{III.1.7}$$

$p'$  : contrainte moyenne,

$q$  : contrainte déviatorique,

$M$  : pente de la courbe du critère de rupture ou courbe d'état critique,

$P_0'$ : contrainte moyenne initiale,

Ces expressions représentent une surface de charge avec un écouvissage isotrope. La contrainte moyenne  $p'_0$  est l'intersection de la surface de charge avec l'axe de compression isotrope.  $p'_0$  fixe la limite du domaine d'élasticité actuel et permet de faire évoluer la surface de charge.

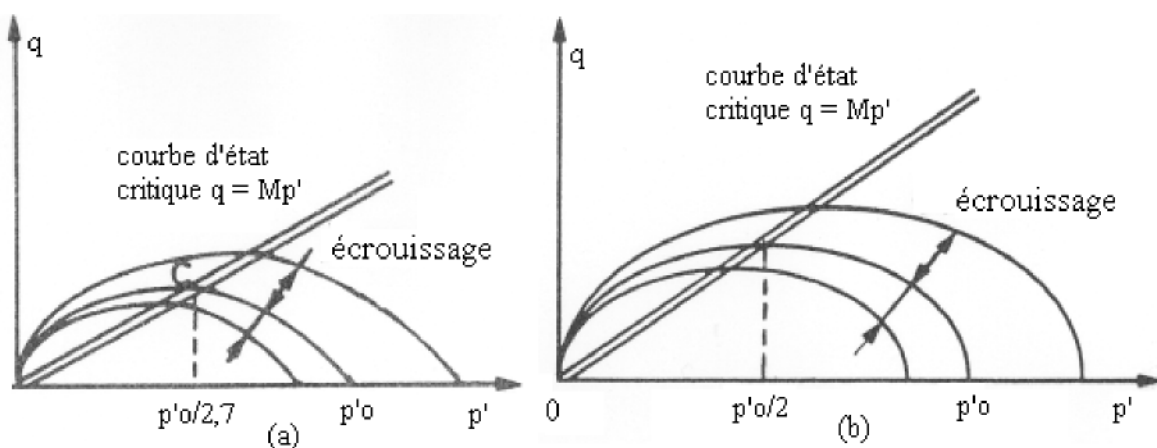


Figure 1. 8 Modèles Cam-clay original et Cam-clay modifié

### III-1-1-3-2 Modèles pour argiles naturelles

Les modèles Cam-clay ont prouvé leur pertinence pour modéliser le comportement d'une argile reconstituée en laboratoire, isotrope et normalement consolidée ou faiblement surconsolidée. Toutefois, ces modèles n'ont pas réussi à modéliser le comportement des sols naturels. Ceci est sans doute lié à l'anisotropie des sols naturels, due au mode de dépôt des couches de sols dans le passé. Elle se caractérise par un coefficient de pression des terres au repos  $K_0$ , exprimé par :

$$K_0 = \sigma'_h / \sigma'_v$$

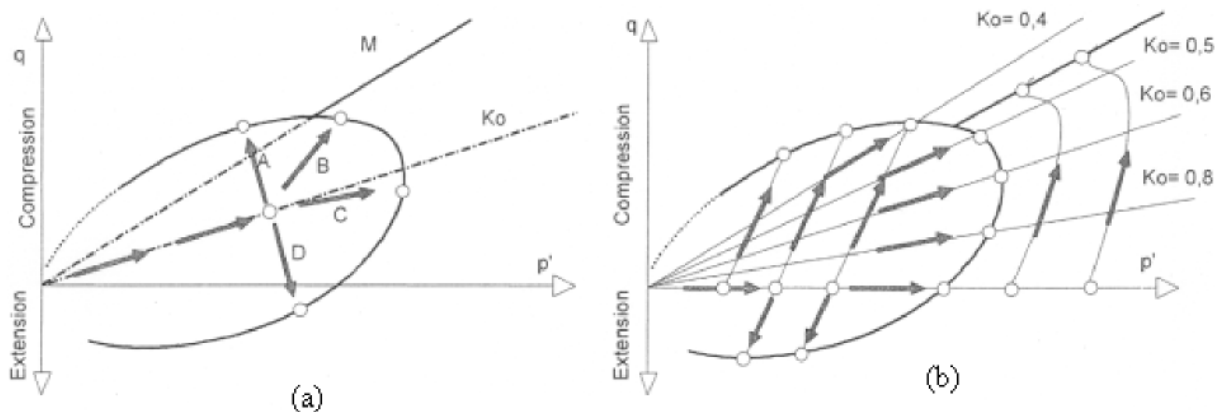
#### III.1.8

$\sigma'_h$  : contrainte effective horizontale

$\sigma'_v$  : contrainte effective verticale

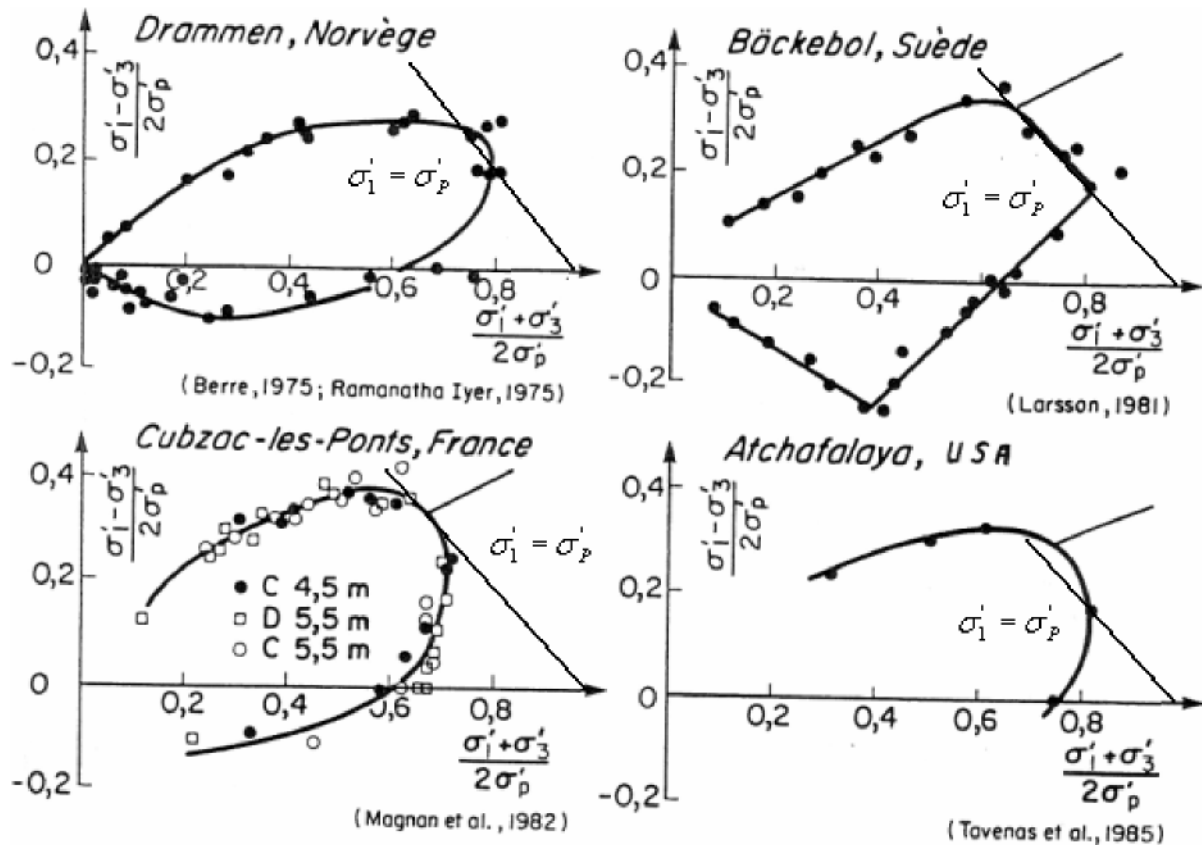
Pour construire un modèle plus apte à approcher le comportement des sols naturels, plusieurs recherches ont été menées en laboratoire sur des éprouvettes taillées à partir d'échantillons prélevés à différentes profondeurs afin d'essayer de trouver la forme de la surface de charge.

Deux méthodes ont été proposées pour déterminer la surface de charge. L'une consiste à effectuer soit des essais de cisaillement anisotrope qui irradient autour d'un point considéré comme l'état de contraintes in situ (Crook et Graham, 1976 ; Graham et al., 1983) (figure III. 1.9.a). L'autre nécessite la combinaison d'un essai œdométrique pour déterminer la pression de préconsolidation, d'essais triaxiaux non drainés, avec des pressions de confinement inférieures à 0,5 fois la pression de préconsolidation et des essais de consolidation anisotrope  $\sigma_3 / \sigma_1$  sans reconsolidation à l'état de contraintes en place (Tavenas et Leroueil, 1977 ; Tavenas et Leroueil, 1979) (figure III. 1.9.b).

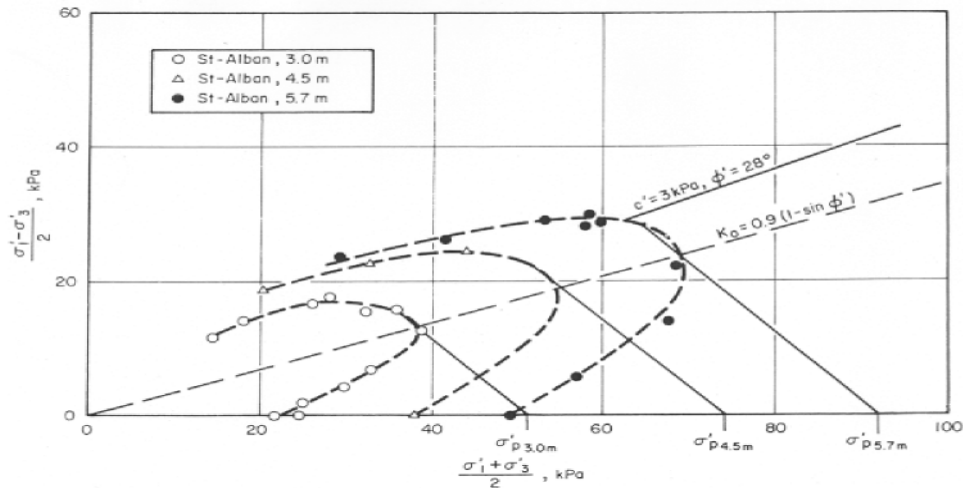


**Figure III.1.9. a, b Méthode de détermination de la surface de charge**

En utilisant les deux méthodes décrites ci-dessus, plusieurs études ont été effectuées afin de déterminer la surface de charge des sols naturels. Les études sur différentes argiles naturelles ont montré l'absence de symétrie de la surface de charge autour l'axe de consolidation isotrope, comme le montrent les figures (III.1.10 et III.1.11) ci-dessous établies par différents auteurs. Ces surfaces de charge ont tendance à être symétriques sur l'axe  $K_0$ , ou l'axe de consolidation anisotrope, qui reflète l'histoire du chargement des sols. Elles sont sans doute gouvernées par l'état de contrainte initial en place et par la contrainte effective de pré consolidation  $\sigma'_p$ , qui est un paramètre reflétant l'histoire de chargement du sol dans le passé.



**Figure III.1.10 Surfaces de charge de différentes argiles naturelles, d'après Mestat (1993)**



**Figure III.1.11 Surfaces de charge de l'argile de St-Alban, d'après Tavenas et Leroueil, (1977)**

Les surfaces de charge d'argiles naturelles représentées sur les figures ( III 1.10 et III 1.11) ont conduit les rhéologues à trouver des modèles plus aptes à exprimer le comportement des sols naturels en tenant compte de leur anisotropie. Nous présentons ici trois modèles de cette famille : modèle de Larsson, Mélanie et Anpetal.

Le modèle de Larsson (Larsson, 1977) est un modèle très simple qui est gouverné par les contraintes verticale et horizontale de préconsolidation  $\sigma'_{vp}$  et  $\sigma'_{hp}$ . Le modèle Mélanie a été élaboré à partir des modèles Cam-clay en orientant l'axe de consolidation isotrope vers l'axe de consolidation anisotrope pour tenir compte de l'anisotropie des sols naturels (Magnan et al., 1982 ; Mouratidis et Magnan, 1983 ; Lépidas et Magnan, 1990). Enfin, le modèle Anpetal est un modèle complexe tenant compte de l'angle de Lode pour exprimer la distorsion de la surface de charge autour de l'axe de consolidation anisotrope (Newson, 1997).

### III-1-1-3 -3 Modèle de Larsson

Ce modèle simple, proposé par Larsson (1977), est gouverné par les contraintes verticale et horizontale de préconsolidation  $\sigma'_{v,p}$  et  $\sigma'_{h,p}$ . Il est aussi limité par les deux droites d'état critique de Mohr-Coulomb en compression et extension. Ce modèle est présenté dans le plan de  $(\sigma', \tau)$ . La surface de charge est déterminée par seulement quatre paramètres : les contraintes verticale et horizontale de préconsolidation  $\sigma'_{v,p}$  et  $\sigma'_{h,p}$ , l'angle de frottement interne  $\phi'$  et la cohésion  $c'$ .

$$\sigma_1' = \sigma'_{v,p} , \sigma_3' = \sigma'_{h,p}$$

III.1.9

$$\tau = \sigma' \sin \varphi' + c' \cos \varphi'$$

III.1.10

$$\tau = \sigma' \sin (-\varphi') + c' \cos (-\varphi')$$

III.1.11

$$\tau, \sigma', \text{ déterminés comme suit } \sigma' = (\sigma_1' - \sigma_3')/2$$

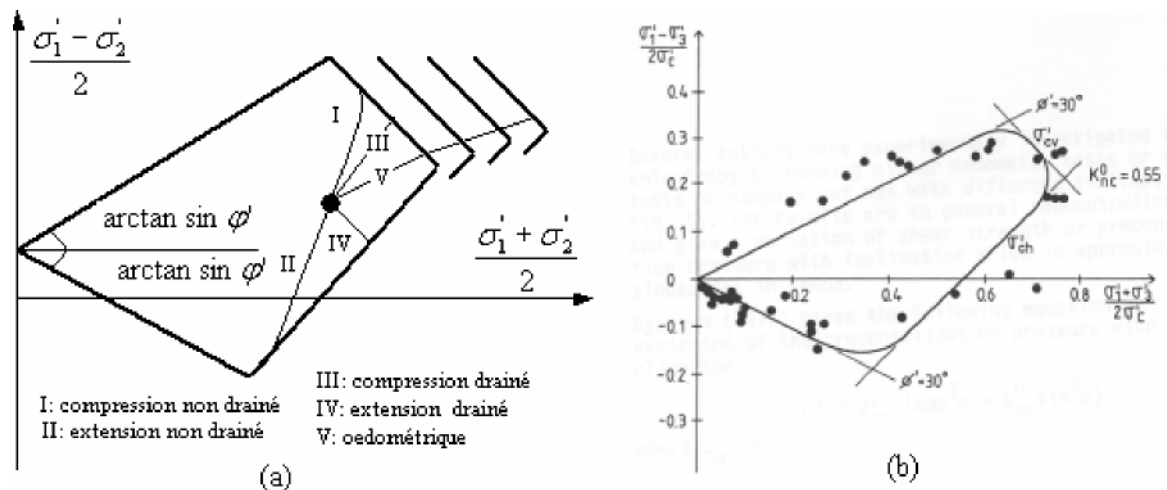
III.1.12

$$\tau = (\sigma_1' + \sigma_3')/2$$

III.1.13

La loi d'écoulement est exprimée par une fonction de potentiel associée. Trois essais sont demandés pour déterminer les paramètres : un essai de cisaillement simple et deux essais œdométriques, l'un dans le plan vertical et l'autre dans le plan horizontal.

La figure III.1.12.a présente la surface de charge du modèle de Larsson et son évolution sur les chemins de contraintes suivis durant différents types d'essais tels que les essais de compression et extension en drainé et non drainé et l'essai œdométrique.



**Figure III.1.12 Modèle de Larsson et sa confrontation avec les mesures faites sur L'argile de Drammen, d'après Larsson, (1977)**

La confrontation du modèle de Larsson avec différentes études expérimentales sur argiles prouve le bon fonctionnement de ce modèle simple. Une validation du modèle avec l'argile de Drammen en Norvège montre le fonctionnement de ce type de modèle sur argile naturelle (figure III.1.12.b). À la vue des valeurs expérimentales représentées sur cette figure, nous pouvons imaginer un calage satisfaisant de ce modèle sur différents sols.

### III-1-1-3-4 Modèle Mélanie

Le modèle Mélanie est une évolution des modèles élastoplastiques élaborés dans les années 1960 à l'université de Cambridge. C'est un modèle élastoplastique avec écrouissage et dont l'élasticité est linéaire. Il a été développé dans le cadre d'études du comportement des sols argileux naturels à l'université Laval de Québec sur l'argile de Saint-Alban (Tavenas et Leroueil, 1977), puis sur certaines argiles molles françaises au LCPC Paris (Shahanguian 1981 Magnan et al., 1982 ; Mouratidis et Magnan, 1983 ; Lépidas et Magnan, 1990). Ces recherches ont confirmé l'applicabilité des concepts développés à l'université de Cambridge pour les modèles Cam-clay, moyennant quelques corrections destinées pour tenir compte de l'anisotropie sur le comportement des argiles naturelles.

La surface de charge ou surface d'état limite s'obtient de façon analogue à celle du modèle Cam-clay modifié, sauf qu'elle est modifiée pour prendre en compte l'anisotropie du sol.

Elle a d'abord été élaborée dans l'espace

$$(s' = (\sigma'_1 + \sigma'_3)/2, t = (\sigma'_1 - \sigma'_3)/2, e) \quad \text{III.1.14}$$

puis généralisée dans l'espace

$$(p' = (\sigma'_1 + 2\sigma'_3)/3, q = \sigma'_1 - \sigma'_3, e). \quad \text{III.1.15}$$

Avec

$$s' = (\sigma'_1 + \sigma'_3)/2 \quad \text{III.1.16}$$

$$t = (\sigma'_1 - \sigma'_3)/2 \quad \text{III.1.17}$$

$$p' = (\sigma'_1 + 2\sigma'_3)/3 \quad \text{III.1.18}$$

$$q = (\sigma'_1 - \sigma'_3, e) \quad \text{III.1.19}$$

$$s'p = \sigma'_p \quad \text{III.1.20}$$

$$s'c = 0,6 \sigma'_p$$

$$A^2(s' \cos \theta + t \sin \theta - s'c/AC)^2 + B^2(t \cos \theta - s' \sin \theta)^2 - s'c/C^2 = 0 \quad \text{III.1.21}$$

Avec

$$A = 2(\sin \theta + \cos \theta) \quad \text{III.1.22}$$

$$B^2 = A^2 \cos \theta [(2/A) - c \cos \theta] / C \sin^2 \theta \quad \text{III.1.23}$$

$$C = 0,6 \quad \text{III.1.24}$$

$$\theta = \arctg[(1 - K_0)/(1 + K_0)] \quad \text{III.1.25}$$

$$s'c = 0,6 \sigma'_p \quad \text{III.1.26}$$

$\theta$  = angle entre l'axe  $os'$  et l'axe principale de l'ellipse, confondue avec l'axe  $K_0$ .

$\sigma'_p$  : pression de préconsolidation

Dans le plan (p',q), cette surface de charge est donnée par la formule :

$$A^2[p' \cos \theta + (q/2)(\sin \theta + \cos \theta / 3) - p'c/A.C]^2 + B^2[(q/2)(\cos \theta - \sin \theta / 3) - p' \sin \theta]^2 - (p'c/0,6)^2 = 0$$

Avec  $p'c = 0,6 \sigma'_p$

**III.1.27**

Un essai triaxial, un essai Ko, et un essai oedométrique sont nécessaires pour déterminer les paramètres du modèle Mélanie, deux paramètres ( $\theta$  et  $\sigma'_p$ ) sont utilisés pour la détermination de la surface de charge, sans tenir compte du paramètre C égale à 0,6.

### III-1-1-3-5 Modèle Anpetal

Plusieurs modèles utilisés pour décrire le comportement d'une argile admettent que la surface de charge est axisymétrique sur l'axe de consolidation anisotrope (comme celui de Mélanie). Cependant, les études expérimentales sur l'argile d'Ottawa (Mitchell et Wong, 1975) et de l'argile de Winnipeg (Graham et al., 1988) indiquent la non symétrie sur l'axe de consolidation anisotrope de la surface de charge du sol naturel.

Le développement d'un autre type de modèle pouvant exprimer la distorsion de cette surface de charge a abouti à la naissance du modèle Anpetal.

Le modèle Anpetal (Newson, 1997) est un modèle élastoplastique avec élasticité non linéaire. Il est utilisé pour décrire le comportement d'une argile molle naturelle en tenant compte de la distorsion de la surface de charge autour de l'axe de consolidation anisotrope par l'introduction de l'angle de Lode dans l'équation de la surface de charge. Une fonction de potentiel non associée est utilisée pour exprimer la loi d'écoulement. Ce modèle a été développé dans l'espace (p', q, e).

La surface de charge du modèle Anpetal, caractérisée par trois paramètres, est donnée par :

$$f(p',q) = (q - \eta_0 p')^2 + J(\theta) p'^2 \ln(p'/p'_0)^2 = 0 \quad \text{III.1.28}$$

$$J(\theta) = (a+b)/2 + (b-a) \sin \theta \quad \text{III.1.29}$$

$$a = Mc(Mc - \eta_0) \quad \text{III.1.30}$$

$$b = Me(Me + \eta_0) \quad \text{III.1.31}$$

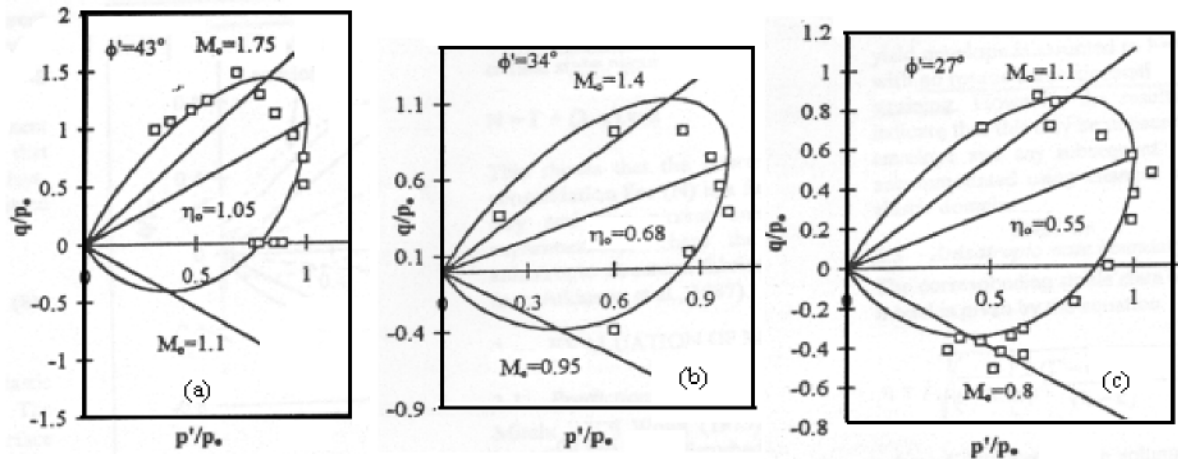
Me, Mc : pente de la droite q-p' à l'état critique respectivement d'un essai en extension et en compression

$$Mc = 6 \sin \varphi' / 3 - \sin \varphi' \quad \text{et} \quad Me = 3Mc / 3 + Mc \quad \text{III.1.32}$$

avec  $\varphi'$  angle de frottement interne

$\theta$  :angle de Lode qui a pour valeurs dans les conditions triaxiales  $-30^\circ$  en compression et  $30^\circ$  en extension

Le figure III.1.13 montre la comparaison des résultats expérimentaux avec le modèle d'Anpétal sur différentes argiles naturelles (Argile de Mexico (a) ; argile de Bothkennar (b) ; argile d'Ottawa (c), Newson, 1997).



**Figure III.1.13 Validation du modèle Anpétal sur différentes argiles,**

**D'après Newson, (1997)**

Les lois de comportement élastoplastique adaptées aux sols naturels décrites ci-dessus permettent une description satisfaisante du comportement des massifs de sols. Ces lois présentent aussi l'avantage d'une relative simplicité dans leur conception et dans leur traduction mathématique, et d'un faible nombre de paramètres à identifier.

#### III-1-1-4 Synthèse sur les lois de comportement

Les lois de comportement élastoplastique adoptées aux sols naturels décrites ci-dessus permettent une description satisfaisante du comportement des massifs des sols.

Ces lois présentent aussi l'avantage d'une relative simplicité dans leur conception et dans leur traduction mathématique, et d'un faible nombre de paramètre à identifier.

Il convient de rappeler que ces types de comportement élastoplastique constituent une approximation du comportement des sols puisqu'on néglige notamment les effets du temps ou fluage dans le cas des sols fins.



Toutes les données expérimentales concernant les sols cohérents montrent que les déformations ne sont pas instantanées, ce qui conduit logiquement à privilégier l'approche visco-élastique ou élasto-viscoplastique.

Toutefois, l'approche élastoplastique a connu de nombreux développements, essentiellement parce qu'en pratique, l'étude des tassements des sols argileux est effectuée à partir de la courbe de compressibilité œdométrique et de la théorie de la consolidation unidimensionnelle, dans laquelle l'on ne tient pas compte de la viscosité des déformations du squelette du sol. L'expérience montre que cette approche d'un comportement élastoplastique pour les sols argileux naturels donne des résultats relativement satisfaisants dans la plupart des projets.

### **III-2-1 Introduction**

Les essais de laboratoire constituent la base de la plus part des connaissances actuelles, les propriétés mécaniques de résistances et de déformabilité des sols fins notamment des argiles.

L'analyse des données obtenues en laboratoire confirme pour l'essentiel les principes de comportement de ces sols sous la combinaison des phénomènes de compressibilité, de consolidation et de cisaillement auquel ils sont soumis. Parmi les essais en laboratoire les plus utilisés et qui contribuent à une meilleure connaissance de la rhéologie des sols.

- Des essais d'identification
- Des essais mécaniques : oedomètres, triaxiaux

### **III-2-2 Reconnaissance et essais en laboratoire**

#### **III-2-2-1 Introduction**

Le but de la reconnaissance (reconnaissance générale surtout) est notamment l'établissement de coupes indiquant les différentes catégories de terrain rencontrées.

Nous nous attachons ici à donner quelques indications sur les essais d'identification, les classements de sol qui s'en déduisent et les conclusions que l'on peut en tirer.

Signalons qu'il existe des modes opératoires du L.C.P.C. pour certains essais. Afin d'en avoir une description sommaire on pourra se référer aux guides et recommandations pour la reconnaissance géologique et géotechnique.

La classification des sols en catégories s'appuie sur les essais suivants

#### **III-2-2-2 Essais d'identification**

Les essais d'identification (teneur en eau, limites d'Atterberg, poids spécifique, indice de vides, porosité.....) sont d'un grand secours pour différencier les différentes sous-couches.

Cette procédure, qui nécessite évidemment de prélever les échantillons intacts en continu sur toute l'épaisseur des sols.

L'utilisation de carottiers travaillant, soit par battage, soit en rotation, les carottiers à paroi mince, enfoncés par pression continue, permettent d'obtenir des échantillons intacts de très bonne qualité.

Les essais classiques de mécanique des sols qui permettent l'identification sont :

### **III-2-2-2-1 Granulométrie**

Elle se fait par tamisage par voie sèche après lavage pour les sols dont les éléments sont supérieurs à 80 $\mu$ m et par sédimentation pour les éléments inférieurs à 80 $\mu$ m.

L'analyse granulométrique du sol jusqu'au diamètre de 80 $\mu$ m se fait en utilisant une série de tamis. La granularité est exprimée par une courbe granulométrique qui donne la répartition de la dimension moyenne des grains exprimée sous forme de pourcentage du poids total du matériau, elle est tracé en diagramme semi logarithmique avec :

En abscisse, le logarithme de la dimension des ouvertures des tamis en valeurs croissantes.

En ordonnée, le pourcentage en poids du matériau total, de la fraction du sol dont les grains ont un diamètre moyen inférieur à celui de l'abscisse correspondant (passant).

### **III-2-2-2 Limites d'Atterberg**

Les Limites d'Atterberg permettent de Caractériser les différents états d'un sol fin suivant sa teneur en eau.

La limite de liquidité WL (teneur en eau pondérale) sépare l'état liquide de l'état plastique, la limite de plasticité Wp (teneur en eau pondérale) sépare l'état plastique de l'état solide.

### **III-2-3 Diffraction aux rayons X :**

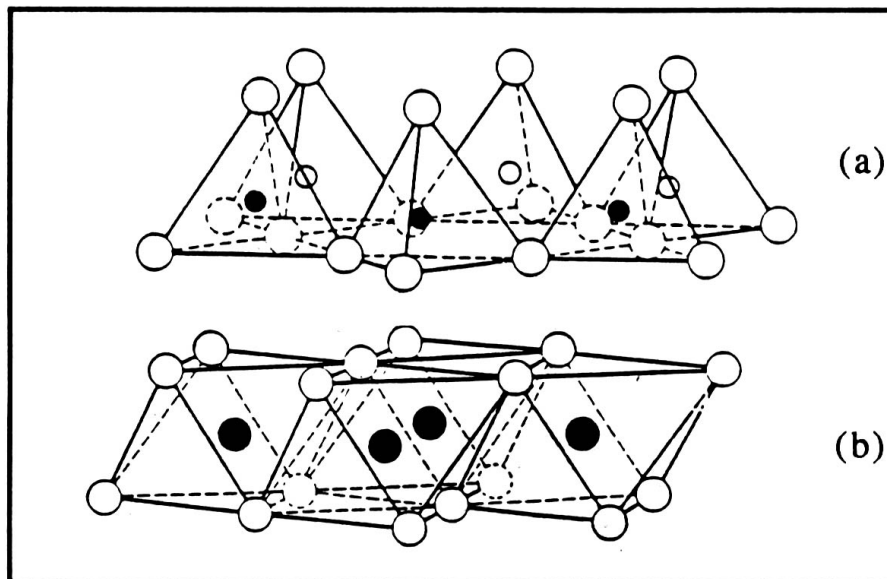
Permet d'identifier les différentes phases contenues dans l'argile

#### **III-2 -3-1- Identification des phases contenues dans l'argile**

##### **III.2-3-1-1 Introduction**

Rappelons que les grains d'argile constituent le polycristal d'argile et sont composés de couches parallèles contenant des atomes de Si, Al, O et OH (dans certains cas elles contiennent Fe et Mg).

La disposition de ces atomes dans les différentes couches obéit à des symétries géométriques du type tétraédrique ou octaédrique voir figure III-2-1. En fait, la combinaison locale des atomes peut, sous certaines conditions, engendrer des phases de structures cristallographiques différentes comme: la kaolinite, la montmorillonite, l'illite, l'oxyde de silicium, l'oxyde d'Aluminium, etc.



**Figure III.2.1 Structure des argiles**

Par ailleurs, rappelons que les translations unitaires dans les structures cristallographiques des cristaux sont, en général, de l'ordre de quelque dixième de nanomètres. Le pouvoir de résolution des appareils d'observation usuels pour la mise en évidence de ces cristaux, comme la microscopie optique, ne permet pas de voir directement l'espace géométrique à cette échelle (seuls quelques microscopes électroniques ont des pouvoirs de résolution de l'ordre de l'Angström). Le pouvoir de résolution est défini par la plus petite distance séparant deux points de l'objet tels que leurs images sont distinctes. Cette distance est donnée par la formule d'Abbe :  $d = 0,61 \lambda / n \sin \alpha$ . Ce qui est important dans cette expression, c'est la proportionnalité entre  $d$  et la longueur d'onde du rayonnement, servant à former l'image : si nous arrivons à utiliser des rayonnements dont les longueurs d'onde sont de plus en plus courtes, nous arriverons à obtenir des distances de résolution de plus en plus petites. Cela n'est pas possible dans le cas de la microscopie optique qui utilise les rayons de la lumière visible caractérisés par des longueurs d'onde assez grandes ( $\lambda \approx 5000\text{\AA}$ ). Pour cela, nous avons recours à d'autres types de rayonnements pour étudier de manière plus fine les structures et l'identification des phases constituant les matériaux. En effet, il est bien établi maintenant que la dualité onde-particule permet d'associer à une onde électromagnétique de période spatiale ou longueur d'onde  $\lambda$ , une particule appelée photon d'énergie  $E$  telle que :  $E = h\nu = hc/\lambda$  d'où  $\lambda = hc/E$  ( $h$  : constante de Planck et  $c$  : vitesse de la lumière). Si  $h$  et  $c$  sont exprimés par leurs valeurs numériques, nous obtenons  $\lambda = 12400/E$  (eV). La gamme des rayons X utilisée en cristallographie correspond à  $\lambda$  variant de  $0,2 \text{\AA}$  à  $2\text{\AA}$  (ce qui correspond à des rayonnements d'énergie

variant de 6 à 60 KeV). Au lieu de procéder à l'observation directe des particules d'argile par des microscopes utilisant ce type de rayonnement (comme les microscopes photoniques), nous allons utiliser la diffusion élastique et cohérente d'un rayonnement par les atomes du cristal. La composition des ondes diffusées donne lieu à des phénomènes d'interférences : c'est ce qu'on appelle la diffraction. Ce phénomène ne peut se produire que si les longueurs d'onde mise en jeu sont du même ordre de grandeur que les distances inter-atomiques, ce qui est le cas des rayons X. Le traitement mathématique des figures de diffraction fournit des renseignements sur les structures ainsi que les phases présentes dans un matériau polyphasé.

Considérons la condition de diffraction d'un rayonnement quelconque (loi de Bragg) :

$$2d_{hkl} \sin \theta = \lambda$$

\*  $d_{hkl}$  représente la distance entre les plans cristallins (hkl) contenant les atomes du cristal. Chaque famille de plans est repérée par trois indices h, k et l par rapport à la cellule conventionnelle définissant le système cristallin de la phase. Donc, chaque phase, si elle cristallise dans un système donné, est caractérisée par des familles de plans cristallographiques (hkl) pouvant ou ne pouvant pas diffracter.

\*  $\theta$  est l'angle de diffraction du rayonnement incident tombant sur les atomes.

\*  $\lambda$  représente la longueur d'onde du rayonnement incident ou diffracté (nous sommes dans le cas de la diffusion élastique :  $\lambda_{\text{diffractée}} = \lambda_{\text{incidente}}$ ).

Pour que la condition de diffraction soit réalisée sur une famille de plans (hkl), un seul des deux paramètres  $\theta$  ou  $\lambda$  peut être fixé, l'autre étant nécessairement variable. Le choix du paramètre variable déterminera deux méthodes d'étude des matériaux basées sur la diffraction :

\*  $\theta$  fixe,  $\lambda$  variable : méthode destinée à l'étude des monocristaux.

\*  $\lambda$  fixe,  $\theta$  variable : méthode destinée à la caractérisation des polycristaux.

Il est évident que la seconde catégorie est de grande importance car les matériaux industriels sont toujours polycristallins. La première est plutôt réservée aux études fondamentales.

Parmi les méthodes destinées à l'étude des polycristaux, nous allons considérer la diffraction à compteur.

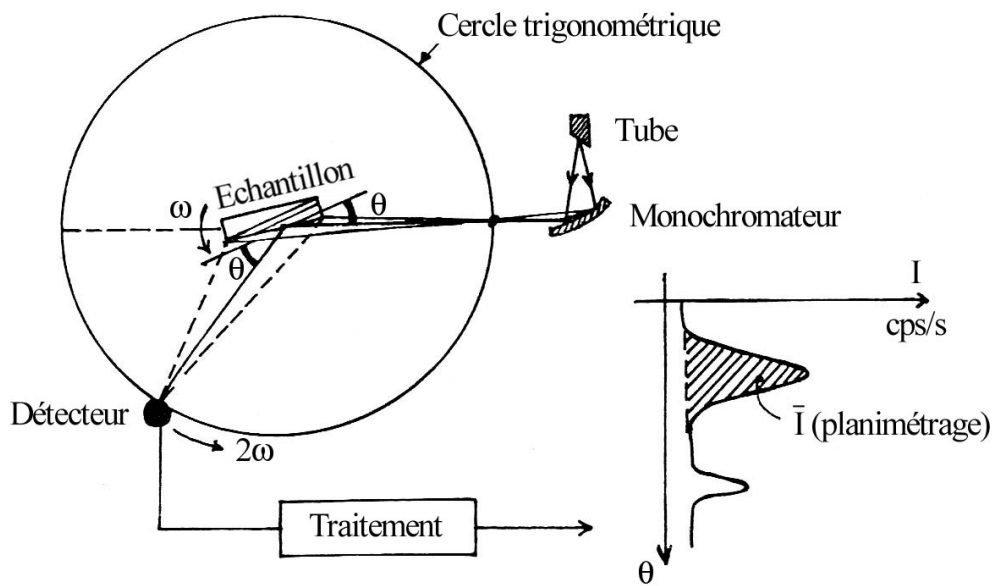
### III.2-3-2 Rayonnement incident utilisé

On utilise un rayonnement X monochromatique incident qui provient d'une anticathode en métal à numéro atomique intermédiaire (tel que le cuivre) excitée par une tension

adéquate. Seule le rayonnement  $K_{\alpha}$  est sélectionné par un filtre adapté (qu'on appelle monochromateur), d'où la valeur fixe de la longueur d'onde  $\lambda_{K_{\alpha}}$ .

### III.2-3-2 Montage pratique

Le dispositif expérimental est conçu de telle façon que le compteur tourne autour d'un cercle centré sur le porte échantillon : le cercle goniométrique. L'échantillon est déposé sur une plaque tangente à un cercle passant par la source de rayons X et le compteur : le cercle de focalisation (fig.III.2.2).



**Figure III.2.2 Cercle de focalisation**

Les rayons diffractés par les familles de plans atomiques (hkl) sont enregistrés dans une baie de mesure. On obtient des pics (hkl) dont la position permet de déterminer l'angle de diffraction  $\theta_{hkl}$  pour chaque famille de plan diffractant. La surface des pics conduit à la mesure de l'intensité : c'est le diagramme ou spectre de diffraction.

### III.2-3-3 Identification des phases constituant le matériau argileux

Chaque solide cristallisé est caractérisé par son propre diagramme de diffraction, ensemble de pics situés à des valeurs  $\theta_{hkl}$ . Nous pouvons associer une liste des distances inter-réculaires (inter-plans)  $d_{hkl}$  des intensités correspondantes. D'autre part, il faut considérer le fichier ASTM, fichier établi pour l'ensemble des substances solides connues. Une fiche contient les distances  $d_{hkl}$  et les intensités relatives correspondantes.

Elle peut contenir d'autres informations : indice des plans correspondant à chaque distance  $d$ , le réseau cristallin, le groupe spatial, le contenu atomique de la maille.

Le dépouillement du spectre de diffraction consiste à comparer les valeurs obtenus  $d_{hkl}$  aux valeurs classées dans le fichier. On commence par comparer les  $d_{hkl}$  correspondant aux intensités élevées, puis on identifie le reste.

Lorsque l'échantillon polycristallin est polyphasé comme dans notre cas, les spectres de pics de diffraction sont superposés et certains pics peuvent même appartenir à plusieurs phases. Si l'on soupçonne l'existence de certaines phases dans le mélange, on compare directement avec le spectre global de chaque corps (ou phase) : on superpose le spectre issue du fichier ASTM de la phase soupçonnée au spectre du mélange. On peut donc identifier de proche en proche toutes les phases.

Exemple : Parmi les minéraux qui existent dans l'argile, il y a la kaolinite.

Nous recherchons dans le fichier ASTM le spectre de diffraction de la kaolinite testée seule, puis on le superpose au spectre global de l'argile réalisé dans les mêmes conditions expérimentales. Les pics de la kaolinite de l'échantillon d'argile vont être ainsi identifié par comparaison. On procède de la même façon pour tous les autres corps

### **III.2-4 Essais mécaniques :**

#### **III.2-4-1 Essais oedométriques :**

Le but principal de cet essai est de déterminer au laboratoire les caractéristiques du sol nécessaires au calcul des tassements du sol en place sous le poids d'une charge (fondation, remblai, etc....) L'appareil utilisé est l'oedomètre de Terzaghi. Cet appareil peut servir en outre à déterminer la perméabilité des sols en l'utilisant comme perméamètre à charge variable

Une série d'essais oedométriques a été réalisée au laboratoire L.T.P.E, sur différents niveaux pour obtenir la contrainte de préconsolidation. Le matériel utilisé est un oedomètre à chargement par l'arrière de type Wickham Farrance. Le chargement est de type incrémental par ajout de masses.

La lecture des masses est visuelle sur comparateurs mécaniques au 1/100<sup>ième</sup>.

La taille, le montage des éprouvettes et la réalisation de l'essai ont été effectuées au niveau du laboratoire.

### III.2-4-1-1 Principe de l'essai

L'éprouvette est placée dans une enveloppe rigide, on exerce à sa partie supérieure une pression à l'aide d'un piston et l'on mesure les affaissements observés en fonction du temps.

On détermine ainsi les relations entre déformations et temps sous charges constante, et entre contraintes et déformations en refaisant l'expérience pour des pressions verticales croissantes.



**Photo III-2-1 : Différents pièces constituant la cellule oedométrique**





**Photo III-2-2 : Préparation de l'échantillon**



**Photo III-2-3 : Echantillon taillé placé dans le moule**



**Photo III-2-4 : Echantillon arasé et recouvert d'un papier filtre supérieur**



**Photo III-2-5 : Moule placé dans le disque inférieure**





**Photo III-2-6 : Moule recouvert du disque drainant supérieur**



**Photo III.2.7 Bâti oedométrique**



**Photo III-2-8 : Moule placé dans le bâti avec l'étrier de chargement**





**Photo III-2-9 : Différents poids utilisés successivement pour l'essai**



**Photo III-2-10 : Lecture du déplacement sur le comparateur après stabilisation**



**Photo III-2-11 : Continuer avec l'ajout de poids**





**Photo III-2-12 : Essai de déchargement**

### **III.2-4-2 Essais triaxiaux :**

Le triaxial de révolution a joué un rôle déterminant dans le domaine expérimental de la mécanique des sols, l'utilisation de cet appareil tant au niveau de l'industrie que de la recherche fondamentale, a amené à un bon nombre d'investigation aboutissant à une meilleure connaissance de la rhéologie des sols.

Cet appareil présente de simple conditions aux limites théoriquement, la section de l'échantillon est uniforme sur toute la hauteur et les contraintes normales qui sont en même temps principales, sont les seuls efforts existants aussi bien au voisinage qu'à l'intérieur du corps de l'éprouvette, on dit que le champs de contrainte est uniforme ou homogène au sein de l'échantillon. L'échantillon est de forme cylindrique à base circulaire, couvert d'une membrane est soumis à une pression latérale, il sera ensuite écrasé du fait d'un déplacement relatif des embases.

La force axiale est provoquée dans les appareils actuels par un mouvement de l'embase inférieure et non plus par un piston appliqué au niveau supérieur de l'éprouvette.

Le but de cet essai est généralement de déterminer la cohésion  $C$  et l'angle de frottement interne  $\varphi$  des sols.

L'essai triaxial comporte deux phases : Phase de consolidation et phase de rupture.

Suivant les conditions retenues pour chacune de ces deux phases, on distingue trois types d'essais que l'on précise ci-dessous,

Plusieurs séries d'essais triaxiaux du type CU+U et UU ont été effectuées sur les différentes formations argileuses de Constantine. Ces essais ont été réalisés pour obtenir des paramètres mécaniques utiles aux travaux de recherche des problèmes qui affectent ces zones, nécessaires pour la caractérisation de ces formations argileuses.

#### **III.2-4-2-1 Essais triaxiaux consolidé et non drainé (CU+U)**

Les essais triaxiaux ont été réalisés sur des éprouvettes préparées avec un soin particulier. Ces éprouvettes, ayant pour la plupart un diamètre de 37mm et une hauteur de 75.5mm, ont été découpées dans des échantillons prélevés au carottier voir (photo III-2-14).



Ces essais ont pour but de déterminer non seulement les caractéristiques de cisaillement et de rupture, mais aussi les courbes contraintes déformations et de tracer les chemins de contraintes.

### **III.2-4-2-2 Procédure d'essai**

L'objectif lors d'un essai est d'imposer le suivi d'un chemin de chargement plus ou moins réaliste. Tout type d'essai est constitué de trois phases successives.

La saturation, La consolidation et le cisaillement.

#### **Définition du chemin de contrainte**

Au fur et à mesure des développements des techniques des mesures, il a été possible d'observer les essais en fonction des contraintes exprimées en coordonnées cylindriques puis en contraintes principales ou dans les contraintes de Lambe avec  $(s', t)$  et enfin des contraintes octaédrique  $(p', q)$ .

En effet, pour décrire l'état de contrainte régnant au sein d'un matériau, il est commode d'utiliser les invariants de contraintes pression moyenne  $p'$  et déviateur  $q$  ou  $s', t$ .

Ce référentiel a été beaucoup utilisé par les expérimentateurs travaillant sur le triaxial.

Les chemins de contraintes sont des trajectoires suivies par un point au cours de l'essai.

Les chemins de contraintes sont utilisés pour obtenir la trace dans un plan ou un espace définie à l'avance de la surface de charge.

Pour suivre un chemin de contrainte on doit passer par différentes phases :

#### **III.2-4-2-2-1 Phase de saturation :**

Pour assurer la saturation de l'éprouvette une contre pression est appliquée pour améliorer la saturation des éprouvettes grâce à la dissolution des bulles de gaz dans l'eau. La contre pression est augmentée progressivement par palier. Le passage au palier suivant est fait dès que la vitesse d'absorption de l'eau est inférieure à  $0,1\text{cm}^3/\text{h}$ , la pression cellulaire est ajustée au fur et à mesure, les quantités d'eau absorbées et expulsées sont stockées, la dernière pression est maintenue jusqu'à stabilisation des variations du volume d'eau.

#### **III.2-4-2-2-2 Phase de consolidation :**

##### **III.2-4-2-2-2-1 Consolidation isotrope :**

La consolidation consiste à appliquer une pression cellulaire isotrope constante, pendant cette phase de consolidation le changement de volume en fonction du temps est déterminé à partir du volume d'eau expulsée de l'éprouvette.

La répartition oedométrique, que nous utilisons est de 15s, 30s, 1min, 2min, 5min, 10min, 20min, 30min, 1h, 2h, 4h, 8h, 24h, 72h, 96h, 120h et 148h.

La valeur de  $t_{100}$  est ensuite calculée par la méthode de Casagrande.

On trace la variation du volume pendant la phase de consolidation en fonction du logarithme du temps.

La consolidation est terminée lorsque la variation du volume devient petite, ce qui se traduit par une série de points s'alignant selon une direction peu inclinée.

$$C_v = (T_v)_{50} \cdot d^2 / t_{50}$$

$d$  est la moitié de l'épaisseur moyenne de l'échantillon pour un accroissement particulier des contraintes .

La valeur de  $T_v$  donnant  $U=50\%$  est égale à 0.196.

#### **III-2-4-2-2-3 Phase de cisaillement :**

Le cisaillement consiste à augmenter le déviateur jusqu'à la rupture de l'éprouvette. La rupture peut être obtenue par augmentation ou diminution de la contrainte axiale (compression ou extension).

Nous avons pu réaliser plusieurs essais avec différentes pressions de confinement, égales à 1bar, 2bar et 3bar, appliquées sur différentes éprouvettes, un cisaillement non drainé avec mesure de la pression interstitielle jusqu'à la rupture a été effectué.

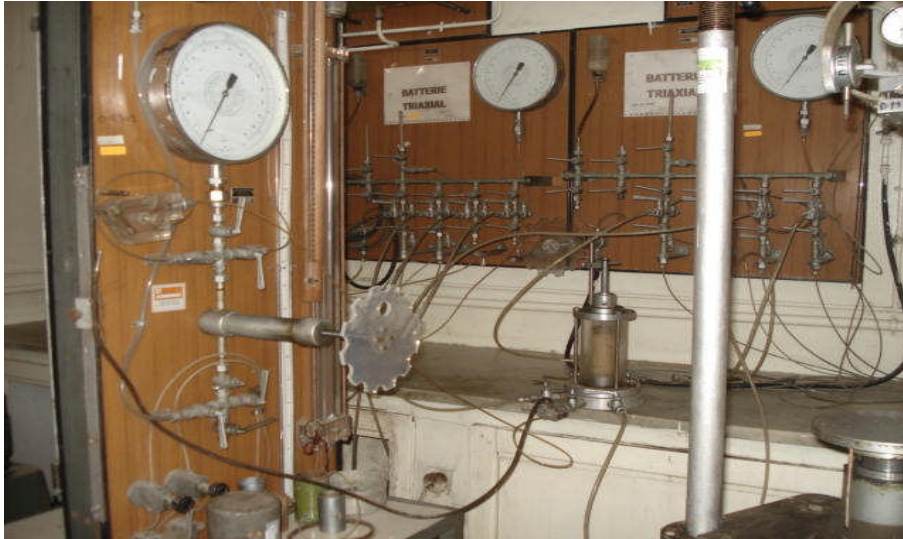
Ces essais rapides permettent de déterminer les paramètres en contraintes effectives tels que la cohésion et l'angle de frottement.



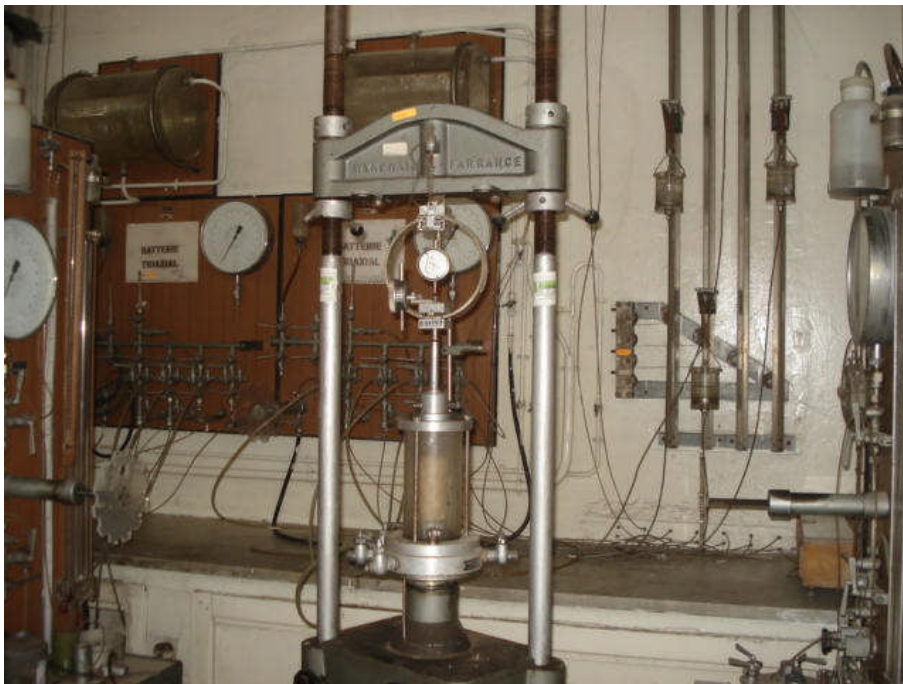
**Photo III-2-13 : Eprouvette utilisée pour l'essai triaxial**



**Photo III-2-14 Phase de saturation**



**Photo III-2-15 : phase de consolidation**



**Photo III-2-16 : phase de cisaillement**

### **III-2-5 Conclusion**

Dans ce chapitre, on s'est attaché à montrer que l'ensemble de ces essais ont pour objectif de fournir des données expérimentales sur les propriétés mécaniques de déformabilité et de résistance des sols et de simuler leur comportement (cheminement des contraintes et de déformations) sous l'action de charge appliquée durant les essais comme elle doivent l'être réellement dans la nature ou sous l'action des ouvrages. .

Dans le chapitre qui suit, nous présenterons et nous interpréterons les résultats d'essais réalisés

### III-3-1 Introduction

Dans ce chapitre, nous allons exposer les résultats de nos essais en laboratoire sur des argiles provenant de différents sites. Notre programme d'essais comporte des essais d'identification, des essais de diffraction, des essais oedométriques et des essais triaxiaux classique.

### III-3-2 Caractéristiques des différents sols étudiés

Les tableaux (III.3.1 à III.3.8) ci-dessous, récapitulent les valeurs moyennes des paramètres physiques des sols en présence estimées par rapport à l'ensemble des échantillons prélevés sur les différents sites lors de l'étude préliminaire de l'ouvrage. Les paramètres de résistances aux cisaillements  $c$  et  $\phi$  ont été déterminés par des essais triaxiaux de types CU+U permettant d'estimer leurs valeurs apparentes à court et à long terme.

Les valeurs de calcul proposées pour la cohésion non drainée CU sont déterminées à partir d'essais à la boîte de cisaillements et des essais triaxiaux.

	Profondeur (m)	Yd (t/m <sup>3</sup> )	W %	Sr %	2mm	%<80 $\mu$	%<20 $\mu$	%<2 $\mu$	WL	Ip
	2.10-2.70	1.881	14.9	91.85	100	82	67	34	37.4	12
	3.71- 4.27	1.724	21.25	100	100	95	71	26	46	18.7
	5.49 -5.83	1.768	20.36	93.9	96	48	38	22	33.5	15
	6.92 -7.50	1.788	14.25	75.2	98	93	78	42	48	26.2
	11.00 -11.60	2.105	1.3..5	60.4	100	83	67	28	36.5	15.9
	15.85 -16.30	1.892	12.4	78.4	100	93	73	42	42.6	19.8
	17.00 -17.60	1.965	12.6	91.3	-	-	-	-	42	20.6
	3.78- 4.37	1.596	20	78.1	99	92	77	35	38.9	15.7
	4.80 -5.40	1.792	18	95.7	100	92	75	34	48	21.3
	5.83 -6.42	1.80	18.5	100	100	99			46.5	23.7
	7.00 -7.6 0	1.915	16.6	100	98	72	60	35	35.4	15.5
	10.90 -11.60	1.877	15.3	94.4	100	93	73	42	39	18.8
	16.74 -17.30	1.989	12.3	93.1	-	-	-	-	44	19.6

**Tableau III.3.1 Principales caractéristiques physiques du site Bellevue**

Profondeur (m)	Compression uniaxiale à l'oedomètre					Perméabilité K	Cisaillement à la boîte (rectiligne) UU		Compression triaxiale UU		Compression triaxiale CU+U	
	σc (bar)	Cc	Cg	Cv	mv		Cu	φu	Cu	φu	C'	Φ'
2.10 -2.70	4.30	0.121	0.085	2.91 10 <sup>-4</sup>	1.11 10 <sup>-3</sup>	3.24 10 <sup>-7</sup>	1.6	31	1.40	14	0.7	22.5
3.71-4.27	3.90	0.122	0.044	6.96 10 <sup>-4</sup>	3.87 10 <sup>-3</sup>	2.7 10 <sup>-7</sup>	1.25	12	1.00	11	0.55	20
3.78-4.37	1.20	0.295	0.06	1.59 10 <sup>-4</sup>	8.67 10 <sup>-3</sup>	1.38 10 <sup>-7</sup>	0.12	2	0.35	13	0.15	24.5
4.80-5.40	3.40	0.153	0.067	1.42 10 <sup>-4</sup>	1.85 10 <sup>-3</sup>	2.64 10 <sup>-7</sup>	0.8	14	0.90	13	0.5	22
5.83-6.42	1.30	0.082	0.035	1.44 10 <sup>-4</sup>	8.47 10 <sup>-3</sup>	1.22 10 <sup>-7</sup>	1.48	37	0.90	13	0.55	21.5
6.83-7.44	2.50	0.099	0.06	3.97 10 <sup>-4</sup>	6.19 10 <sup>-3</sup>	2.46 10 <sup>-7</sup>	2.9	19.5	0.60	14.5	0.7	15
7.00-7.60	3.90	0.097	0.067	5.76 10 <sup>-4</sup>	1.11 10 <sup>-3</sup>	6.42 10 <sup>-7</sup>	1.6	17	0.00	24	0.0	27
11.0-11.6	4.10	0.097	0.091	-	-	3.00 10 <sup>-7</sup>	1.5	36	0.90	17	0.40	21.5

**Tableau III 3.2- Principales caractéristiques géotechniques du site Bellevue**

N° Sondage	Profondeur (m)	WL%	IP%	%<80μm	%<2μm	Ac	Vb	Surface spécifique (m <sup>2</sup> /g)
SC1	2,6 – 3,00	57,8	29,3	94	41	0,71	7,54	386,19
	9,0 – 9,5	43,0	22,8	70	28	0,81	8,65	648,75
	13,2 – 13,6	51,8	27,3	91	36	0,75	----	----
	17,0 – 17,5	58,0	31,3	89	42	0,74	----	----
SC2	3,4 – 3,8	52,8	28,2	91	36	0,78	4,9	285,83
	7,5 – 7,9	47,6	25,2	100	28	0,9	4,9	354,82
	11,3 – 11,7	43,5	21,8	82	30	0,72	----	----
	15,2 – 15,7	49,0	21,9	100	40	0,54	----	----
	21,3 – 21,9	59,0	38,3	100	48	0,79	----	----

**Tableau III .3.3- Caractéristiques physiques du site Ain El Bey**

N°S.C	Profondeur (m)	W %	Yd (T/m <sup>3</sup> )	Sr %	Cu (bar)	Φ°	Cc	Cg	σc (bar)
SC1	2,6 – 3,00	20	1,59	77	0,11	12	0,172	0,039	0.83
	4,6 – 5,10	17	1,79	88	0,37	3,0	0,152	0,026	1.92
	13,2 – 15,60	18	1,68	78	----	----	----	----	----
	17,0 – 17,60	18	1,74	87	0,26	4,0	----	----	----
SC2	3,40 – 3,80	18	1,66	78	0,26	2,0	0,204	0,039	1.00
	7,50 – 7,90	22	1,66	96	0,14	6,0	0,204	0,041	1.63
	11,3 – 11,70	21	1,69	93	0,34	5,0	----	----	----
	15,20- 15,70	17	1,68	100	0,09	14	----	----	----
	21,3 – 21,9	18	1,86	95	0,63	7,0	----	----	----

**Tableau III.3.4- Principales caractéristiques géotechniques du site Ain El Bey**

N°S.C	Profondeur (m)	WL %	IP %	% <80µm	% <2µm	Ac	VB	Surface spécifique (m <sup>2</sup> /g)
S.C1	2,7 – 3,00	66	32,5	100	52	0,62	-	-
	5,3 – 5,6	71,5	43,6	100	44	0,99	4,8	227,02
	9,0 – 9,4	70,5	36,8	100	36	1,02	-	-
	14,0 – 14,4	71	44,8	100	48	0,93	6,60	288,70
S.C2	2,6 – 3,00	86,5	52,4	100	56	0,93	8,38	314,25
	5,0 – 5,40	72,5	44,4	100	00	-	-	-
	11,0 – 11,50	75,5	47,7	100	44	1,08	-	-
	13,5 – 14,00	86,5	52,8	100	56	0,94	8,36	313,50

**Tableau III.3.5 Caractéristiques physiques du site Boussouf**

N°S.C	Profondeur (m)	Yd T/m <sup>3</sup>	W %	Sr	WL %	IP %	Cu (bar)	Φ°	Cc	Cg	σc (bar)
S.C1	2,70 – 3,00	1,53	18	67	66	32,5	0,08	11	-	-	-
	5,30 – 5,60	1,65	22	94	71,5	42,6	0,55	9	0,227	0,051	2,88
	9,00 – 9,40	1,64	21	88	70,5	36,8	0,67	9			
	14,0 – 14,40	1,67	23	100	71	44,8	0,3	9	0,252	0,047	2,89
S.C2	2,60 – 3,00	1,48	26	86	71	52,4	0,27	9	0,260	0,043	1,46
	5,00 – 5,40	1,67	21	90	75	44,4		10			
	11,0 – 11,50	1,72	19	91	86,5	47,7	0,17	-	0,280	0,069	2,57
	13,5 – 14,00	1,55	29	100	76	52,4	0,25	3	-	-	-

**Tableau III.3.6 Principales caractéristiques géotechniques**

N°Sondage	Profondeur (m)	WL(%)	IP(%)	% < 80µm	% < 2µm	Ac	VB	S.S.T m <sup>2</sup> /g
SC2	3,60 – 4,00	33	13,3	71	20	0,66	2,94	308,70
	5,50 – 5,80	--	--	--	--	--	--	--
	9,60 – 10,0	36	15,4	69	22	0,70	4,80	458,18
	14,00 – 14,40	36	17,7	80	30	0,57	3,71	259,70
SC4	2,70 – 3,00	--	--	76	28	--	3,92	--
	6,60 – 7,00	50	29,2	88	32	0,91	3,80	294,0
	11,0 – 11,70	33	13,0	84	12	1,08	--	257,25
	15,40 - 16,0	38	15,6	100	--	--	--	--

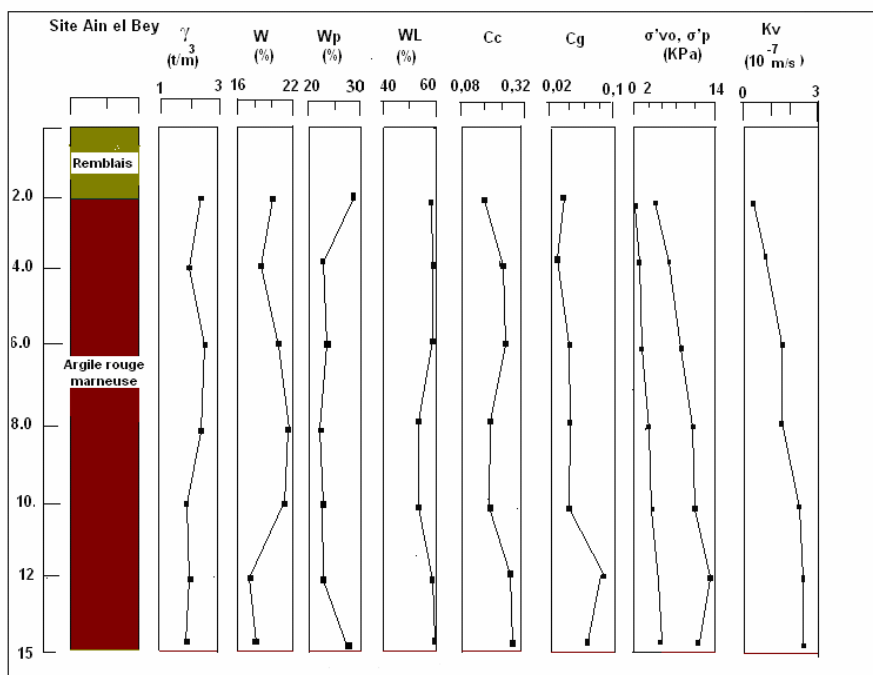
**Tableau III.3.7 Caractéristiques physiques du site Ciloc**

N°Sondage	Profondeur (m)	Yd (T/m <sup>3</sup> )	W (%)	Sr	WL (%)	IP%	Cu(bar)	Φ°	Cc	Cg	σc(bar)
SC2	3,60 – 4,00	1,77	13	69	33	13,3	0,72	4	0,257	0,036	0,92
	5,50 – 5,80	1,86	15	88	--	--	--	--	--	--	--
	9,60 – 10,0	1,95	13	90	36	15,4	0,09	47	0,147	0,032	0,97
	14,00 -14,40	1,91	14,5	94	36	17,7	0,32	11	0,129	0,025	1,76
SC4	2,70 – 3,00	1,60	19	71	--	--	0,17	19	0,111	0,041	0,85
	6,60 – 7,00	1,83	16	91	50	29,2	--	--	--	--	--

**Tableau III.3.8 Principales caractéristiques géotechniques du site Ciloc**

### III-3-4 Profils géotechniques

On a représenté sur les figures (III.3.1 à III.3.4) les profils géotechniques définissant la stratigraphie aux endroits des forages, ces profils sont réalisés de façon à ce que les différents paramètres mesurés sont reportés en fonction de la profondeur.



**Figure III.3.1 Variation en profondeurs des principales caractéristiques des couches**

La figure III.3.1, représente le profil géotechnique du site de Ain-El-Bey établi à partir des données des tableaux précédents. Schématiquement, le sol de ce site est composé de deux couches:

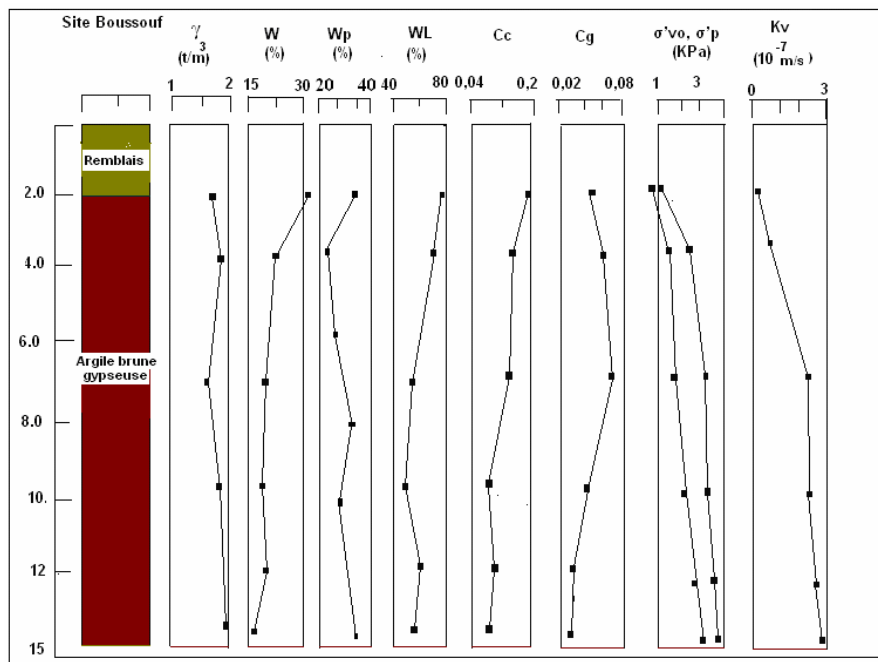
- Une couche de couverture de 2 m.



- Une couche d'argile brune sableuse surconsolidée sur toute la hauteur.

La teneur en eau naturelle est nettement plus inférieure à  $W_p$ . Le palier de plasticité est assez large. La cohésion évolue avec la compacité en augmentant surtout en profondeur.

Les caractéristiques de compressibilité déterminées à partir d'essais oedométriques indiquent un état de surconsolidation très net.



**Figure III.3.2 Variation en profondeur des principales caractéristiques des couches Site Boussouf**

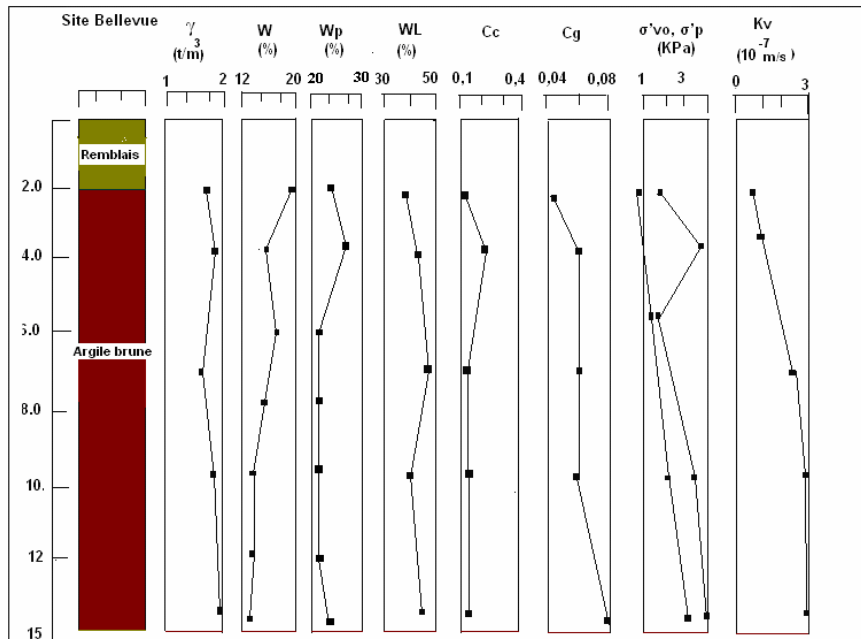
La figure III.3.2, représente le profil géotechnique du site de Boussouf établi à partir des données des tableaux précédents, obtenu sur des sondages représentatifs.

Le sol est constitué de deux couches:

Une couche de remblais

-Une couche d'argile rouge gypseuse, surconsolidée sur toute la hauteur.

-L'argile du site de Boussouf apparaît comme moyennement consistante. La teneur en eau naturelle est très nettement inférieure à  $W_p$  et présente une forte limite de liquidité WL. On a un long palier de plasticité. La cohésion évolue avec la compacité du sol en augmentant suivant la profondeur.



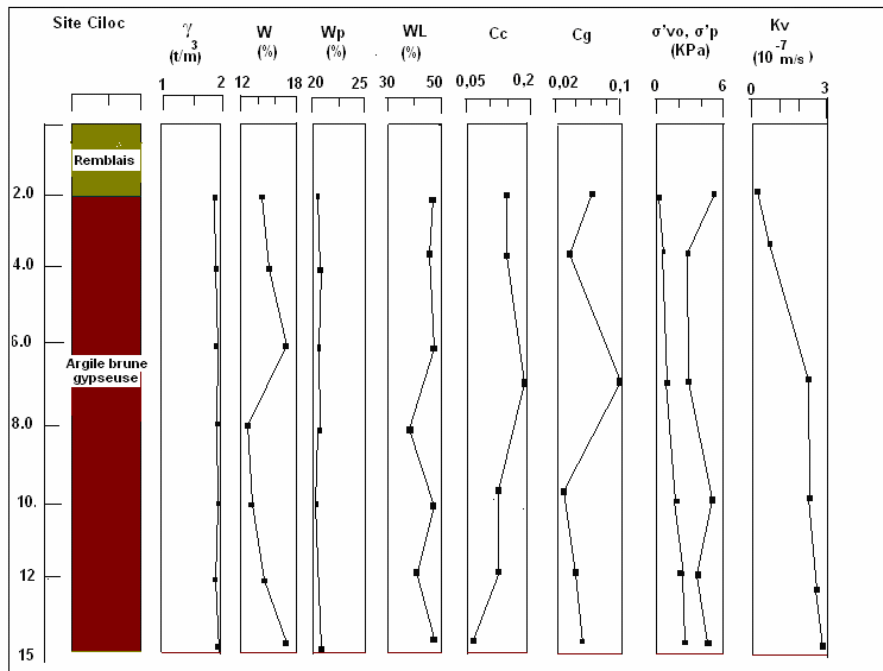
**Figure III.3.3 Variation en profondeur des principales caractéristiques des couches Site Bellevue**

La figure III.3.3, représente le profil géotechnique du site de Bellevue établi à partir des données des tableaux précédents. Le profil géotechnique du site de Bellevue rend compte de l'évolution avec la profondeur des principales caractéristiques géotechniques et mécaniques des différents paramètres. Le site est composé d'une couche de couverture constituée essentiellement de remblais dont l'épaisseur varie de 1 à 2 m;

D'une couche d'argile surconsolidée, d'une épaisseur de 14 m.

La teneur en eau naturelle est nettement plus inférieure à la limite de plasticité Wp. Cependant, les échantillons possèdent une teneur en eau sensiblement égale à Wp aux profondeurs de 3 m et 6.5 m. Une forte cohésion de 0.2 à 1 bar, diminuant avec la profondeur et évoluant avec la compacité du sol.

Les caractéristiques de compressibilité déterminées à partir d'essais oedométriques indiquent un état de surconsolidation très net.



**Figure III.3.4 Variation en profondeur des principales caractéristiques des couches**

Le graphique de la figure III .3.4, du site Ciloc rend compte de l'évolution avec la profondeur des principales caractéristiques géotechniques et mécaniques des différents profils.

Le sol du site Ciloc est constitué de deux couches: Une couche de couverture de 2 m et une couche d'argile limoneuse surconsolidée sur toute la hauteur. On remarque que la teneur en eau naturelle est assez inférieure à Wp. Elle varie entre 10% et 20%. Le palier de plasticité est assez large. C'est une argile de compressibilité moyenne, au-delà de la pression de préconsolidation.

L'état en place montre qu'il s'agit aussi d'une argile dense, la densité variant entre (1,60-1.95 t/m<sup>3</sup>).

### III-3-5 Résultats de la diffraction par rayons X

Les spectres réalisés sur trois types de sites : site de Ain-El-Bey, site de Boussouf et site Ciloc sont représentés sur les fig. III.3.5, fig. III.3.6 et fig. III.3.7.

Les phases constituant l'argile sont principalement :

La kaolinite, l'oxyde de silicium SiO<sub>2</sub>, et l'oxyde d'aluminium Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>. Ces corps pris individuellement peuvent se présenter dans la nature sous plusieurs structures cristallographiques (fichier ASTM).

Nous avons tenté de les identifier dans les trois sols considérés. Les résultats sont regroupés sous forme de tableau (voir tableau III.3.9).

**Remarque :**

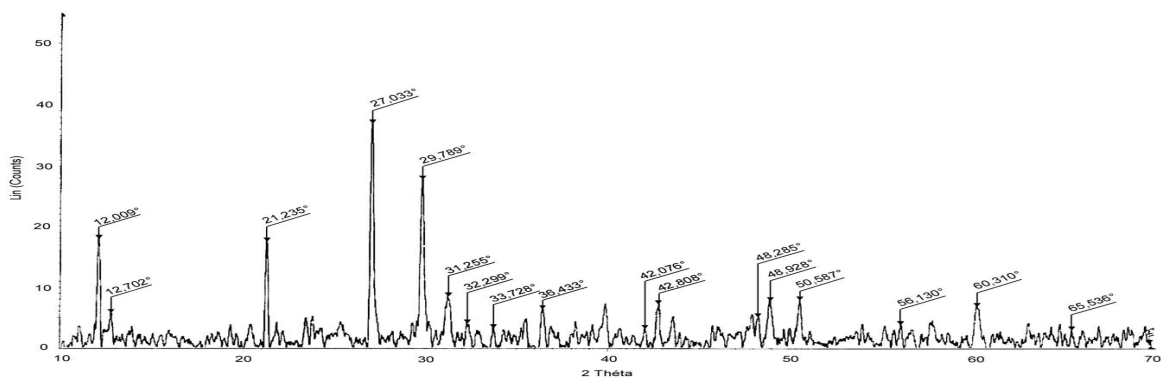
Nous avons présenté tous les spectres obtenus après superposition des données obtenues à partir des fichiers ASTM pour la recherche des différentes phases

Nous avons joint séparément les fichiers ASTM pour les phases soupçonnées ainsi que les spectres de diffraction individuels pour le site **AIN EL BEY** (fig. III.3.5.1 à fig. III.3.5.4), site **BOUSSOUF** (fig. III.3.6.1 à fig. III.3.6.5) et site **Ciloc** (fig. III.3.7.1 à fig. III.3.7.5)

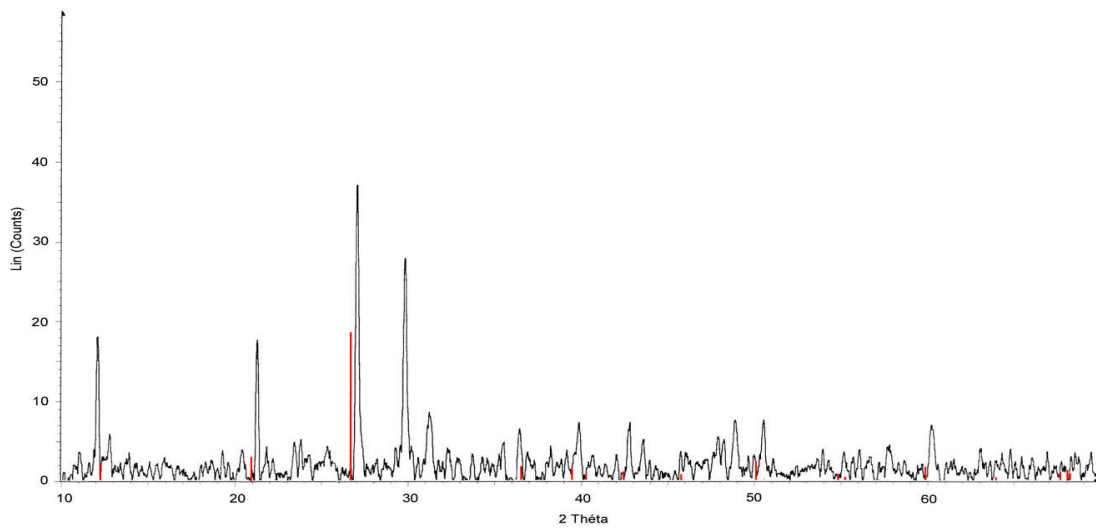
Signalons que l'identification a été réalisée à l'aide du logiciel diffract-Plus basé sur les fichiers ASTM.

Phases Présentes	Structure N° Fiche	Structure cristallographique	Site Ain-El-Bey	Site Boussouf	Site Ciloc
Kaolinite $Al_2Si_2O_5(OH)_4$	14-164	Triclinique	X	X	X
Lutecite ( $SiO_2$ )	46-1441	Monoclinique	X	X	X
Quartz ( $SiO_2$ )	46-1045	Hexagonale	X	X	X
Zeolite ( $SiO_2$ )	35-63	Orthorhombique	X	X	X
Stishovite ( $SiO_2$ )	45-1374	Tétragonale		X	X
Tridymite $2OH(SiO_2)$	14-0260	Hexagonale			X

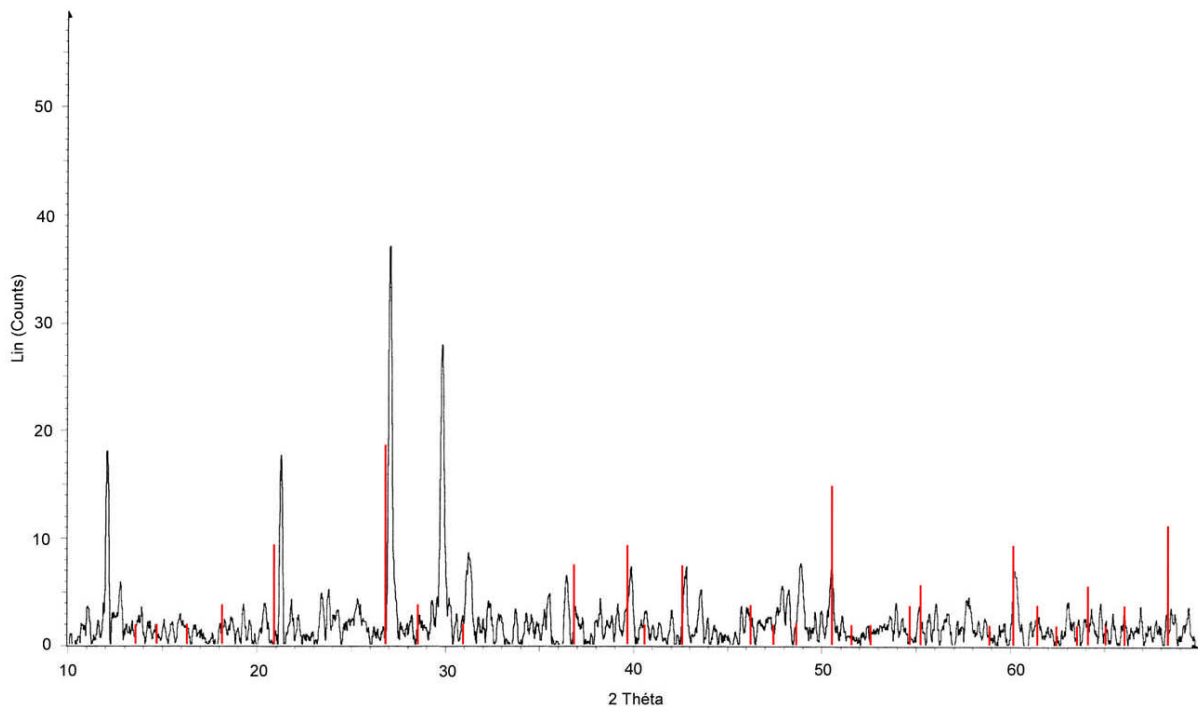
**Tableau III.3.9 Résultat du dépouillement**



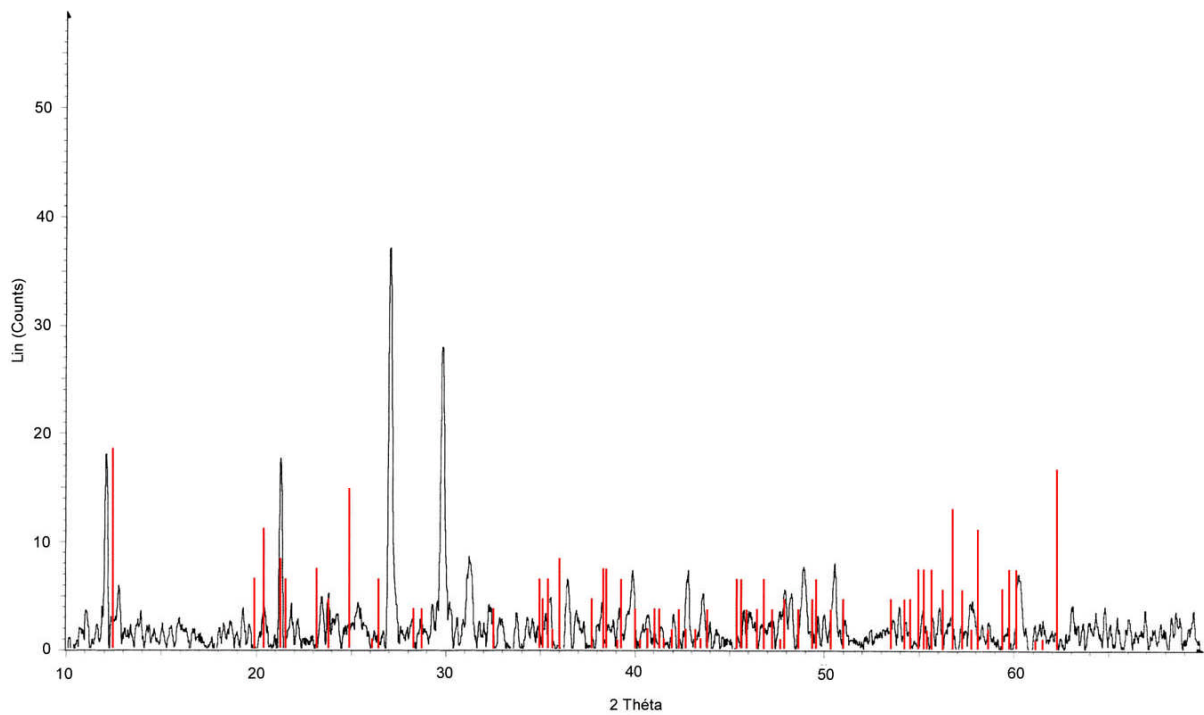
**Figure III.3.5 Spectre relatif au site d'Ain-El-Bey.**



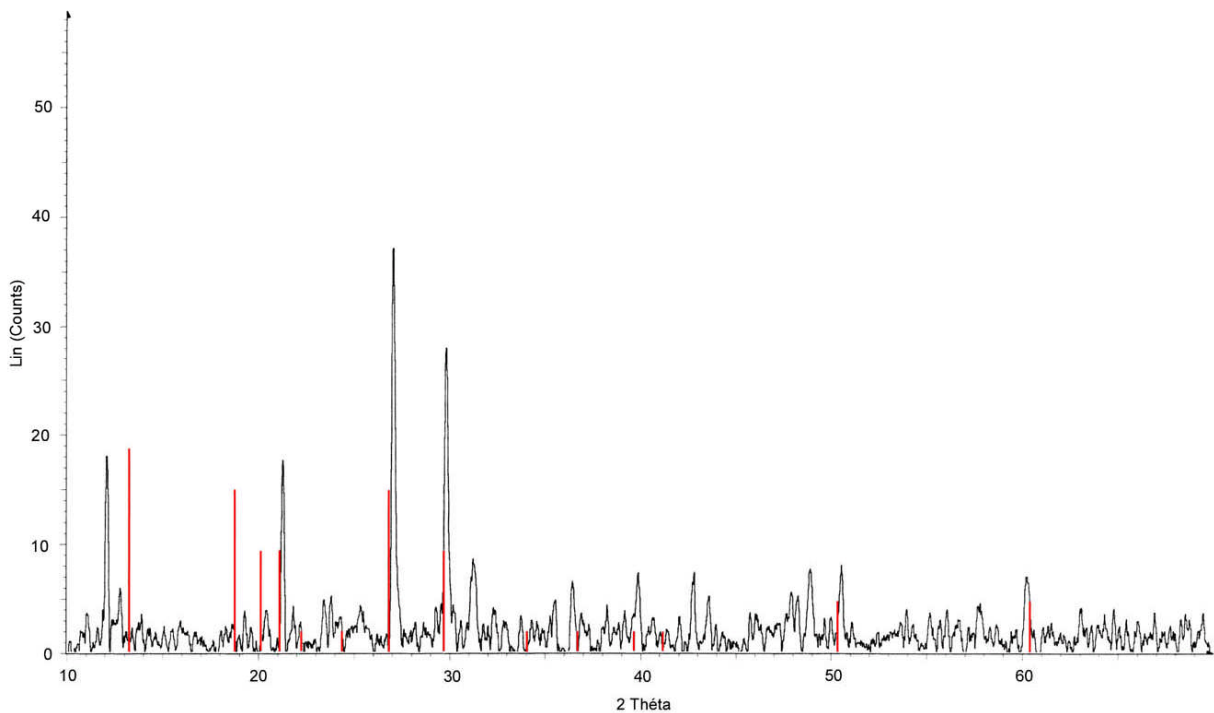
**Figure III.3.5.1** Spectre relatif au site d'Ain-El-Bey et superposition avec le spectre issu du fichier A.S.T.M. : identification du Quartz.



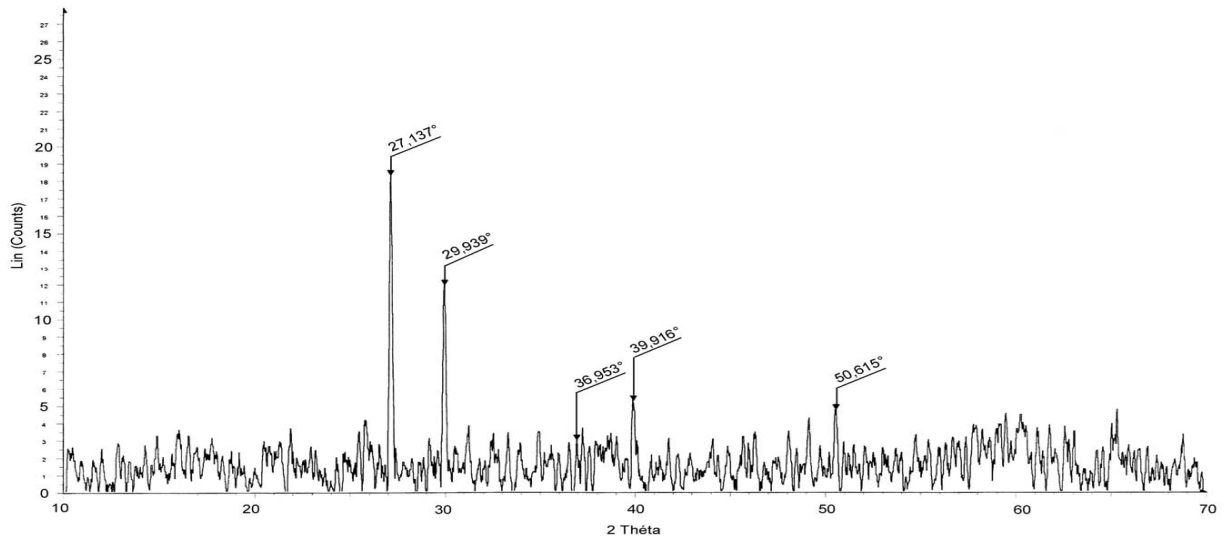
**Figure III.3.5.2** Spectre relatif au site d'Ain-El-Bey et superposition avec le spectre issu du fichier A.S.T.M. : identification de la Lutécite.



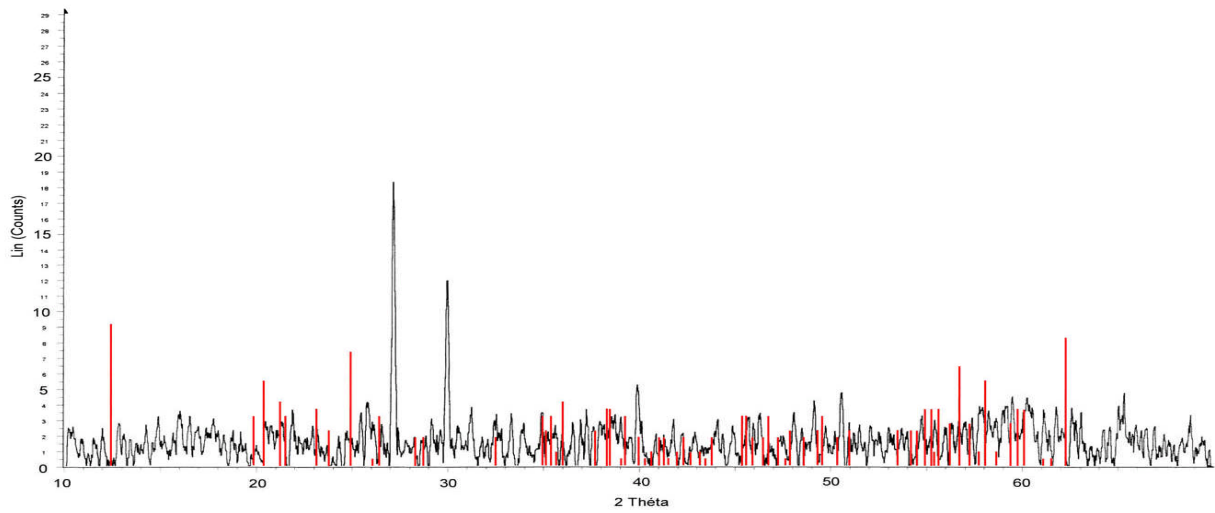
**Figure III.3.5.3 Spectre relatif au site d’Ain-El-Bey et superposition avec le spectre issu du fichier A.S.T.M. : identification de la Kaolinite.**



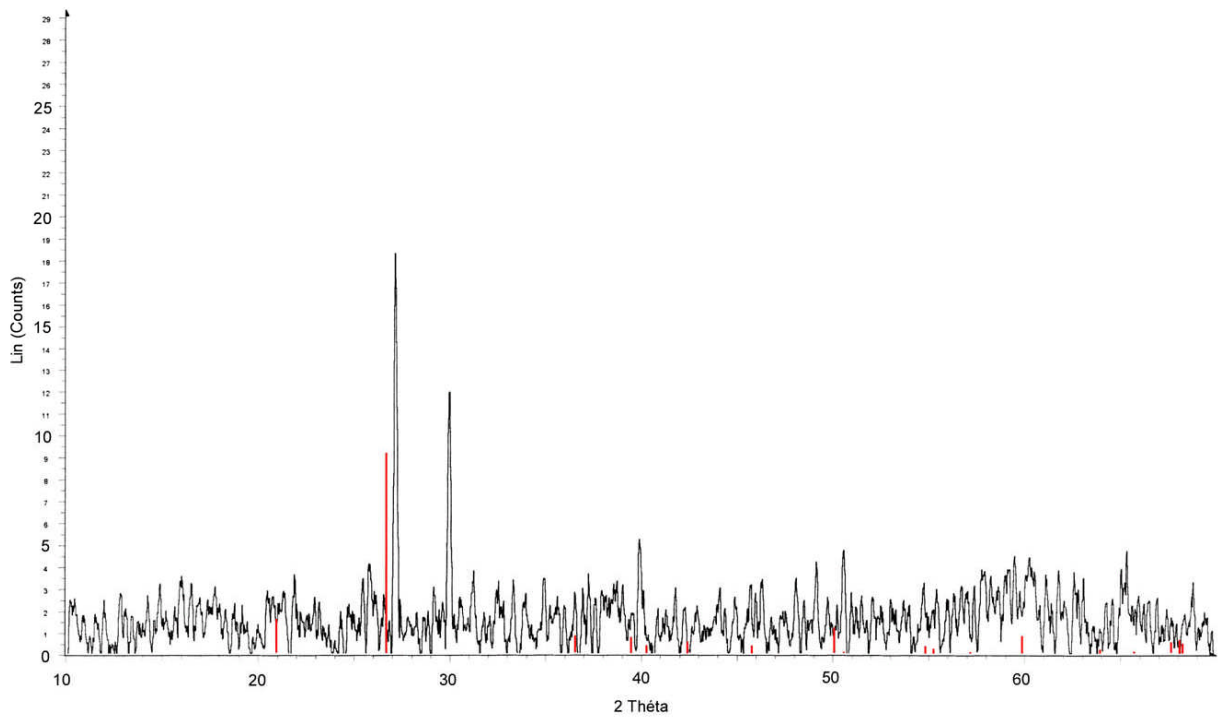
**Figure III.3.5.4 Spectre relatif au site d’Ain-El-Bey et superposition avec le spectre issu du fichier A.S.T.M. : identification de la Zéolite.**



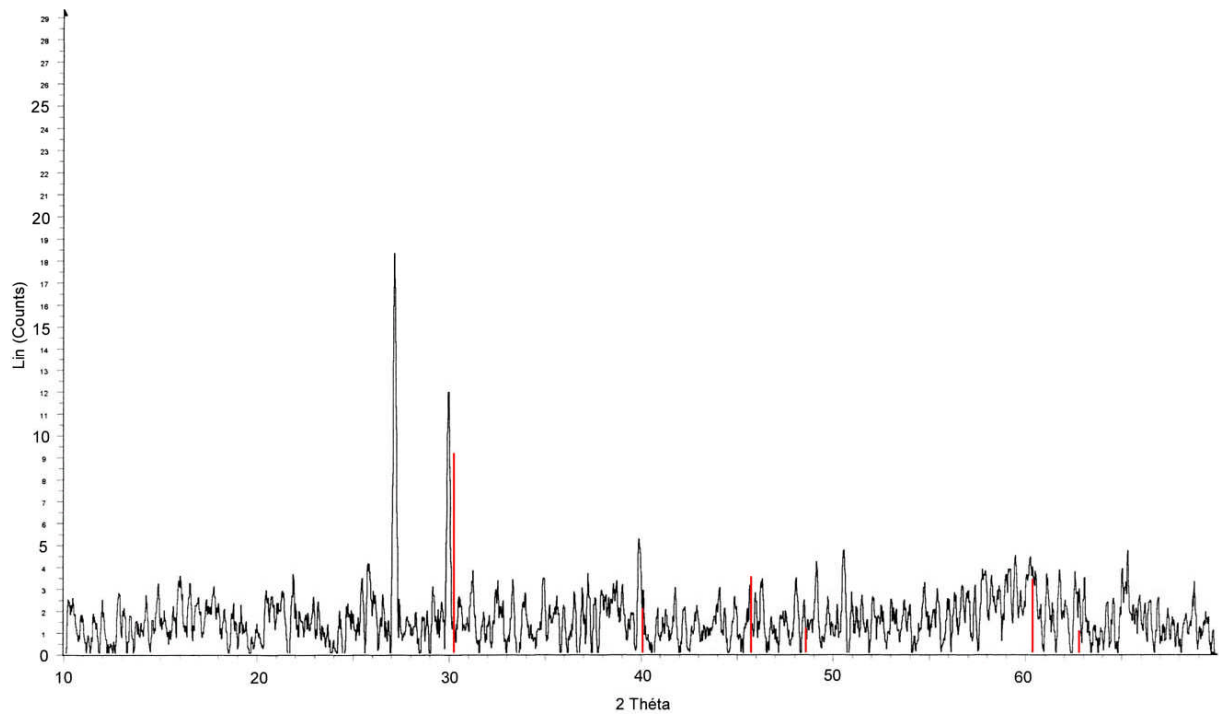
**Figure III.3.6** Spectre relatif au site de Bousouf.



**Figure III.3.6.1** Spectre relatif au site de Bousouf et superposition avec le spectre issu du fichier A.S.T.M. : identification de la Kaolinite.

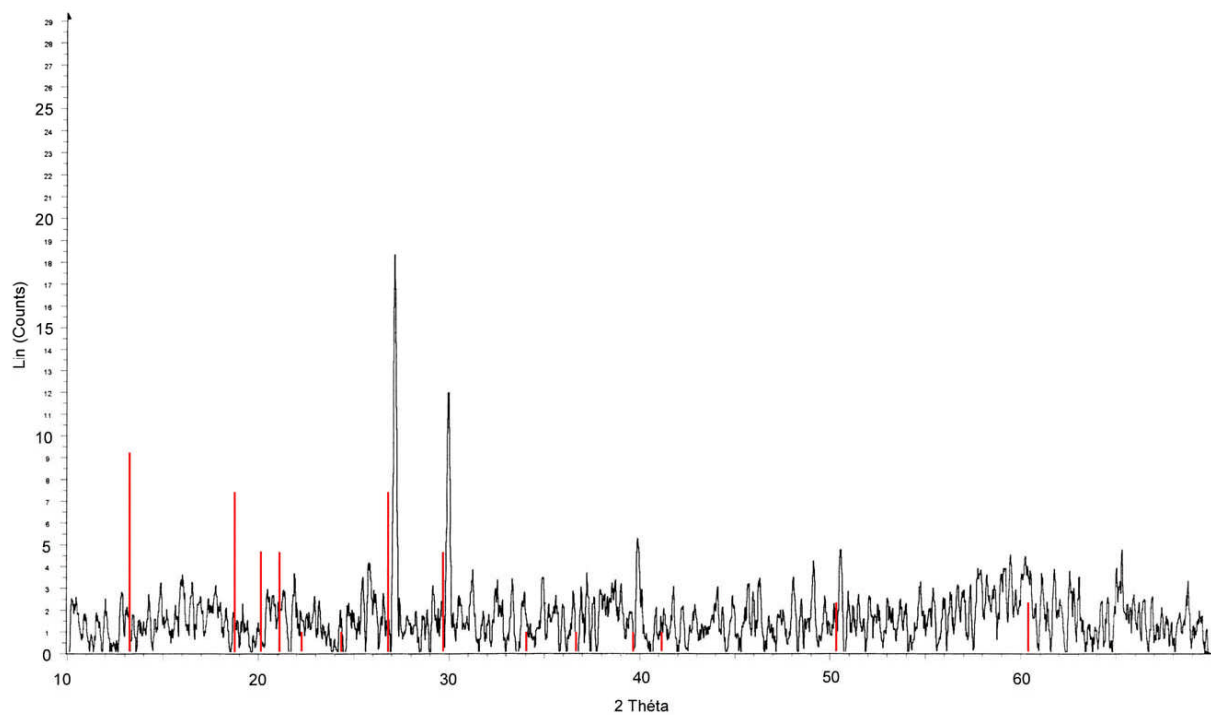


**Figure III.3.6.2** Spectre relatif au site de Boussouf et superposition avec le spectre issu du fichier A.S.T.M. : identification du Quartz.

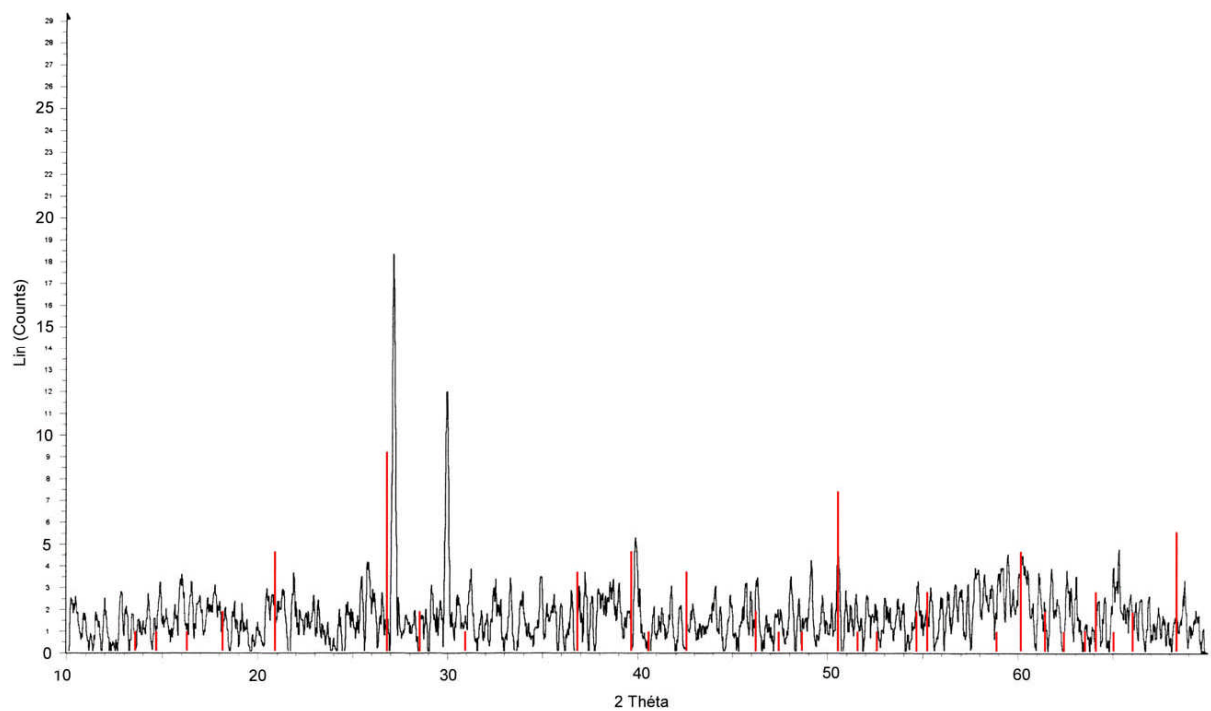


**Figure III.3.6.3** Spectre relatif au site de Boussouf et superposition avec le spectre issu du fichier A.S.T.M. : identification de la Stishovite.

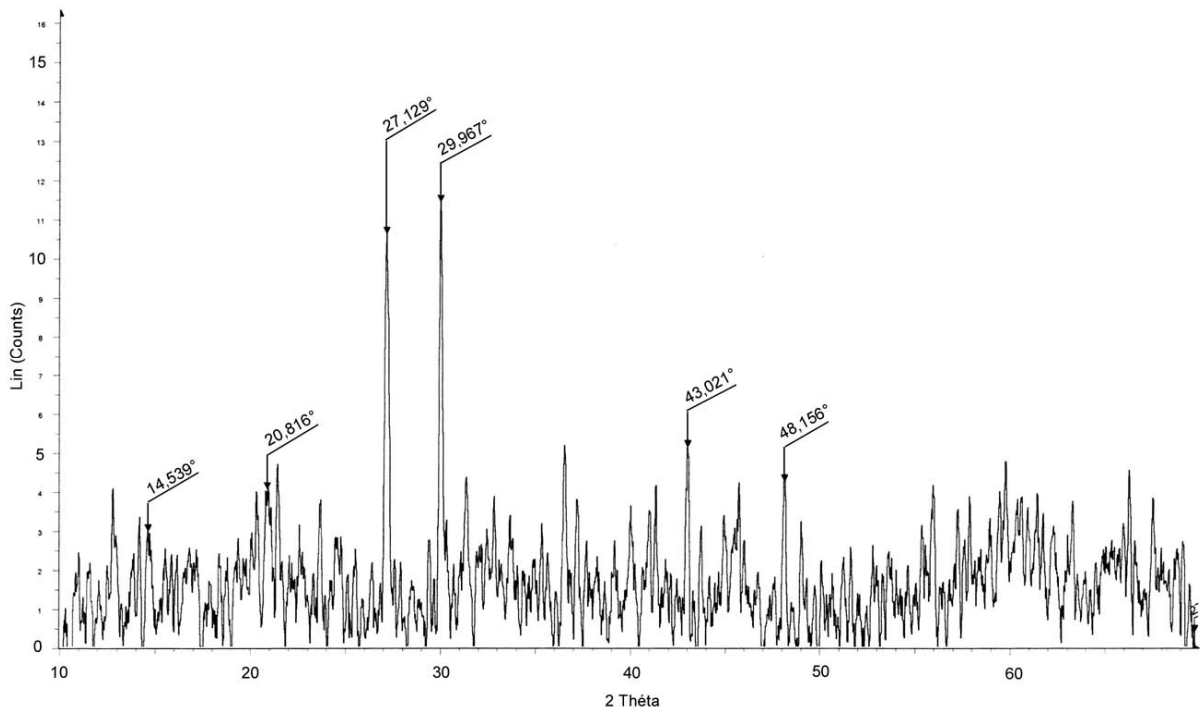




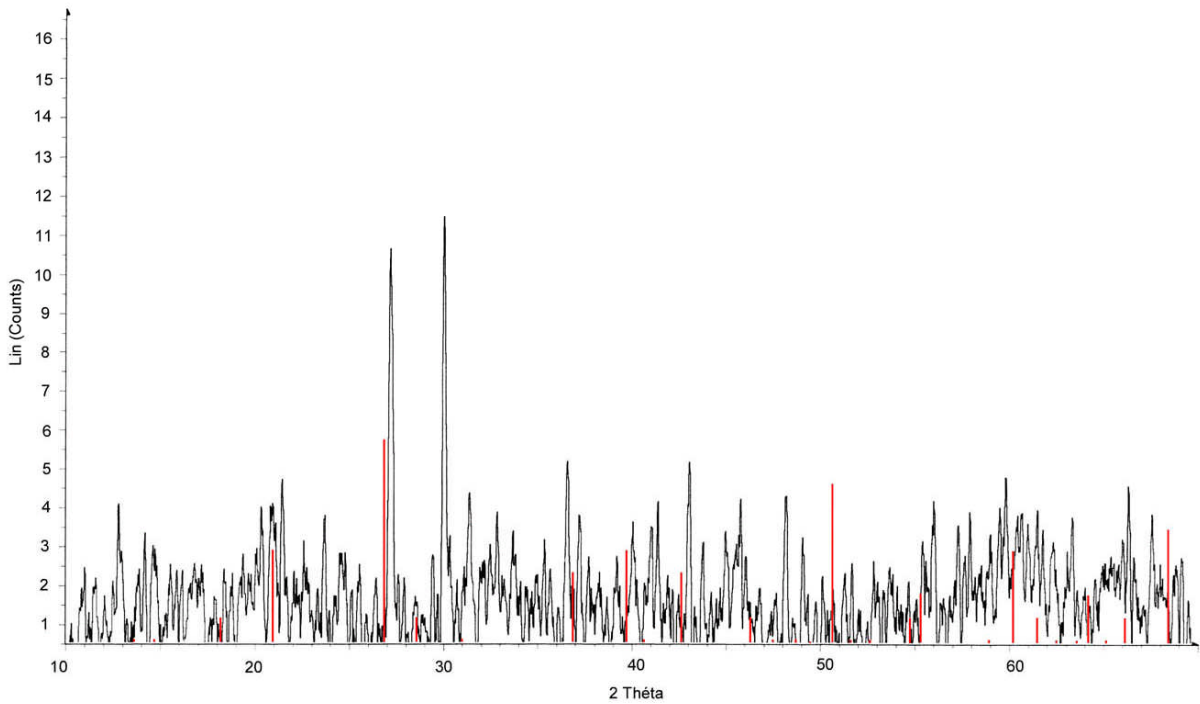
**Figure III.3.6.4** Spectre relatif au site de Boussouf et superposition avec le spectre issu du fichier A.S.T.M. : identification de la Zéolite.



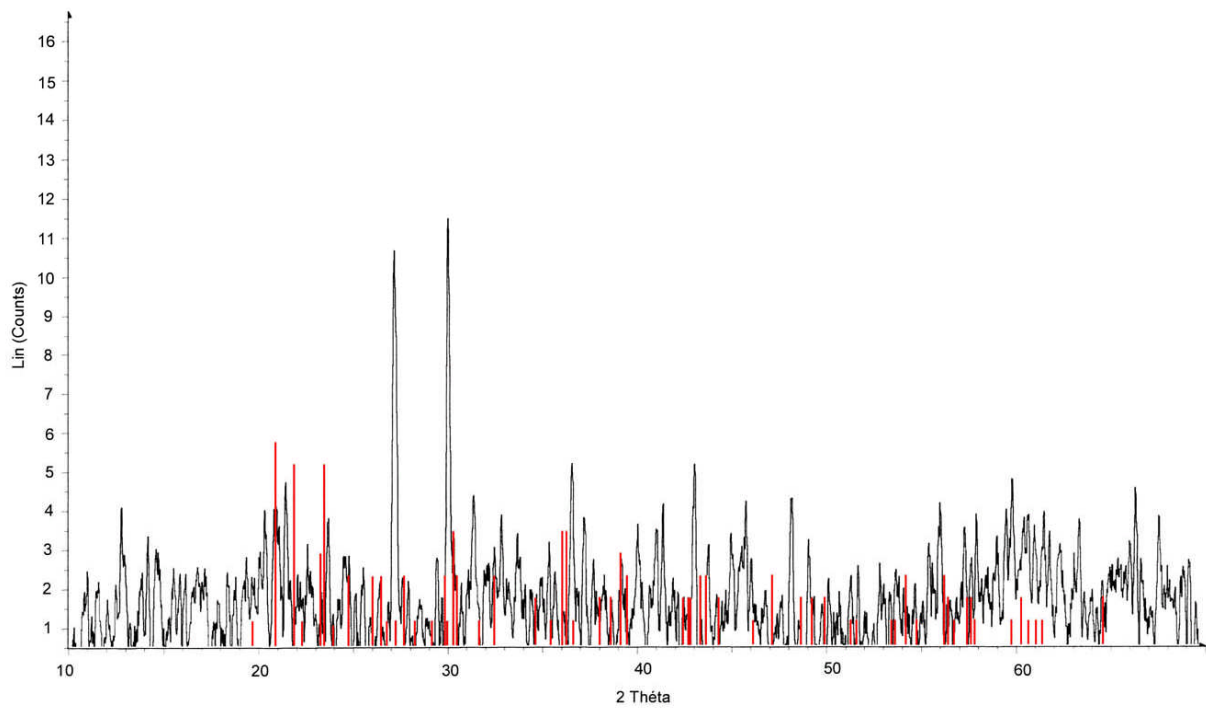
**Figure III.3.6.5** Spectre relatif au site de Boussouf et superposition avec le spectre issu du fichier A.S.T.M. : identification de la Lutécite.



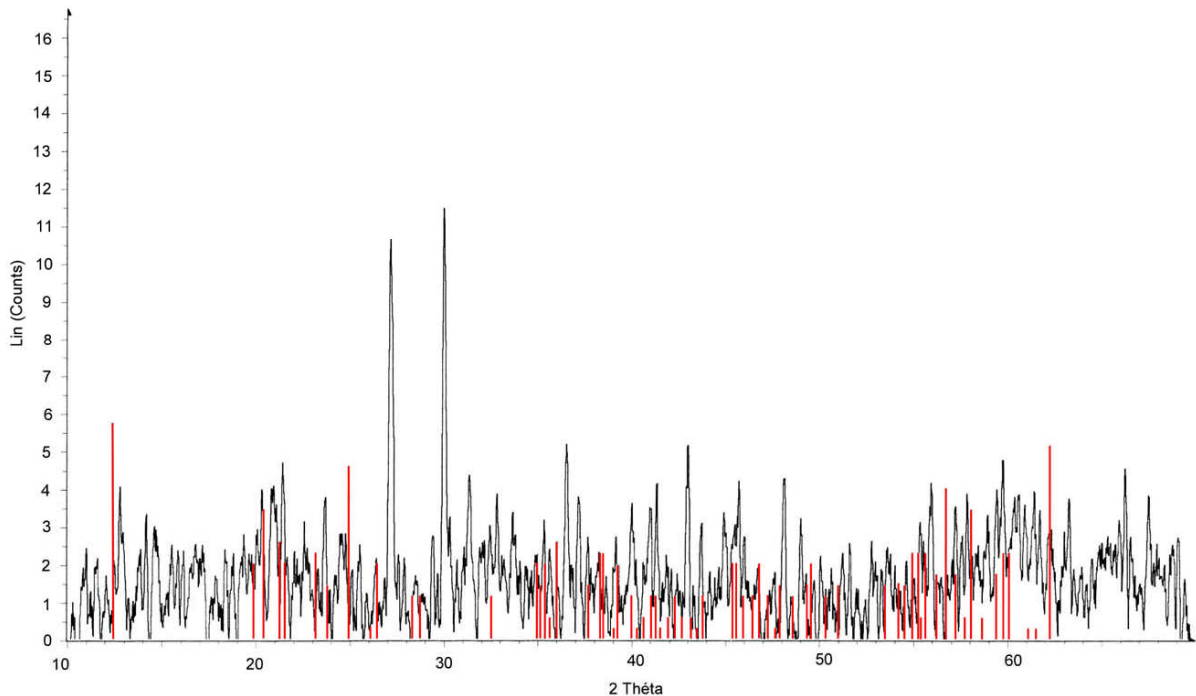
**Figure III.3.7 Spectre relatif au site Ciloc.**



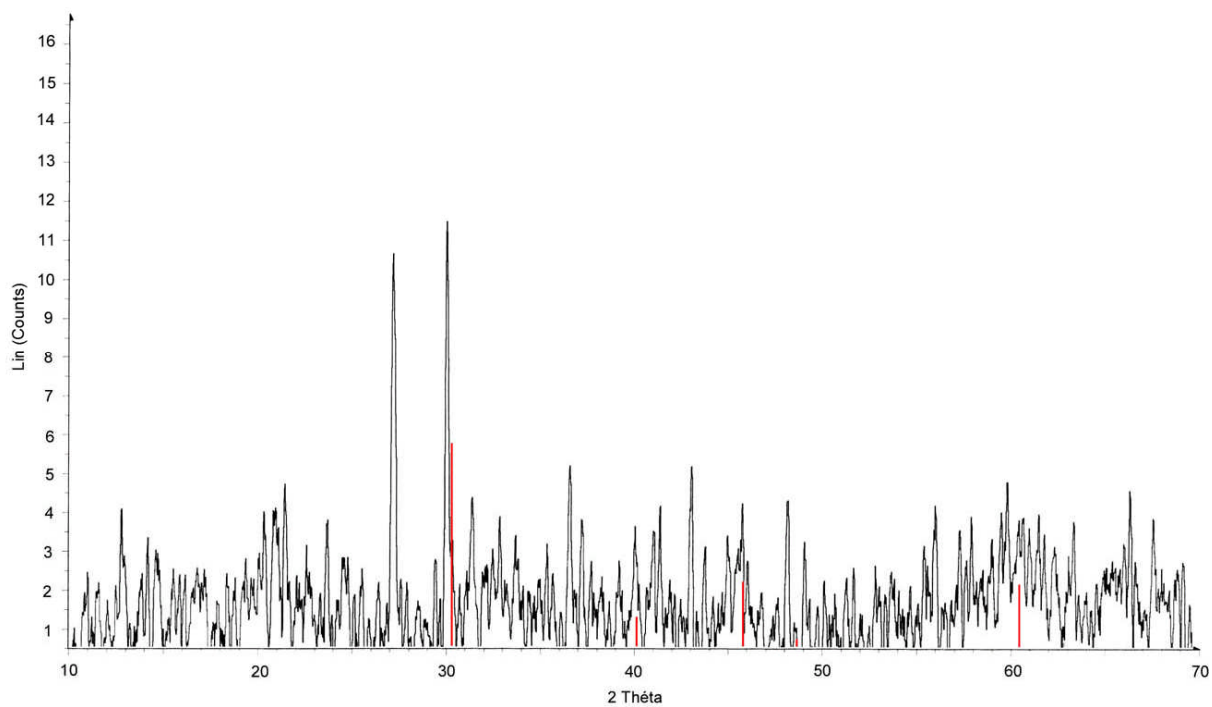
**Figure III.3.7.1 Spectre relatif au site Ciloc et superposition avec le spectre issu du fichier A.S.T.M. : identification de la Lutécite.**



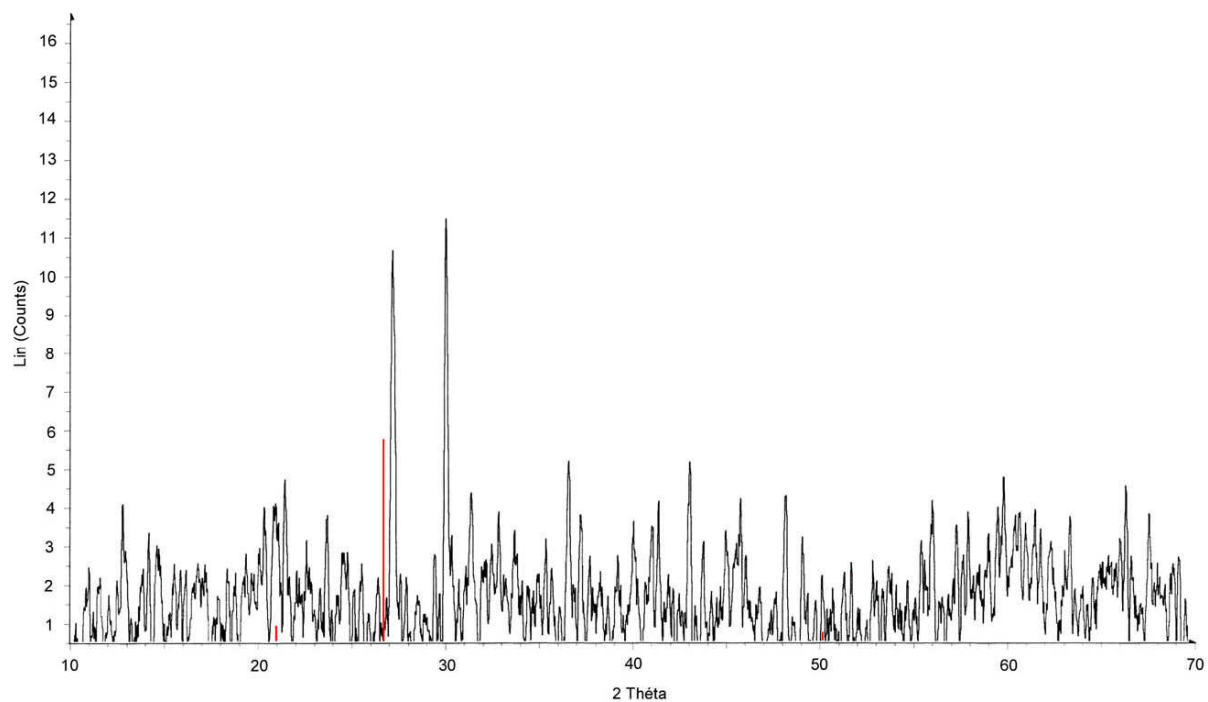
**Figure III.3.7.2** Spectre relatif au site Ciloc et superposition avec le spectre issu du fichier A.S.T.M. : identification de la Tridymite.



**Figure III.3.7.3** Spectre relatif au site Ciloc et superposition avec le spectre issu du fichier A.S.T.M. : identification de la Kaolinite.



**Figure III.3.7.4** Spectre relatif au site Ciloc et superposition avec le spectre issu du fichier A.S.T.M. : identification de la Stishovite.



**Figure III.3.7.5** Spectre relatif au site Ciloc et superposition avec le spectre issu du fichier A.S.T.M. : identification du Quartz.

### III-3-6 Granulométrie

Dans les figures (III.3.8 à III.3.11) ci-dessous, nous présentons les fuseaux granulométriques des sols pour les différents niveaux obtenus par analyse granulométrique pour la fraction  $> 80\mu\text{m}$ , et par sédimentométrie pour la fraction  $< 80\mu\text{m}$ .

On remarque sur les différents fuseaux granulométriques, des fuseaux à granularité continue, relativement homogène.

Nous introduisons les caractéristiques granulométriques trouvées pour les différents sites, dans la classification H.R.B. Cette classification utilise une analyse granulométrique simplifiée (tamis de 2mm, 0.40mm et 80 $\mu$ ) ainsi que la limite de liquidité et l'indice de plasticité.

Le tamisage au tamis de 80 $\mu$  permet de distinguer les sols fins (catégorie A4 à A7) des sols grenus (catégories A1, A2 et A3) suivant que le tamisat est supérieur ou inférieur à 35%.

Pour les sols fins, la valeur de l'indice de plasticité permet de distinguer les sols limoneux ( $IP \leq 10$ , groupe A4 et A5) des sols argileux ( $IP \geq 11$ , groupes A6 et A7).

La valeur de la limite de liquidité permet de séparer le groupe A4 du groupe A5 et le groupe A6 du groupe A7.

D'après les fuseaux granulométriques, on distingue que plus de 35% de grains sont plus petits que 80 $\mu$ , ce qui indique des sols fins.

Indice de plasticité  $Ip = WL - Wp \geq 11$ .

Limite de liquidité  $WL \geq 41$

Pour l'ensemble des fuseaux granulométriques il s'agit bien de sols argileux (Sanglérat G., Costet J. 1981).

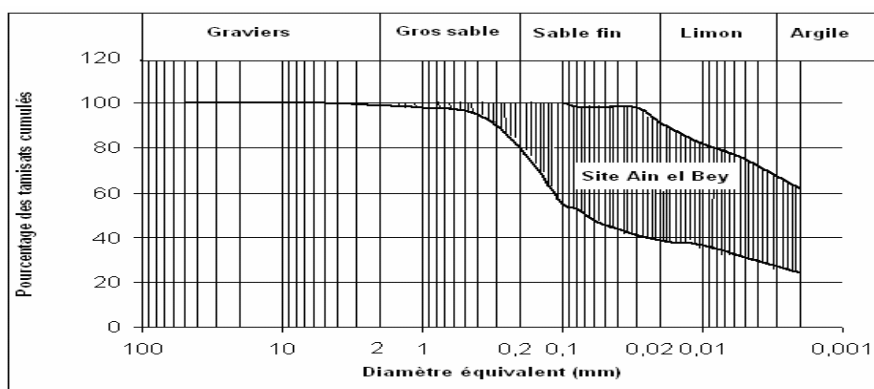
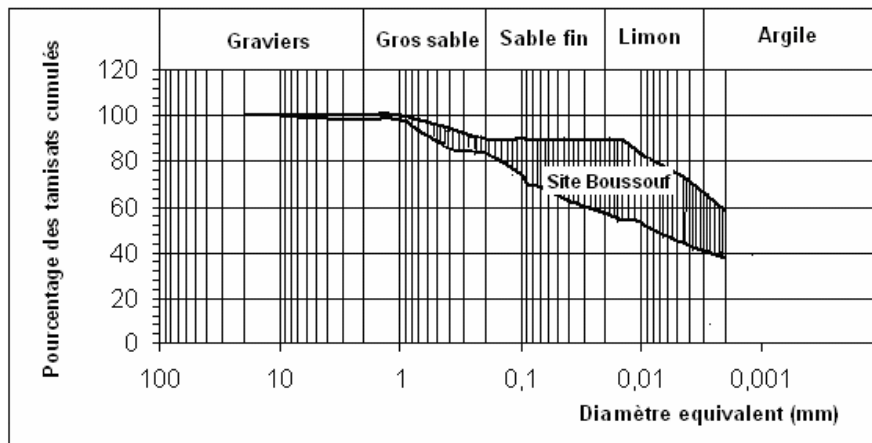


Figure III.3.8 Fuseau granulométrique représentatif de l'ensemble des couches étudiées Site Ain el Bey

Sur la figure III.3.8- Le fuseau granulométrique pour l'ensemble des couches étudiées indique, du point de vue granulométrie, le sol de Ain el Bey est formé des fractions suivantes

Une fraction de sable grossier	5%
Une fraction de sable fin	20%
Une fraction de limon	30%
Une fraction argileuse	45%

La texture correspond à des classes granulométriques indiquant les proportions en sable, limon et argile. Les caractéristiques granulométriques trouvées pour le sol de Ain el Bey indiquent d'après la classification USCS/LCPC une argile limoneuse.

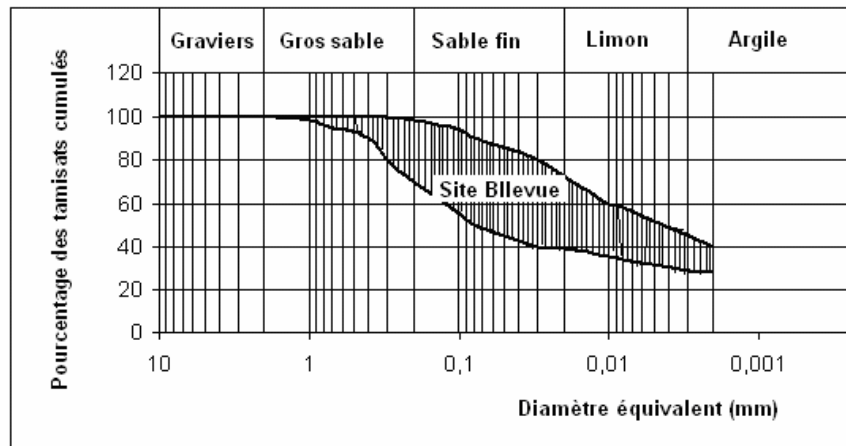


### Fuseau III.3.9 Fuseau granulométrique représentatif de l'ensemble des courbes étudiées à partir de 10 courbes, site Boussouf

Sur la figure III.3.9, Le fuseau granulométrique pour l'ensemble des couches étudiées indique, du point de vue granulométrie, le sol de Ain el Bey est constitué de plusieurs fractions:

Une fraction de sable grossier de	5%
Une fraction de sable fin de	20%
Une fraction de limon de	30%
Une fraction argileuse de	45%

La texture correspond à des classes granulométriques indiquant les proportions en sable, limon et argile. Les caractéristiques granulométriques trouvées pour le sol de Ain el Bey indiquent d'après la classification USCS/LCPC une argile limoneuse.

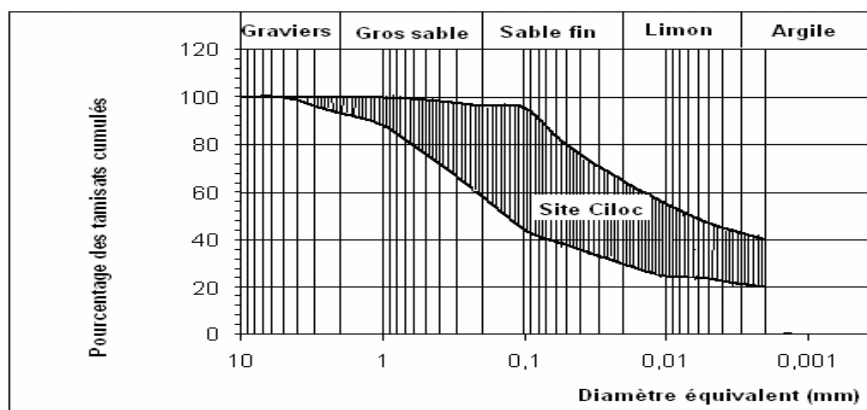


**Figure III.3.10 Fuseau granulométrique représentatif de l'ensemble des couches étudiées Site Bellevue**

Sur la figure III.3.10, Le fuseau granulométrique pour l'ensemble des couches étudiées indique, du point de vue granulométrie, le sol de Ain el Bey est constitué de plusieurs fractions:

- Une fraction de sable grossier de 5%
- Une fraction de sable fin de 20%
- Une fraction de limon de 30%
- Une fraction argileuse de 45%

La texture correspond à des classes granulométriques indiquant les proportions en sable, limon et argile. Les caractéristiques granulométriques trouvées pour le sol de Ain el Bey indiquent d'après la classification USCS/LCPC, une argile limoneuse.



**Figure III.3.11 Fuseau granulométrique représentatif de l'ensemble des couches étudiées à partir de 12 courbes, site Ciloc**

Sur la figure III.3.11, Le fuseau granulométrique pour l'ensemble des couches étudiées indique, du point de vue granulométrie, le sol de Ain el Bey est constitué de plusieurs fractions ,on distingue :

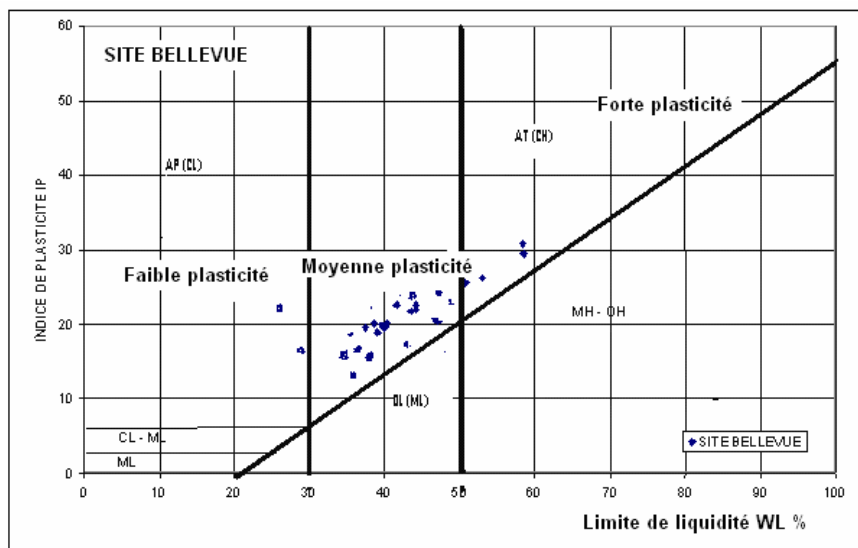
- Une fraction de sable grossier de 5%
- Une fraction de sable fin de 20%
- Une fraction de limon de 30%
- Une fraction argileuse de 45%

La texture correspond à des classes granulométriques indiquant les proportions en sable, limon et argile. Les caractéristiques granulométriques trouvées pour le sol de Ain el Bey indiquent d'après la classification USCS/LCPC une argile limoneuse.

### III-3- 7 Limite d'Atterberg

Les valeurs de la limite de liquidité  $W_l$  et de l'indice de plasticité  $I_p$  ont été systématiquement portées, par sites sur des diagrammes ( $I_p$ - $W_l$ ) voir figures (III.3.12 à III.3.15).

Les points représentatifs des échantillons étudiés sont généralement situés au-dessus de la droite de Casagrande d'équation  $I_p = 0,73 (W_l - 20)$



**Figure III.3.12 Caractéristiques de plasticité des différentes couches Bellevue**

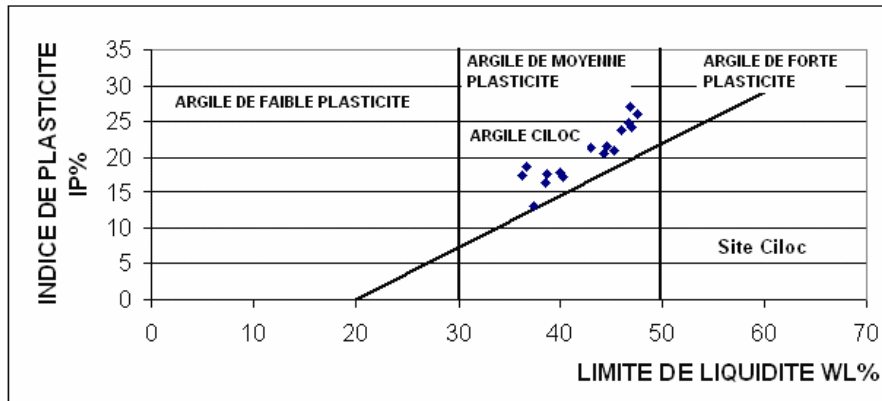
Les résultats de classification de l'argile de Bellevue donnent :

$$W_p = 14,9 \pm 3,0 ; W_l = 39,8 \pm 5,3$$

$$W_p = 17,7 \pm 4,8 ; I_p = 22,3 \pm 2,8$$

D'après le diagramme de Casagrande, on constate que l'ensemble des points sont situés dans la zone des argiles de moyenne plasticité Ap voir figure III.3.12





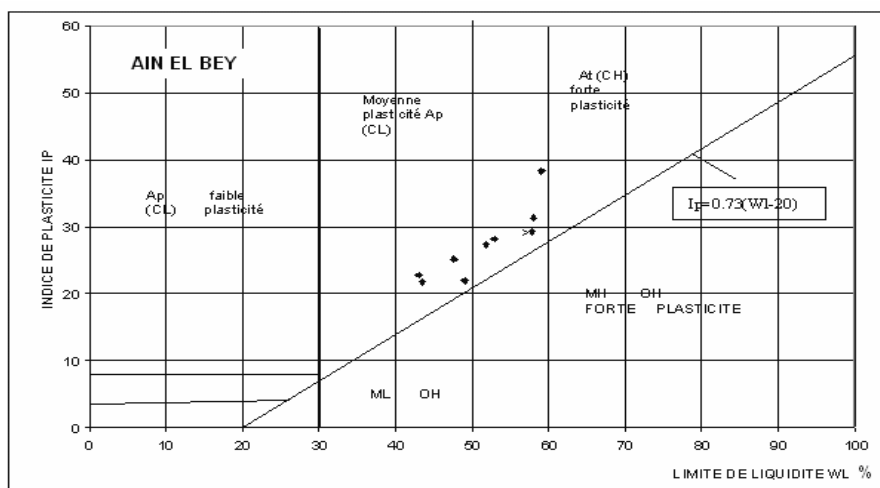
**Figure III.3.13 Caractéristiques de plasticité des différentes couches  
Site Ciloc**

Les résultats de classification de l'argile de Ciloc donnent :

$$W = 14,5 \pm 3 \quad , \quad WL = 40,0 \pm 6$$

$$Wp = 17,7 \pm 4,8 \quad , \quad Ip = 22,3 \pm 4,9$$

D'après le diagramme Casagrande, on constate que l'ensemble des points sont situés dans la zone des argiles de moyenne plasticité Ap figure III.3.13.



**Figure III.3.14 Caractéristiques de plasticité des différentes couches  
Site Ain el Bey**

Les résultats de classification de l'argile de Ain el Bey donnent :

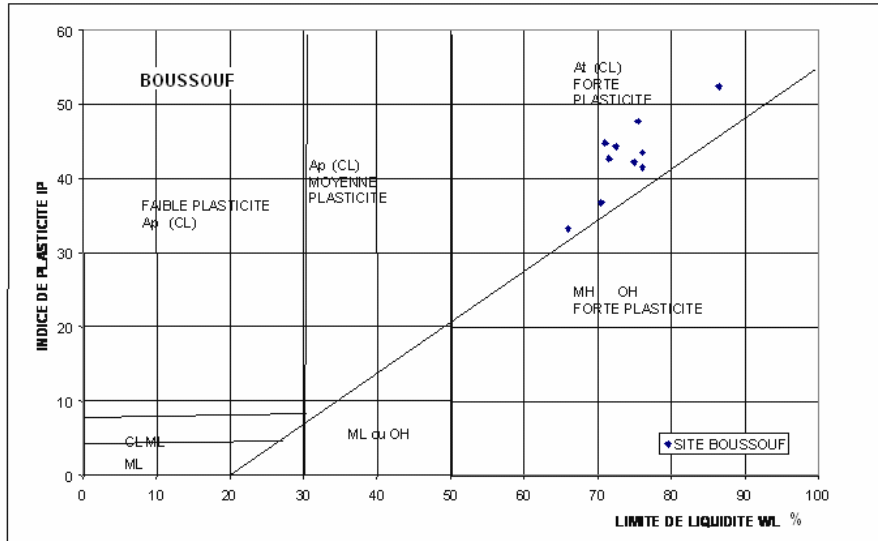
$$W = 20 \pm 2$$

$$WL = 49,5 \pm 5,6$$

$$Wp = 24,6 \pm 4,5$$

$$Ip = 25,3 \pm 5,9$$

D'après le diagramme Casagrande, on constate que l'ensemble des points sont situés dans la zone des argiles de moyenne à forte plasticité, voir figure III.3.14.



**Figure III.3.15** Caractéristiques de plasticité des différentes couches  
**Site Boussouf**

Les résultats de classification de l'argile de Boussouf donnent

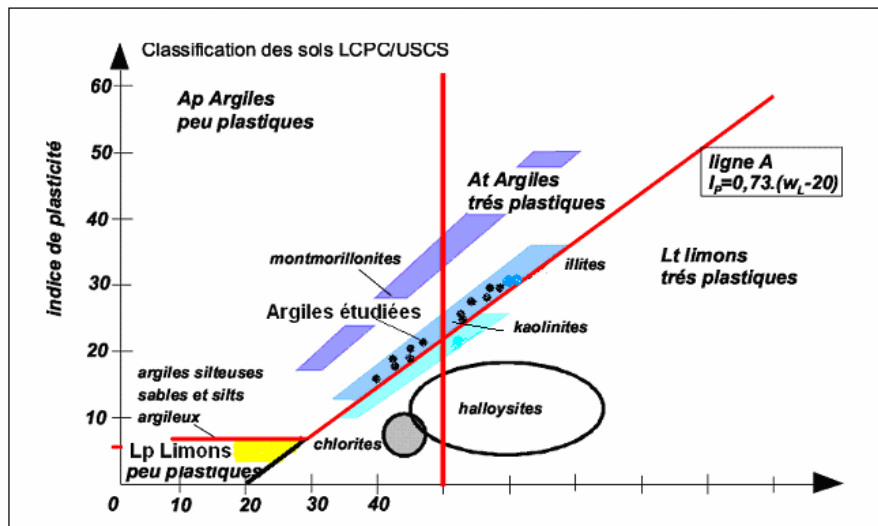
$$W = 22 \pm 4$$

$$W_L = 66 \pm 5,3$$

$$W_p = 28 \pm 5,3$$

$$I_p = 38,5 \pm 6,4$$

D'après le diagramme Casagrande, on constate que l'ensemble des points sont situés dans la zone des argiles de forte plasticité At voir figure III.3.15.



**Figure III.3.16** Caractéristiques de plasticité des différentes  
**Argiles de Constantine**

D'après l'ensemble des résultats, nous remarquons que les différentes argiles étudiées sont des argiles de moyenne à forte plasticité. Ces conclusions confirment bien qu'il s'agit d'une

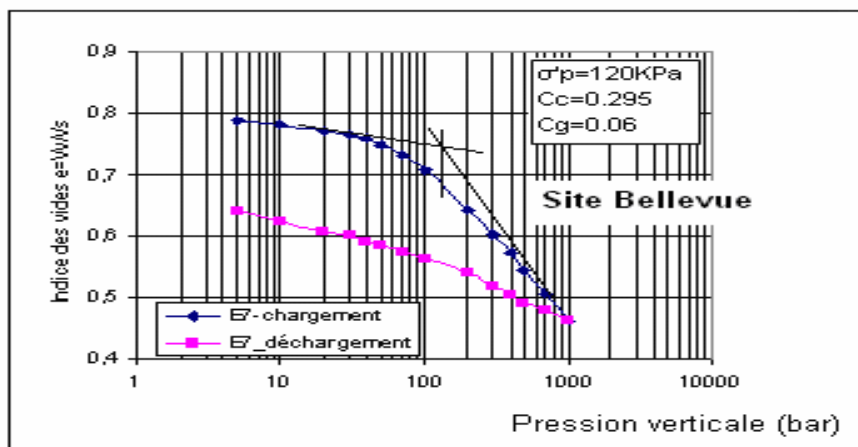
argile Kaolinitique identifiée par la diffraction aux rayons X, voir figure classification L.C.P.C (III.3.16).

### III-3-8 Essais oedométriques

Les résultats d'essais oedométrique, sont représentés sur les figures de compressibilité, Pour simuler les contraintes que le sol a subi dans son histoire et qu'il subira sous le chargement de l'ouvrage à construire.

Les essais oedométriques ont pour objectif principal de déterminer la contrainte de préconsolidation, les pentes  $C_g$  et  $C_c$  qui permettent de déterminer le tassement de consolidation ainsi que le gonflement du sol, au niveau de différentes profondeurs.

Les courbes de consolidation sous les différentes charges appliquées aux éprouvettes ont été réalisées et interprétées pour en déduire les coefficients de consolidation  $C_v$ , coefficient qui permet l'estimation de la durée du tassement puis les coefficients de perméabilité verticale  $K_v$ , compte tenu des déformations observées pendant la consolidation primaire sous l'incrément de charge appliqué et des modules oedométriques correspondants ( $E_{oed}$ ) ces essais ont été utilisés que pour le site Bellevue pour les autres sites c'est des consolidations à partir des consolidations isotropes.

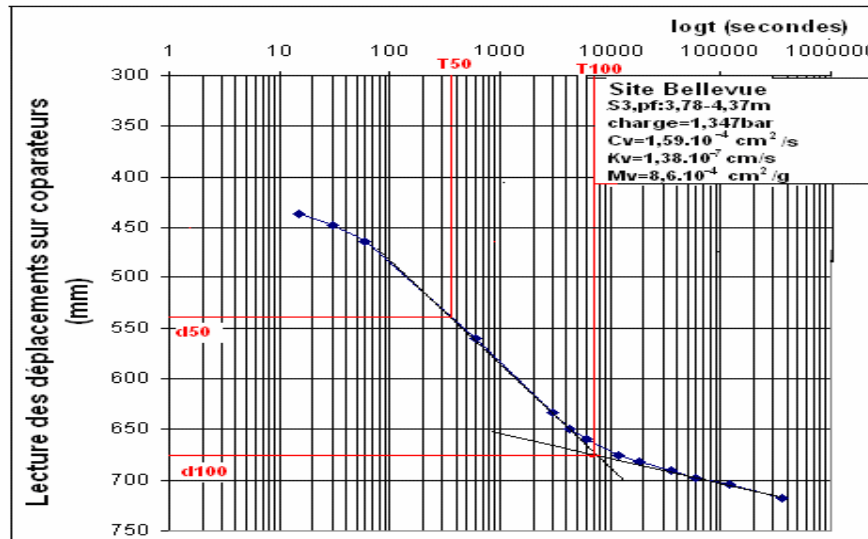


**Figure III.3.17 Essai de compressibilité oedométrique, site Bellevue  
Profondeur 3,78-4, 37m**

La figure III.3.17, représente les résultats de l'essai de compressibilité oedométrique dans le cas de chargement et déchargement, en coordonnées semi logarithmiques  $e, \log \sigma'_v$ .

- L'indice des vides initial correspondant à la contrainte initiale  $\sigma'_{v_0}$  est de 0,788.
- La pression de préconsolidation  $\sigma'_p$ ,  $\sigma'_p=120\text{KPa}$

- L'indice de compression  $C_c = \Delta e / \Delta \lg \sigma'_v$ , dans le domaine normalement consolidé.  $C_c = 0,295$
- L'indice de gonflement  $C_g = \Delta e / \Delta \lg \sigma'_v$ , dans le domaine surconsolidé.  $C_g = 0,06$



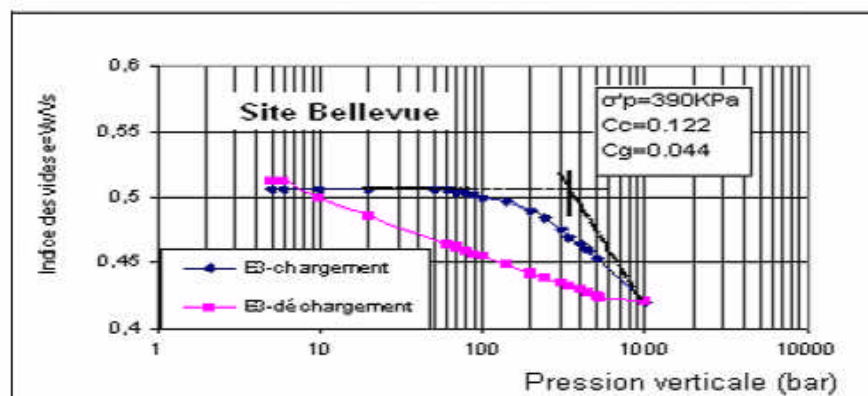
**Figure III.3.18** Courbe de consolidation en fonction du log t, site Bellevue Profondeur 3,78-4,37m

La figure III.3.18, représente le résultat d'essai de consolidation pour le sol prélevé à 3,78-4,37m de profondeur.  $C_v = (T_v)_{50} d^2 / t_{50}$ . Avec  $t_{50} = 300s$ .

d est la moitié de l'épaisseur moyenne de l'échantillon pour un accroissement particulier des contraintes.

La valeur de  $T_v$  donnant  $U = 50\%$  est égale à 0,196

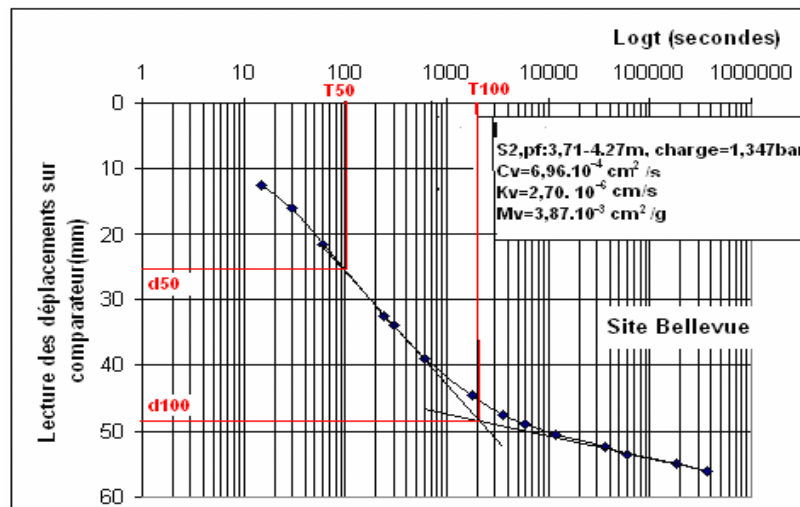
$$C_v = [0,197(0,5895)^2 / 300s] = 2,27 \cdot 10^{-4} \text{ c m}^2/s$$



**Figure III.3.19** Essai de compressibilité oedométrique, site Bellevue Profondeur 3,71-4,27 m

La figure III.3.19, représente les résultats de l'essai de compressibilité oedométrique dans le cas de chargement et déchargement, en coordonnées semi logarithmiques  $e, \log \sigma'_v$ .

- L'indice des vides initial correspondant à la contrainte initiale  $\sigma'_{v0}$  est de 0,51.
- La pression de préconsolidation  $\sigma'_p$ .  $\sigma'_p = 390$  KPa
- L'indice de compression  $C_c = \Delta e / \Delta \log \sigma'_v$ , dans le domaine normalement consolidé.  
 $C_c = 0,122$



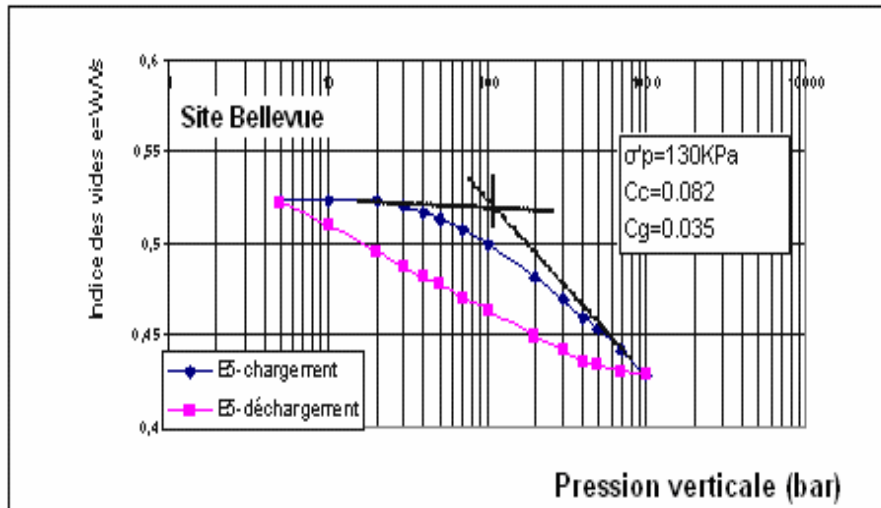
**Figure III.3.20 Courbe de consolidation en fonction du logt, site Bellevue  
Profondeur 3,71-4,27 m**

La figure III.3.20, représente le résultat d'essai de consolidation pour le sol prélevé à 3,71-4,27m de profondeur.  $C_v = (T_v)_{50} d^2 / t_{50}$ . Avec  $t_{50} = 1500$ s.

$d$  est la moitié de l'épaisseur moyenne de l'échantillon pour un accroissement particulier des contraintes. La valeur de  $T_v$  donnant  $U = 50\%$  est égale à 0,196

$$C_v = [0,197(0,5895)^2 / 1500s] = 4,56 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2/\text{s}$$

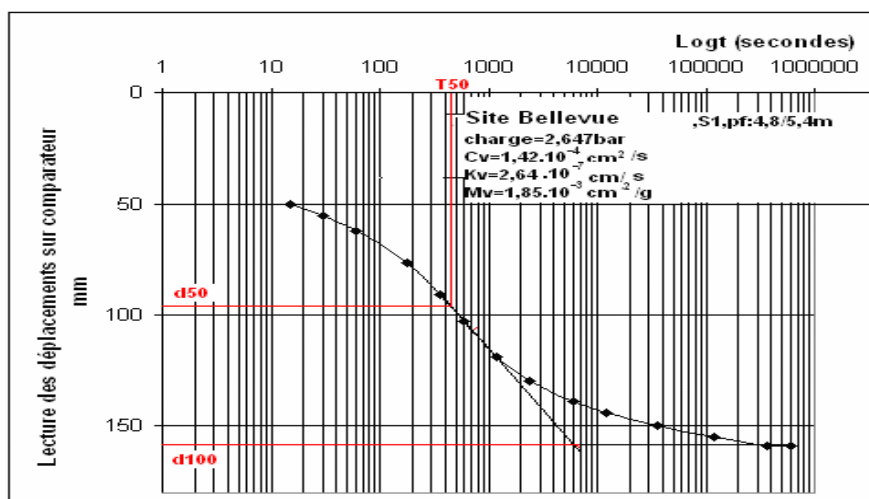
Ces essais montrent que les horizons de sols étudiés sont très imperméables.



**Figure III.3.21 Essai de compressibilité oedométrique, site Bellevue Profondeur 6m**

La figure III.3.21, représente les résultats de l'essai de compressibilité oedométrique dans le cas de chargement et déchargement, en coordonnées semi logarithmiques  $e, \log \sigma'_v$ .

- L'indice des vides initial correspondant à la contrainte initiale  $\sigma'_{v0}$  est de 0,525.
- La pression de préconsolidation  $\sigma'_p$ ,  $\sigma'_p = 130 \text{ kPa}$
- L'indice de compression  $C_c = \Delta e / \Delta \log \sigma'_v$ , dans le domaine normalement consolidé.  $C_c = 0,082$
- L'indice de gonflement  $C_g = \Delta e / \Delta \log \sigma'_v$ , dans le domaine surconsolidé.  $C_g = 0,035$

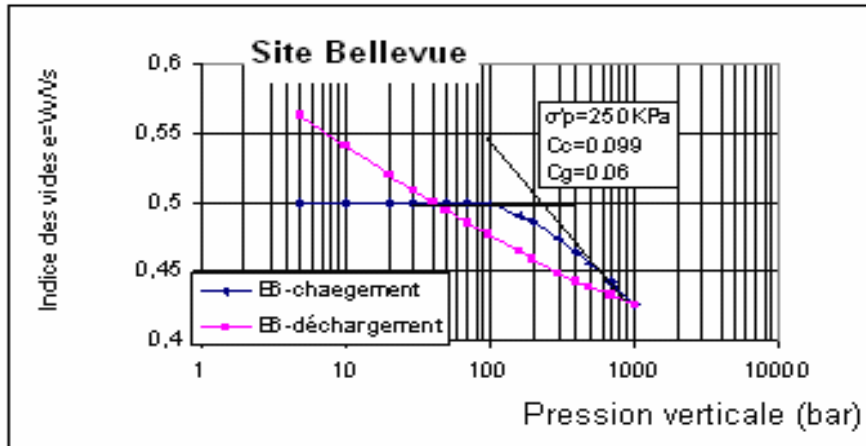


**Figure III.3.22 Courbe de consolidation en fonction du logt, site Bellevue Profondeur, 6m**

La figure III.3.22, représente le résultat d'essai de consolidation pour le sol prélevé à 4,80-5,40m de profondeur.  $C_v = (T_v)_{50} d^2 / t_{50}$ . Avec  $t_{50} = 480 \text{ s}$ .

d est la moitié de l'épaisseur moyenne de l'échantillon pour un accroissement particulier des contraintes. La valeur de  $T_v$  donnant  $U=50\%$  est égale à 0,196

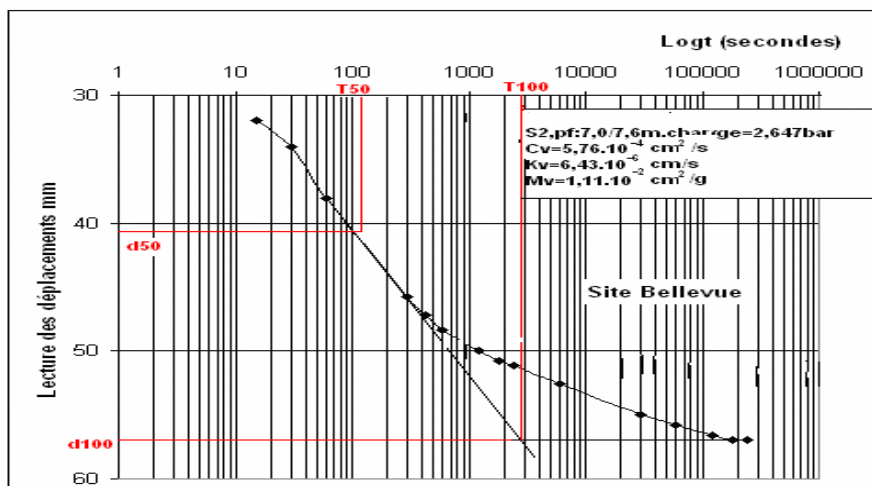
$$C_v = [0,197(0,5895)^2/480s] = 1,42 \cdot 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$$



**Figure III.3.23 Essai de compressibilité oedométrique, site Bellevue  
Profondeur 7 m**

La figure III.3.23, représente les résultats de l'essai de compressibilité oedométrique dans le cas de chargement et déchargement, en coordonnées semi logarithmiques  $e, \log \sigma'_v$ .

- L'indice des vides initial correspondant à la contrainte initiale  $\sigma'_{v0}$  est de 0,5.
- La pression de préconsolidation  $\sigma'_p$ ,  $\sigma'_p = 250 \text{ KPa}$
- L'indice de compression  $C_c = \Delta e / \Delta \log \sigma'_v$ , dans le domaine normalement consolidé.  $C_c = 0,099$
- L'indice de gonflement  $C_g = \Delta e / \Delta \log \sigma'_v$ , dans le domaine surconsolidé.  $C_g = 0,06$

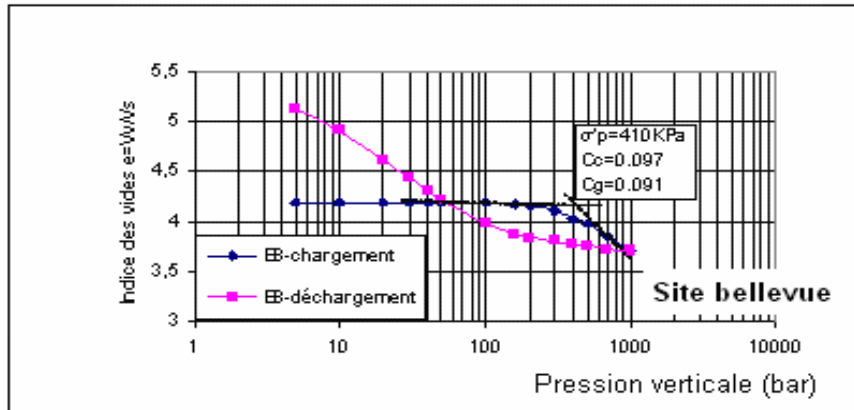


**Figure III.3.24 Courbe de consolidation en fonction du logt, site Bellevue  
Profondeur 7m**

La figure III.3.24, représente le résultat d'essai de consolidation pour le sol prélevé à 3,78-4,37m de profondeur.  $C_v = (T_v)_{50} d^2/t_{50}$ . Avec  $t_{50} = 120s$ .

d est la moitié de l'épaisseur moyenne de l'échantillon pour un accroissement particulier des contraintes. La valeur de  $T_v$  donnant  $U = 50\%$  est égale à 0,196

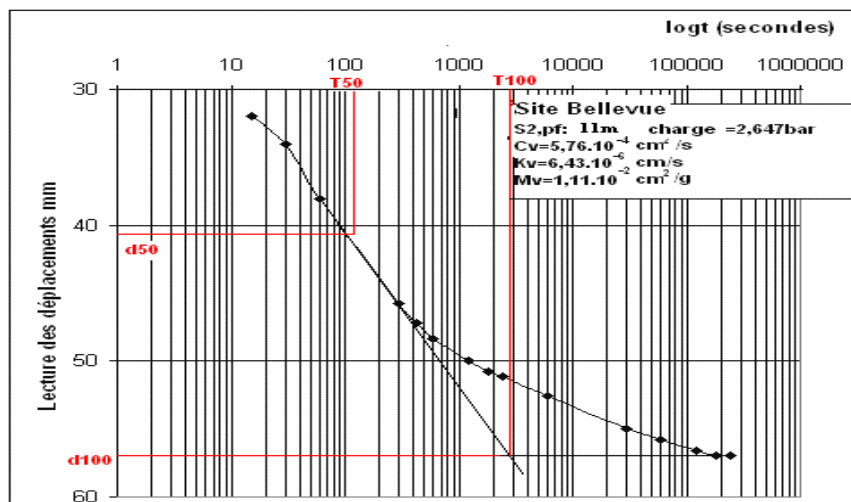
$$C_v = [0,197(0,5895)^2 / 120s] = 5,76 \cdot 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$$



**Figure III.3.25 Essai de compressibilité oedométrique, site Bellevue 11m**

La figure III.3.25, représente les résultats de l'essai de compressibilité oedométrique dans le cas de chargement et déchargement, en coordonnées semi logarithmiques  $e, \log \sigma'_v$ .

- L'indice des vides initial correspondant à la contrainte initiale  $\sigma'_{v0}$ .
- La pression de préconsolidation  $\sigma'_p$ .  $\sigma'_p = 410 \text{ KPa}$
- L'indice de compression  $C_c = \Delta e / \Delta \log \sigma'_v$ , dans le domaine normalement consolidé.  $C_c = 0,097$
- L'indice de gonflement  $C_g = \Delta e / \Delta \log \sigma'_v$ , dans le domaine surconsolidé.  $C_g = 0,091$



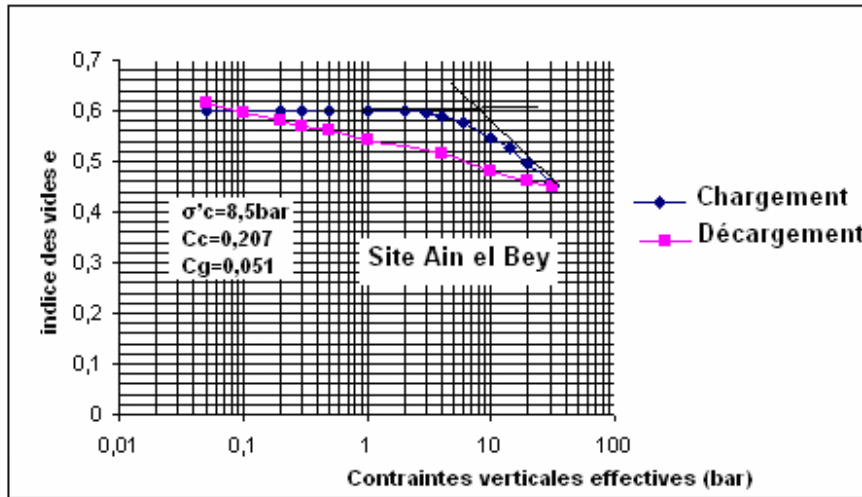
**Figure III.3.26 Courbe de consolidation en fonction du log t ;  
Site Bellevue, 11m**

La figure III.3.26, représente le résultat d'essai de consolidation pour le sol prélevé à 7,0-7,6m de profondeur.  $C_v = (T_v)_{50} d^2 / t_{50}$ . Avec  $t_{50} = 120s$ .



d est la moitié de l'épaisseur moyenne de l'échantillon pour un accroissement particulier des contraintes. La valeur de  $T_v$  donnant  $U=50\%$  est égale à 0,196

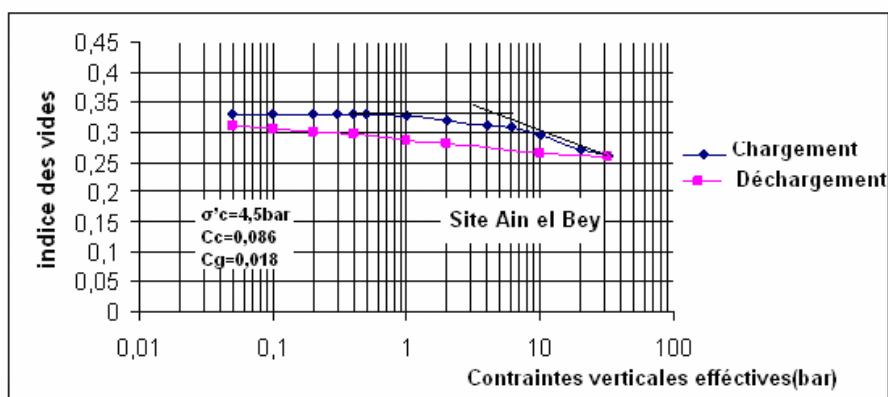
$$C_v = [0,197(0,5895)^2/120s] = 5,76 \cdot 10^{-4} \text{ c m}^2/\text{s}$$



**Figure III.3.27 Essai de compressibilité oedométrique, site Ain el Bey  
Profondeur 5-6 m**

La figure III.3.27, représente les résultats de l'essai de compressibilité oedométrique dans le cas de chargement et déchargement, en coordonnées semi logarithmiques  $e, \log \sigma'_v$ .

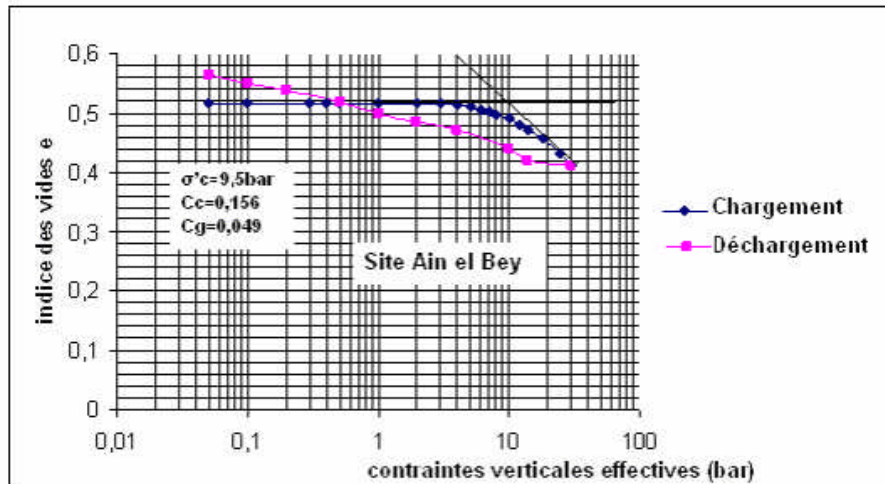
- L'indice des vides initial correspondant à la contrainte initiale  $\sigma'_{v0}$  est de 0,6.
- La pression de préconsolidation  $\sigma'_p$ ,  $\sigma'_p = 850 \text{ KPa}$
- L'indice de compression  $C_c = \Delta e / \Delta \log \sigma'_v$ , dans le domaine normalement consolidé.  $C_c = 0,207$
- L'indice de gonflement  $C_g = \Delta e / \Delta \log \sigma'_v$ , dans le domaine surconsolidé.  $C_g = 0,051$



**Figure III.3.28 Essai de compressibilité oedométrique, site Ain el Bey  
Profondeur 13-13,5m**

La figure III-28, représente les résultats de l'essai de compressibilité oedométrique dans le cas de chargement et déchargement, en coordonnées semi logarithmiques  $e, \log \sigma'_v$ .

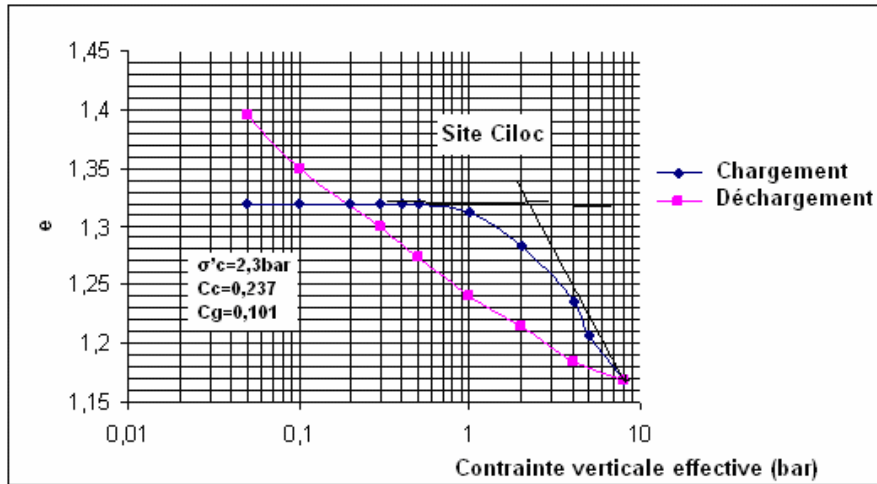
- L'indice des vides initial correspondant à la contrainte initiale  $\sigma'_{vo}$  est de 0,345.
- La pression de préconsolidation  $\sigma'_p$ .  $\sigma'_p=450\text{KPa}$
- L'indice de compression  $C_c = \Delta e/\Delta \log \sigma'_v$ , dans le domaine normalement consolidé.  $C_c=0,086$
- L'indice de gonflement  $C_g = \Delta e/\Delta \log \sigma'_v$ , dans le domaine surconsolidé.  $C_g = 0,018$ .



**Figure III.3.29 Essai de compressibilité oedométrique, site Ain El Bey  
Profondeur 15-16 m**

La figure III.3.29, représente les résultats de l'essai de compressibilité oedométrique dans le cas de chargement et déchargement, en coordonnées semi logarithmiques  $e, \log \sigma'_v$ .

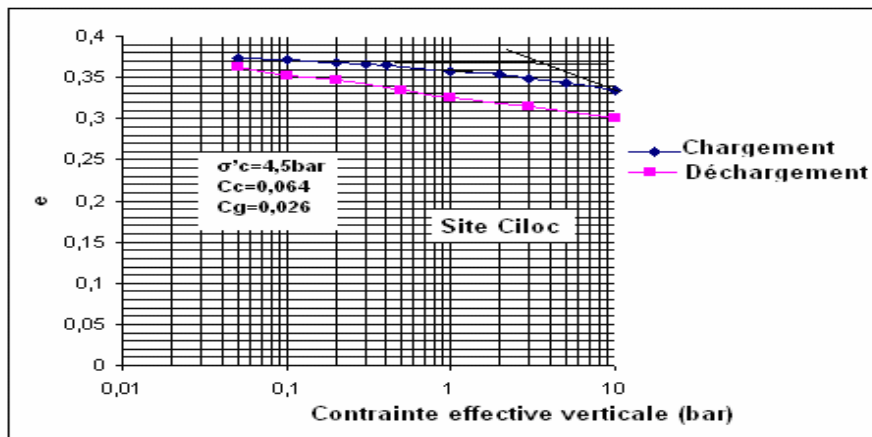
- L'indice des vides initial correspondant à la contrainte initiale  $\sigma'_{vo}$  est de 0,52
- La pression de préconsolidation  $\sigma'_p$ .  $\sigma'_p=950\text{KPa}$
- L'indice de compression  $C_c = \Delta e/\Delta \log \sigma'_v$ , dans le domaine normalement consolidé.  $C_c=0,156$
- L'indice de gonflement  $C_g = \Delta e/\Delta \log \sigma'_v$ , dans le domaine surconsolidé.  $C_g=0,049$



**Figure III.3.30 Essai de compressibilité oedométrique, Ciloc 5-6 m**

La figure III.3.30, représente les résultats de l'essai de compressibilité oedométrique dans le cas de chargement et déchargement, fournissant dans les coordonnées semi logarithmiques  $e, \log \sigma'_v$ . L'indice des vides initial correspondant à la contrainte initiale  $\sigma'_{v0}$ .

- La pression de préconsolidation  $\sigma'_p$ .  $\sigma'_p = 230 \text{ KPa}$
- L'indice de compression  $C_c = \Delta e / \Delta \log \sigma'_v$ , dans le domaine normalement consolidé.  $C_c = 0,37$
- L'indice de gonflement  $C_g = \Delta e / \Delta \log \sigma'_v$ , dans le domaine surconsolidé.  $C_g = 0,101$

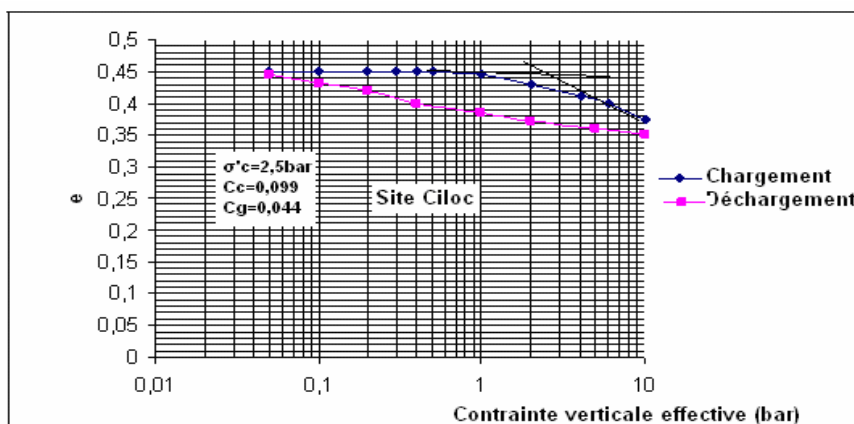


**Figure III.3.31 Essai de compressibilité oedométrique, Ciloc Profondeur 8-9,5 m**

La figure III-3-31, représente les résultats de l'essai de compressibilité oedométrique dans le cas de chargement et déchargement, fournissant dans les coordonnées semi logarithmiques  $e, \log \sigma'_v$ . L'indice des vides initial correspondant à la contrainte initiale  $\sigma'_{v0}$  est de 0,36

- La pression de préconsolidation  $\sigma'_p$ .  $\sigma'_p = 450 \text{ KPa}$ .

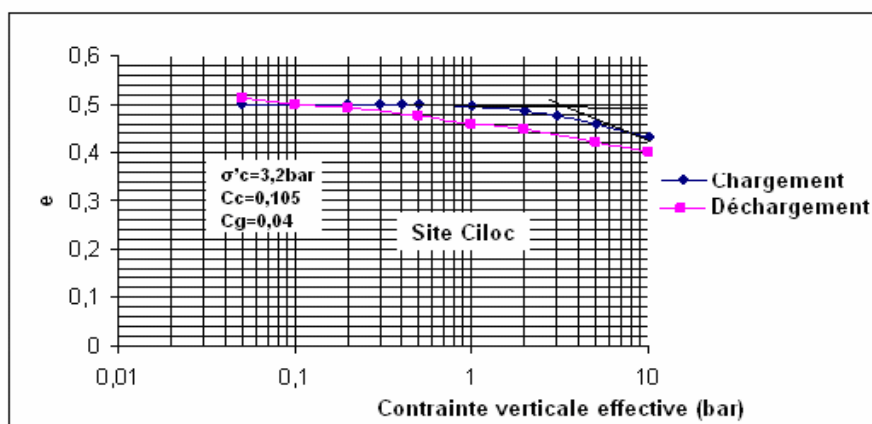
- L'indice de compression  $C_c = \Delta e / \Delta \lg \sigma'_v$ , dans le domaine normalement consolidé.  $C_c = 0,064$
- L'indice de gonflement  $C_g = \Delta e / \Delta \lg \sigma'_v$ , dans le domaine surconsolidé.  $C_g = 0,026$



**Figure III.3.32 Essai de compressibilité oedométrique, Ciloc profondeur 9-9,6 m**

La figure III.3.32, représente les résultats de l'essai de compressibilité oedométrique dans le cas de chargement et déchargement, fournissant dans les coordonnées semi logarithmiques  $e, \log \sigma'_v$ . L'indice des vides initial correspondant à la contrainte initiale  $\sigma'_{v0}$  est de 0,45

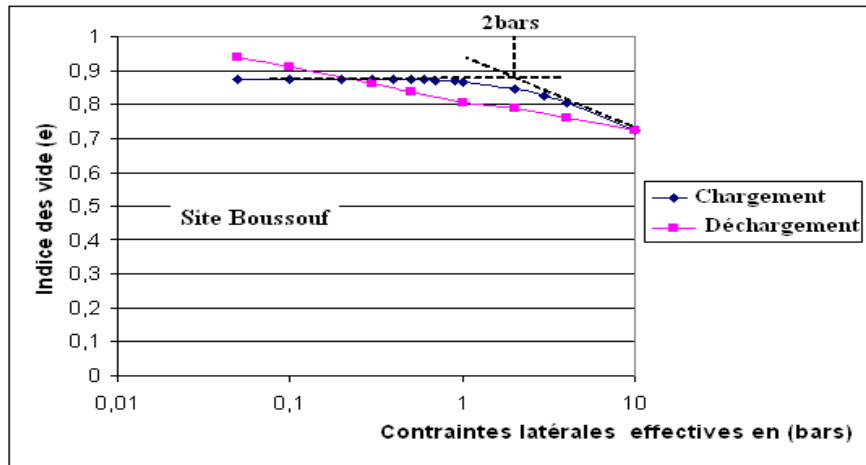
- La pression de préconsolidation  $\sigma'_p$ .  $\sigma'_p = 250 \text{ KPa}$
- L'indice de compression  $C_c = \Delta e / \Delta \lg \sigma'_v$ , dans le domaine normalement consolidé.  $C_c = 0,099$
- L'indice de gonflement  $C_g = \Delta e / \Delta \lg \sigma'_v$ , dans le domaine surconsolidé.  $C_g = 0,044$



**Figure III.3.33 Essai de compressibilité oedométrique, Ciloc Profondeur 10,5-11,3 m**

La figure III.3.33, représente les résultats de l'essai de compressibilité oedométrique dans le cas de chargement et déchargement, fournissant dans les coordonnées semi logarithmiques  $e, \log \sigma'_v$ . L'indice des vides initial correspondant à la contrainte initiale  $\sigma'_{v0}$  est de 0,5

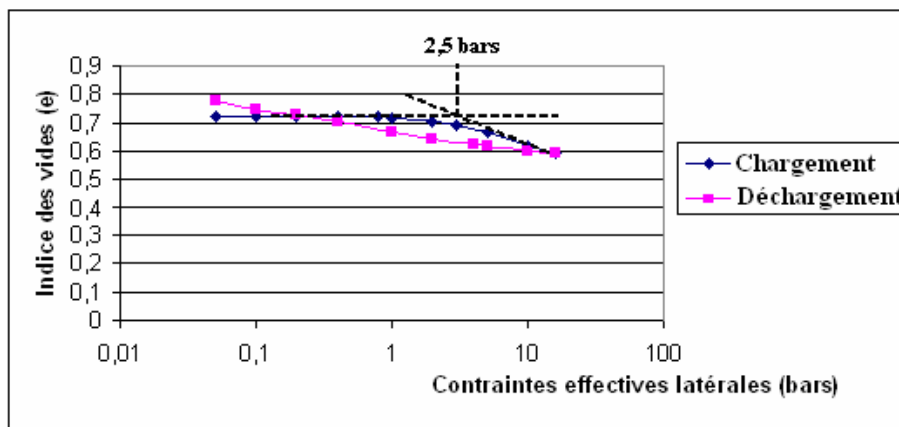
- La pression de préconsolidation  $\sigma'_p$ ,  $\sigma'_p=320\text{KPa}$
- L'indice de compression  $C_c=\Delta e/\Delta \lg \sigma'_v$ , dans le domaine normalement consolidé.  $C_c=0,105$
- L'indice de gonflement  $C_g= \Delta e/\Delta \lg \sigma'_v$ , dans le domaine surconsolidé.  $C_g=0,04$



**Figure III.3. 34 Courbe oedométrique, site Boussouf 7,2-8m**

La figure III.3.34, représente les résultats de l'essai de compressibilité oedométrique dans le cas de chargement et déchargement, fournissant dans les coordonnées semi logarithmiques  $e, \log \sigma'_v$ . L'indice des vides initial correspondant à la contrainte initiale  $\sigma'_{v0}$  est de 0,88

- La pression de préconsolidation  $\sigma'_p$ ,  $\sigma'_p=200\text{KPa}$
- L'indice de compression  $C_c=\Delta e/\Delta \lg \sigma'_v$ , dans le domaine normalement consolidé.  $C_c=0,209$
- L'indice de gonflement  $C_g= \Delta e/\Delta \lg \sigma'_v$ , dans le domaine surconsolidé.  $C_g=0,105$



**Figure III.3.35 Courbe oedométrique, Boussouf 14m.**

La figure III.3.35, représente les résultats de l'essai de compressibilité oedométrique dans le cas de chargement et déchargement, fournissant dans les coordonnées semi logarithmiques  $e, \log \sigma'_v$ . L'indice des vides initial correspondant à la contrainte initiale  $\sigma'_{v0}$  est de 0,71

- La pression de préconsolidation  $\sigma'_p$ .  $\sigma'_p=250\text{KPa}$

- L'indice de compression  $C_c=\Delta e/\Delta \lg \sigma'_v$ , dans le domaine normalement consolidé.  $C_c=0,155$

- L'indice de gonflement  $C_g= \Delta e/\Delta \lg \sigma'_v$ , dans le domaine surconsolidé.  $C_g=0,086$

### III-3-8-1 CONCLUSION

L'allure des courbes de compressibilité donne des indications précieuses sur l'histoire du sol et son comportement sous charge, nous définirons la pression de consolidation comme la pression correspondante à l'intersection de ces deux branches

Pour l'argile de Bellevue, on a trouvé une pression de préconsolidation comprise entre 120 et 410 KPa, et un rapport de surconsolidation de 2,26 à 3, 5.

L'argile de Boussouf est caractérisée par une forte plasticité comme le montre la figure III.3.15, a été soumise à une préconsolidation géologique comprise entre 1 à 3 bar et un rapport de surconsolidation de presque 1.89.

Pour l'argile du Ciloc, la pression de préconsolidation comprise entre 1.5 à 4.5 bars et un rapport de surconsolidation de 2 à 3,4.

Pour l'argile de Ain el Bey, on remarque qu'elle a développé une très forte préconsolidation par vieillissement avec un rapport de surconsolidation de 2.1 à 3,22 sur toute l'épaisseur du dépôt.

Pour les essais de consolidation, la procédure d'analyse est basée principalement sur la construction de Casagrande (variation de l'indice des vides ou volume en fonction du logarithme du temps)

Les résultats obtenus sur l'ensemble des essais oedométriques traduisent une assez bonne homogénéité. des caractéristiques de perméabilité de l'argile de Constantine pour les couches étudiées, avec des valeurs de  $K_v$  comprises entre  $2.7 \cdot 10^{-6} \text{cm/s}$  et  $2.64 \cdot 10^{-7} \text{cm/s}$ , ce sont des terrains de très faible perméabilité.

L'indice du gonflement a des valeurs comprises entre 0.035 et 0.091, ce qui indique une certaine tendance au gonflement et un indice de compression compris entre 0.08 et 0.295, ce qui confirme le caractère moyennement compressible ou consolidé de cette argile. Les

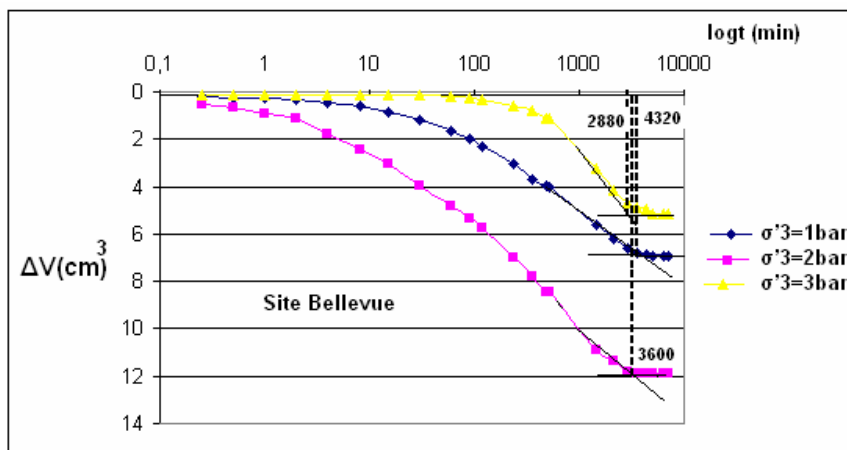
coefficients de consolidation correspondants aux paliers de chargement situés dans le domaine normalement consolidé sont compris entre  $1.59 \cdot 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$  et  $1.42 \cdot 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$ .

### III-3-9 Essais triaxiaux consolidés et non drainés (CU+U) Site Bellevue

Nous présentons les résultats d'une série d'essais en terme de variation du déviateur et de la pression interstitielle pendant le cisaillement du site Bellevue en fonction de la déformation axiale. L'essai de cisaillement à l'appareil triaxial commence par une phase de saturation, ces essais ont été réalisés sous une contre pression de 300 KPa, ces éprouvettes ont été consolidées de manière isotope, et le cisaillement à été réalisé à une vitesse de 0,01mm /mn.

#### Consolidation

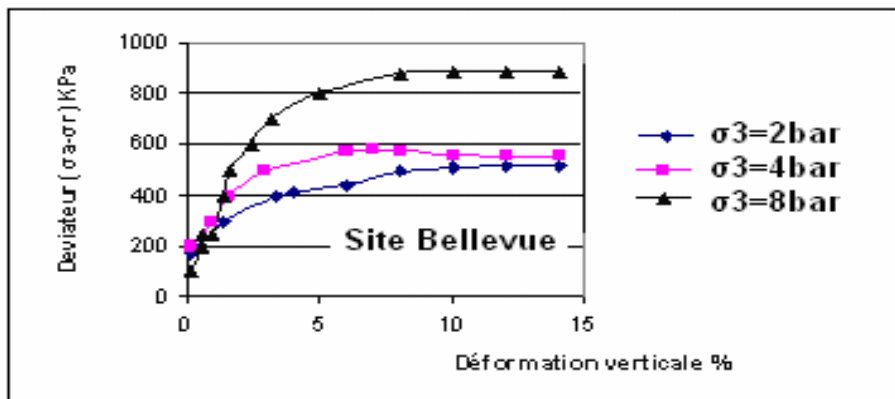
La consolidation est atteinte dans un délai 3 jours



**Figure III.3.36 Essai de consolidation pour les triaxiaux CD, Site Bellevue profondeur 11m**

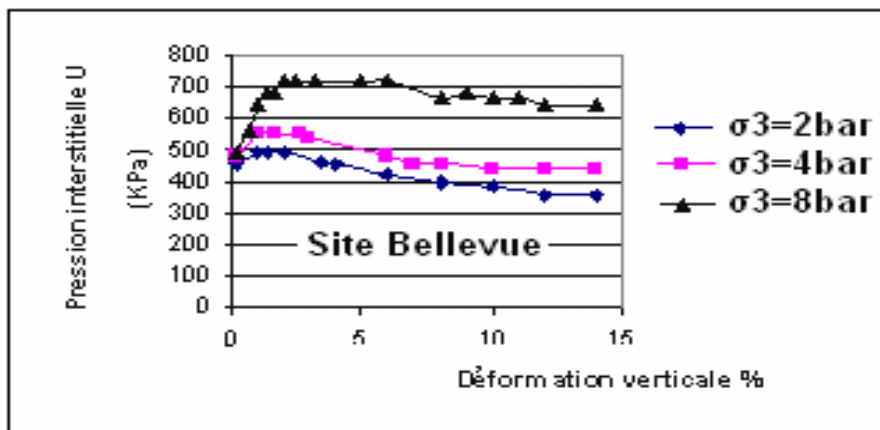
#### III-3-9-1 Cisaillement

Les résultats de la phase de cisaillement triaxial sont montrés sur les figures (III.3.37 à III.3.46



**Figure III.3.37 Evolution de la déformation en fonction du déviateur Bellevue, profondeur 2,1-2,7 m**

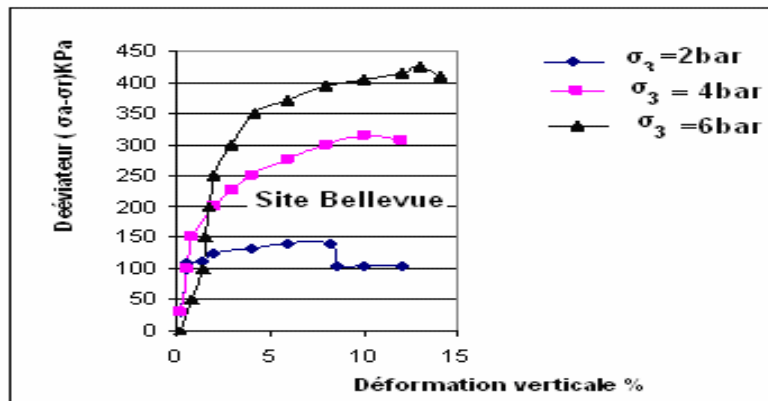
Les courbes de la figure III.3.37, correspondant aux essais triaxiaux CIU de compression non drainée, présentent les courbes efforts déformations des échantillons provenant de 2,1-2,7m de profondeur. A faible pression de consolidation, on atteint un pic de résistance à une déformation très faible de l'ordre de (2%). On constate que le même comportement se produit à valeur intermédiaire de la pression de consolidation, à pression de consolidation plus élevée le pic est atteint pour une valeur de déformation axiale de l'ordre de 5%.



**Figure III.3.38 Evolution de la déformation en fonction de la pression Interstitielle, Bellevue profondeur 2,1-2,7 m**

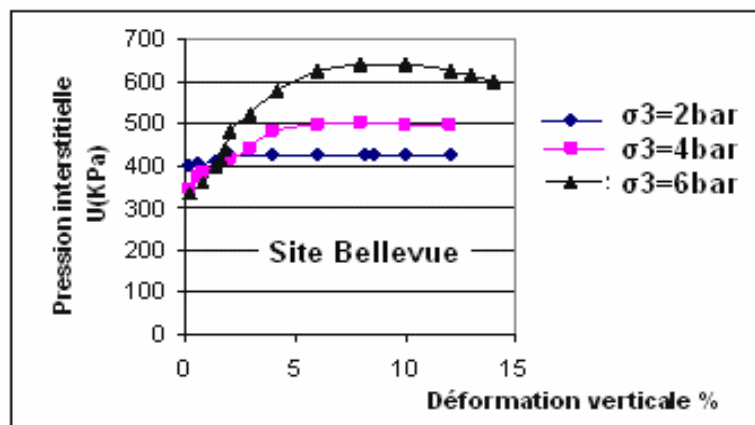
La figure III.3.38, présente la pression interstitielle mesurée par un essai non drainé. On observe sur les courbes efforts déformations qu'il y a une augmentation proportionnelle avec l'effort vertical jusqu'à la rupture représenté par la stabilisation de la courbe





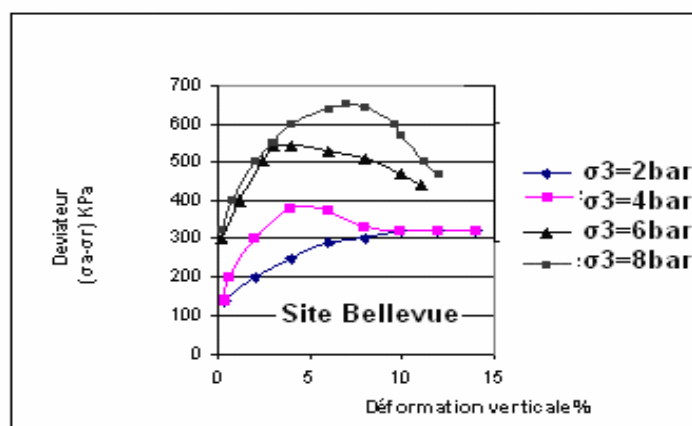
**Figure III.3.39 Evolution de la déformation en fonction du déviateur  
Bellevue profondeur 3,78-4,37 m**

La figure III.3.39 présente les courbes efforts déformations des échantillons provenant de 3,78 - 4,37 m de profondeur, a faible pression de consolidation on atteint le maximum pour une valeur assez faible de déformation de l'ordre de 2%, on remarque qu'a pression de consolidation importante, le déviateur des contraintes croit constamment avec la déformation axiale, jusqu'a des niveaux de déformation importants.



**Figure III.3.40 Evolution de la déformation en fonction de la pression  
Interstitielle, Bellevue profondeur 3,78-4,37 m**

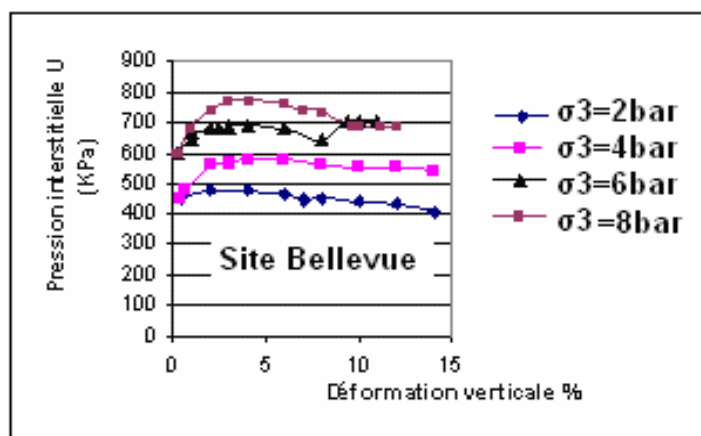
La figure III.3.40, présente la pression interstitielle mesurée par essais non drainés. On observe sur les courbes efforts déformations qu'il y a une augmentation proportionnelle avec l'effort vertical jusqu'à la rupture représenté par la stabilisation de la courbe



**Figure III.3.41 Evolution de la déformation en fonction du déviateur  
Bellevue profondeur 4,8-5,5m**

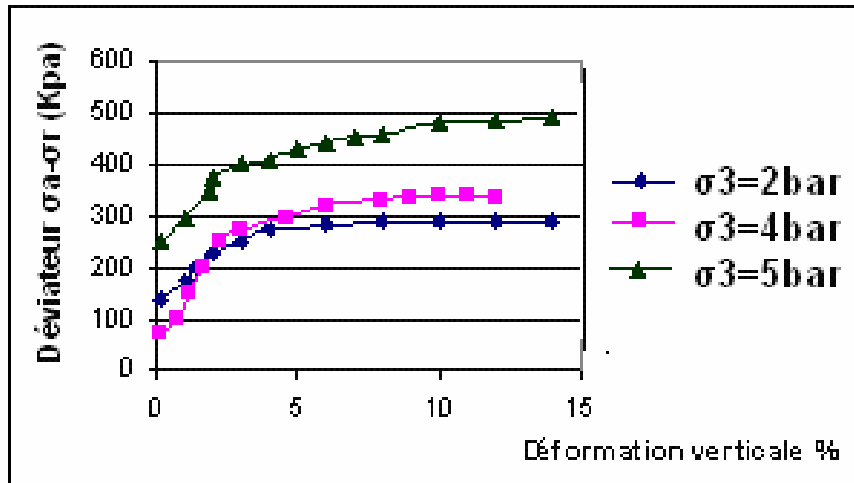
La figure III.3.41, présente les courbes efforts déformations des échantillons provenant de 4,8-5,5m de profondeur, on remarque qu'à faible pression de consolidation l'absence du pic, un comportement élastique parfaitement plastique.

La présence du pic qui se produit à une déformation de l'ordre de 2%, pour une valeur plus élevée de la pression de consolidation le pic est moins prononcé et se produit pour une valeur de la déformation axiale de l'ordre de 5%.



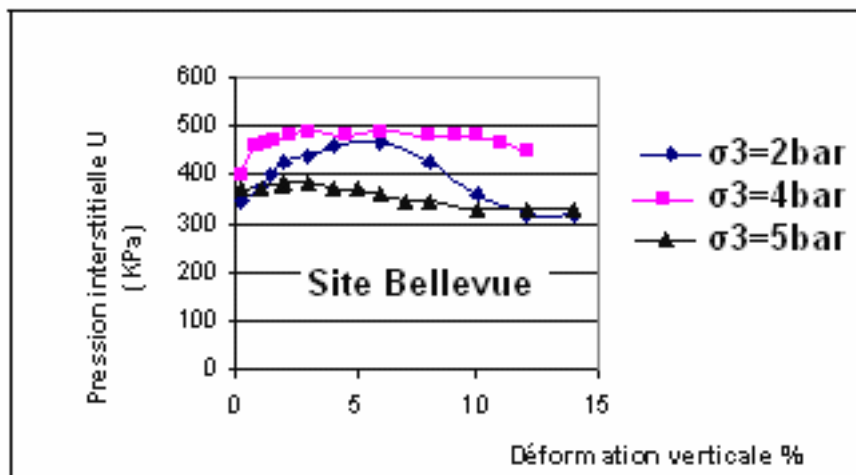
**Figure III.3.42 Evolution de la déformation en fonction de la pression  
Interstitielle Bellevue, profondeur 4,8-5,4 m**

La figure III.3.42, présente la pression interstitielle mesurée par essais non drainés. On observe sur les courbes efforts déformations qu'il y a une augmentation proportionnelle avec l'effort vertical jusqu'à la rupture représenté par la stabilisation de la courbe.



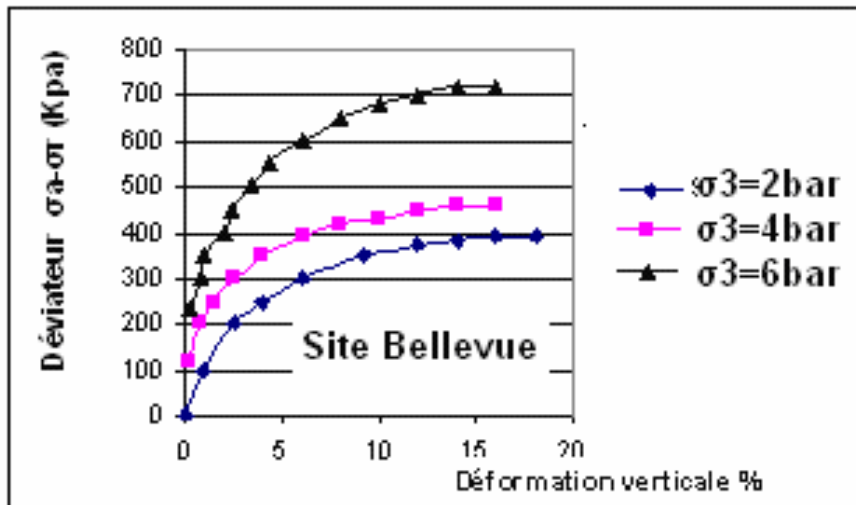
**Figure III.3.43 Evolution de la déformation en fonction du déviateur Bellevue, profondeur 7m.**

La figure III.3.43, présente les courbes efforts déformation des échantillons provenant de 7m de profondeur, on remarque qu'à faible pression de consolidation le maximum est atteint à une déformation axiale de l'ordre de 2%, le même comportement est constaté à valeur intermédiaire de la valeur de la pression de consolidation et à valeur de consolidation élevée le déviateur des contraintes croit jusqu'à des niveaux de déformation importants.



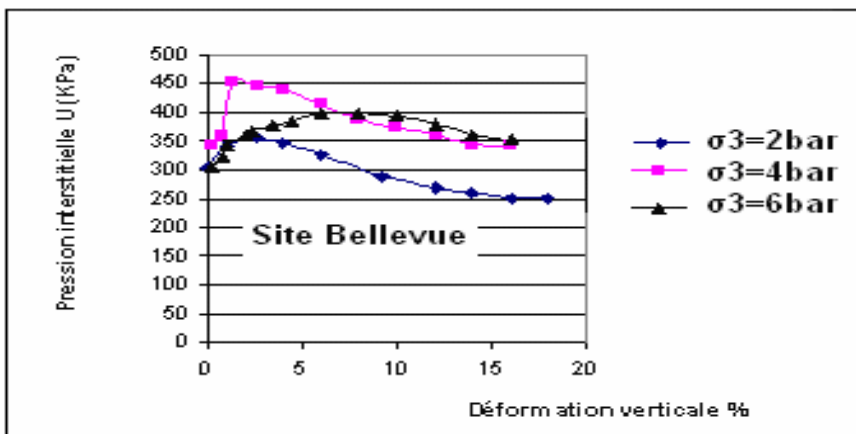
**Figure III.3.44 Evolution de la déformation en fonction de la pression Interstitielle Bellevue, profondeur 7m**

La figure III.3.44, présente la pression interstitielle mesurée par essais non drainés. On observe sur les courbes efforts déformations qu'il y a une augmentation proportionnelle avec l'effort vertical jusqu'à la rupture représenté par la stabilisation de la courbe.



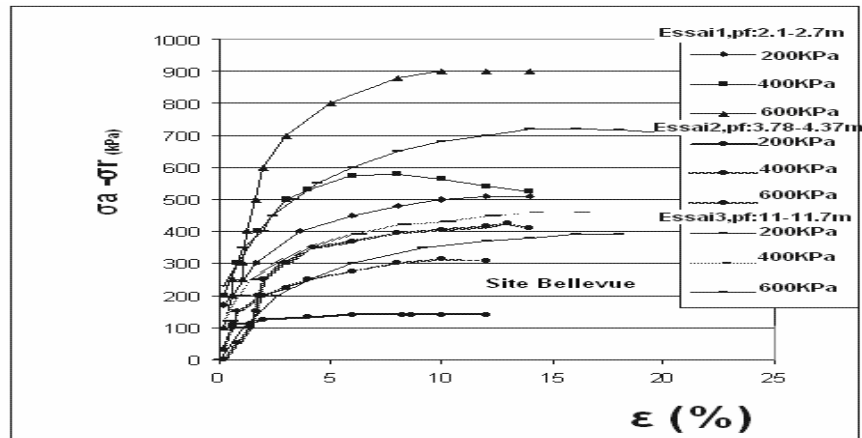
**Figure III.3.45 Evolution de la déformation en fonction du déviateur Bellevue, profondeur 11-11,6 m**

La figure III.3.45, présente les courbes efforts déformation des échantillons provenant de 11m de profondeur, on remarque pour les trois essais, un comportement élastique parfaitement plastique.



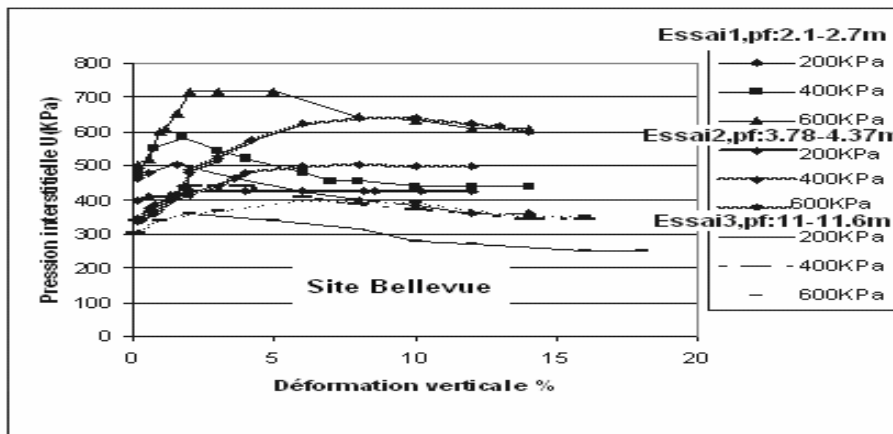
**Figure III.3.46 Evolution de la déformation en fonction de la pression Interstitielle Bellevue, profondeur 11-11,6 m**

La figure III.3.46, présente la pression interstitielle mesurée par essais non drainés. On observe sur les courbes efforts déformations qu'il y a une augmentation proportionnelle avec l'effort vertical jusqu'à la rupture représenté par la stabilisation de la courbe.



**Figure III.3.47 Courbes efforts déformation des essais CU+U sous différentes Pressions de confinements site Bellevue**

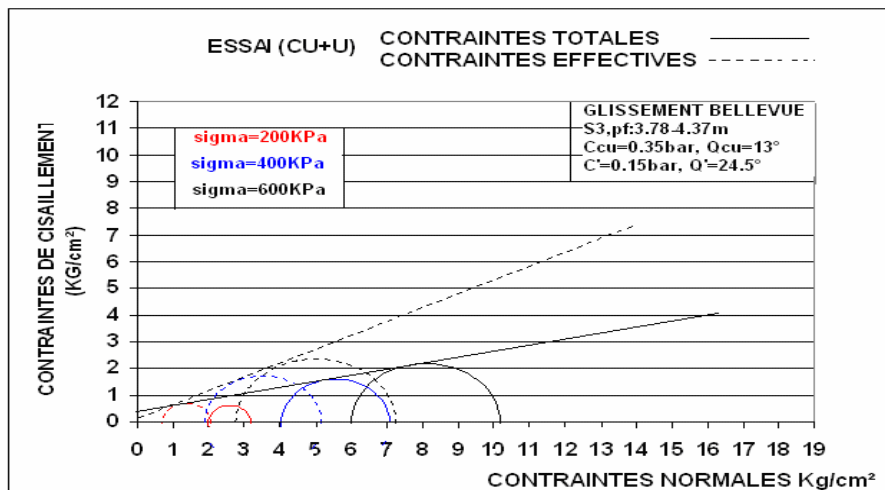
Sur les fig.III.3.47 et fig.III.3.48, sont reportées respectivement les courbes de rupture et les courbes des pressions interstitielles chacune sur un graphe



**Figure III.3.48 Evolution de la déformation en fonction De la pression interstitielle site Bellevue**

### III-3-9-2 Analyses 1

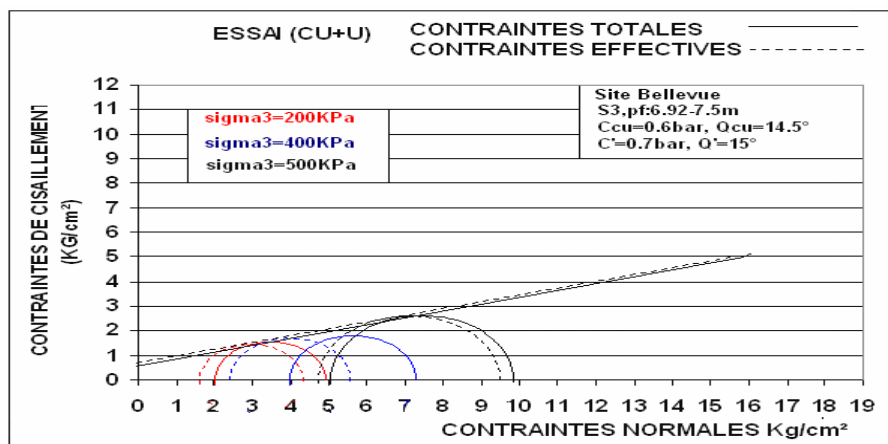
Sur les figures (III.3.49 à III.3.51), nous avons superposé les essais dans la représentation de Mohr-Coulomb en contraintes totales et contraintes effectives.



**Figure III.3.49 Détermination de la droite de rupture dans le plan de Mohr Bellevue profondeur, 3,78-4,37m**

Sur la figure III.3.49, nous avons superposé les essais dans la représentation de Mohr, la construction du cercle de Mohr en contraintes totales donne un angle de frottement  $\phi_u = 13^\circ$  et une cohésion  $C_u = 0,35 \text{ bar}$

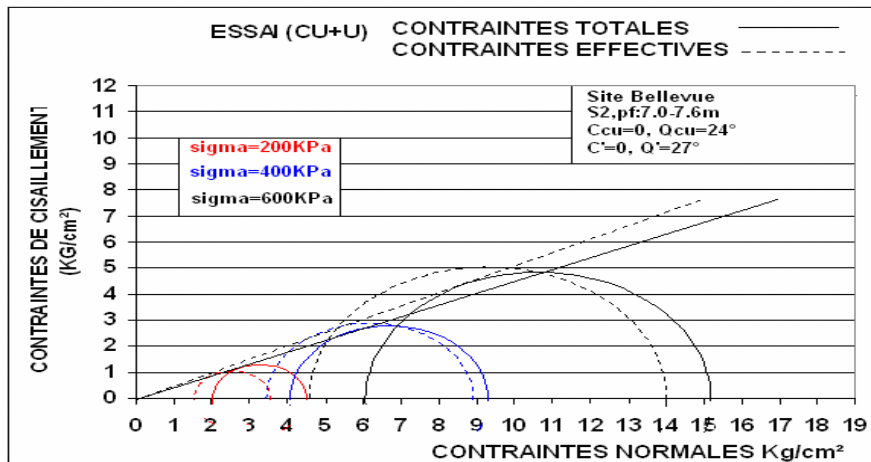
La même construction en contraintes effectives donne un angle de frottement interne  $\phi' = 24,5^\circ$  et une cohésion  $C' = 0,15 \text{ bar}$ .



**Figure III.3.50 Détermination de la droite de rupture dans la représentation de Mohr Bellevue profondeur 6,92-7,5**

Sur la figure III.3.50, nous avons superposé les essais dans la représentation de Mohr, la construction du cercle de Mohr en contraintes totales donne un angle de frottement  $\phi_u = 14,5^\circ$  et une cohésion  $C_u = 0,6 \text{ bar}$ .

La même construction en contraintes effectives donne un angle de frottement  $\varphi' = 15^\circ$  et une cohésion  $C' = 0,7$  bar.



**Figure III.3.51 Détermination de la droite de rupture dans la représentation de Mohr Bellevue profondeur 7m**

Sur la figure III.3.51, nous avons superposé les essais dans la représentation de Mohr, la construction du cercle de Mohr en contraintes totales donne un angle de frottement  $\varphi_u = 24^\circ$  et une cohésion  $C_u = 0$  bar.

La même construction en contraintes effectives donne un angle de frottement  $\varphi' = 27^\circ$  et  $C' = 0$  bar

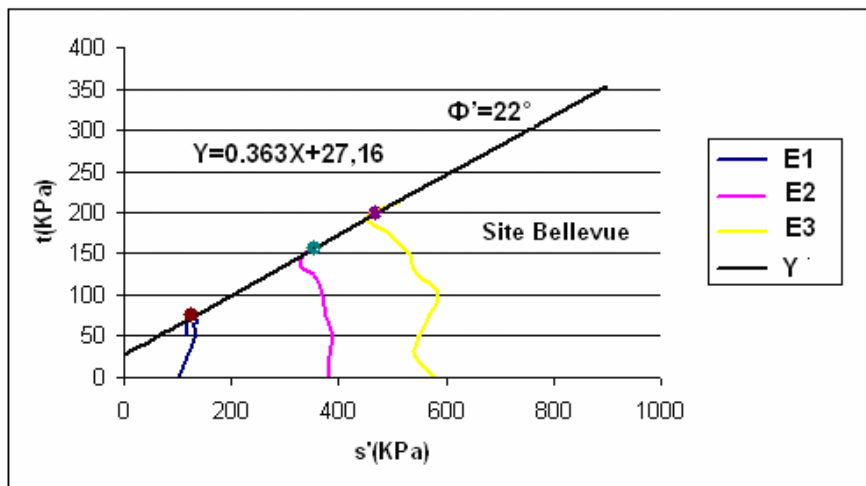
### III-3-9-3 Analyse 2

Pour la détermination des paramètres de la résistance en contraintes effectives, il est commode d'utiliser la représentation de Lambe, avec en abscisse la pression moyenne  $s'$  et en ordonnée le déviateur en contraintes  $t$ ,

$$S' = (\sigma'_1 + \sigma'_3)/2, \quad t' = (\sigma'_1 - \sigma'_3)/2.$$

Les figures (III.3.52 à III.3.54), montrent la superposition des chemins de contraintes des essais triaxiaux sur éprouvettes cylindriques par rapport aux droites d'état critiques trouvées.

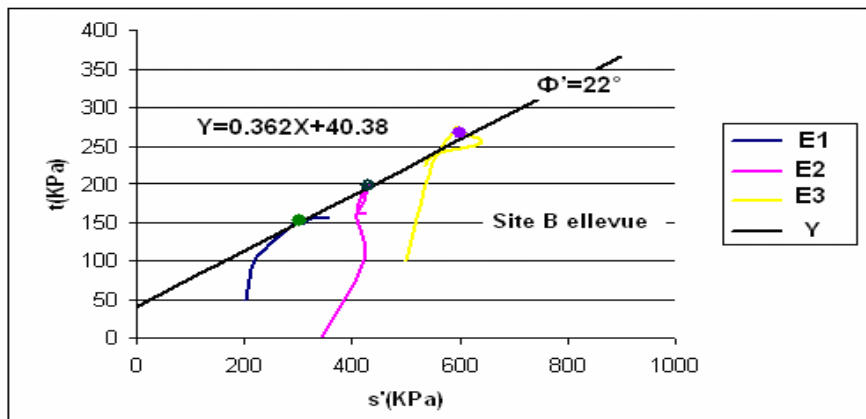
Les chemins de contraintes imposés sont plutôt correctement suivis pour une pression moyenne constante.



**Figure III.3.52 Détermination de la droite de rupture dans la représentation De Lambe, Bellevue profondeur 3,78- 4,37 m**

La projection du critère de Mohr-Coulomb dans la présentation de Lambe ( $s'$ ,  $t'$ ) (figure III.3.52), consiste en une droite d'équation :  $t' = s' \tan \theta' + t_0$ , avec  $\sin \varphi' = \tan \theta' = 0,36$

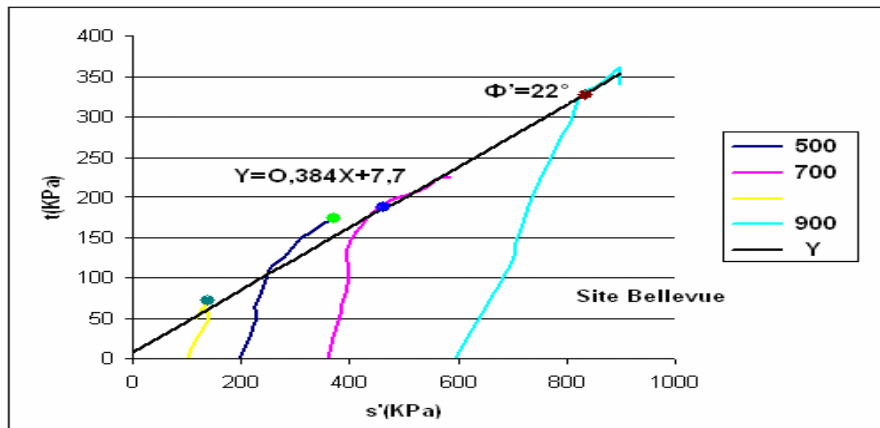
Elle donne un angle de frottement de  $\varphi' = 22^\circ$  et une cohésion de  $c' = (t_0 / \cos \varphi') = 0,29$  bar.



**Figure III.3.53 Détermination de la droite de rupture dans la représentation De Lambe, Bellevue profondeur 4,8-5,4 m**

La projection du critère de Mohr-Coulomb dans la présentation de Lambe ( $s'$ ,  $t'$ ) (figure III.3.53), consiste en une droite d'équation :  $t' = s' \tan \theta' + t_0$ , avec  $\sin \varphi' = \tan \theta' = 0,36$ , elle donne un angle de frottement  $\varphi' = 22^\circ$  et une cohésion de  $c' = (t_0 / \cos \varphi') = 0,43$  bar.



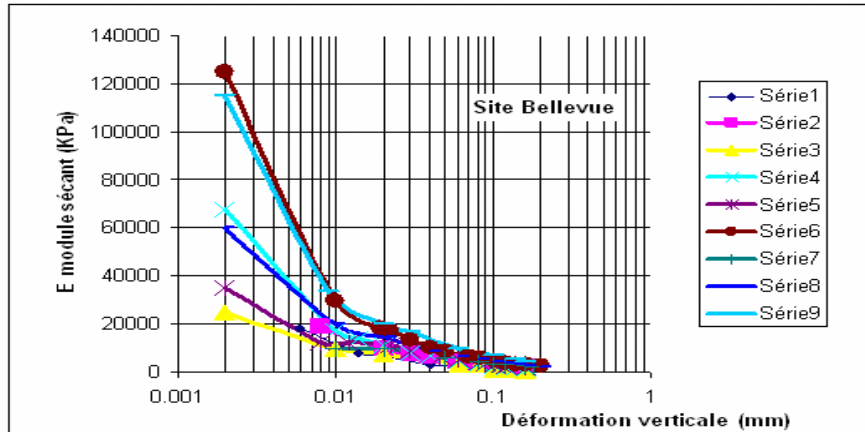


**Figure III.3.54 Détermination de la droite de rupture dans la représentation De Lambe, Bellevue profondeur 11-11,6 m.**

La projection du critère de Mohr-Coulomb dans la présentation de Lambe ( $s'$ ,  $t'$ ) (figure III.3.54), Consiste en une droite d'équation :  $t' = s' \tan \theta' + t_0$ , avec  $\sin \varphi' = \tan \theta'$

Elle donne un angle de frottement  $\varphi' = 22^\circ$  et une cohésion de  $c' = (t_0 / \cos \varphi') = 0,083 \text{ bar}$ .

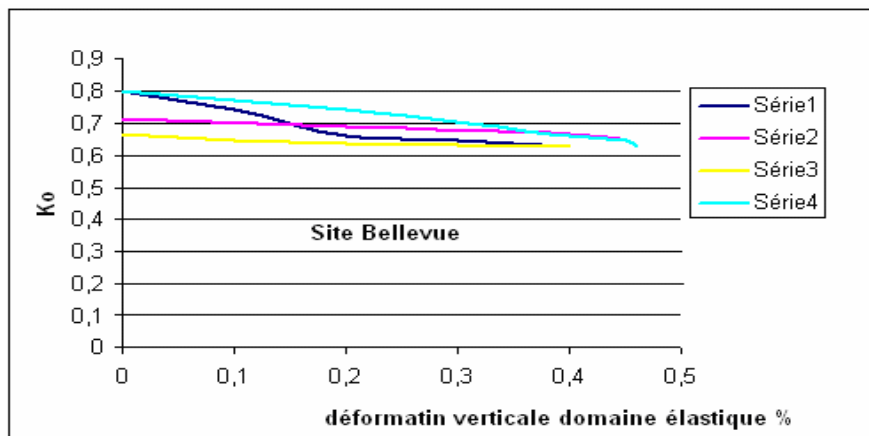
#### III-3-9-4 Détermination du module sécant en fonction de la déformation site Bellevue



**Figure III.3.55 Evolution du module sécant en de la déformation verticale**

D'après la figure III.3.55, on constate un module sécant de 25000KPa à 1% de déformation verticale.

### III-3-9-5 Détermination de $K_0$ site Bellevue



**Figure III.3.56 Convergence du coefficient  $K_0$  pour les différents essais Sous différentes contraintes latérales effectives, site Bellevue**

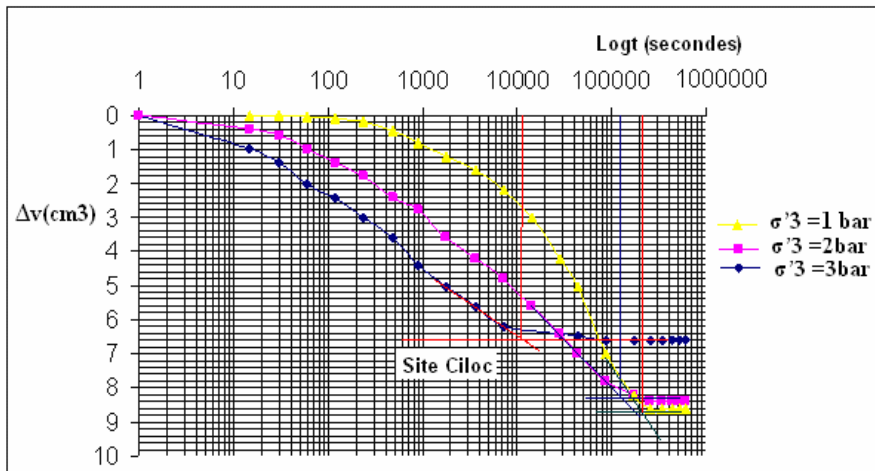
Sur la figure III.3.56, nous avons représenté l'évolution du coefficient  $K_0 = \sigma'_3 / \sigma'_1$ , dans le domaine élastique c'est-à-dire pour des déformation très faible, on constate que les différents essais ont une évolution très similaire du coefficient et donne la même valeur de  $K_0 = 0,625$ , si l'on utilise la formule de Jacky ( $K_0 = 1 - \sin \varphi'$ ) on trouve un angle de frottement  $\varphi' = 22^\circ$ .

### III-3-10 Essais triaxiaux consolidé et non drainé (CU+U) Site Ciloc

Nous présentons les résultats des essais triaxiaux non drainés avec mesure de la pression interstitielle, ces essais commencent par une phase de saturation, et réalisés sous une contre pression de 300 KPa, les différentes éprouvettes ont été consolidées de manières isotropes voir figures (III.3.57 à III.3.60), et cisillées à une vitesse de 0,01mm/mn.

En terme de variation du déviateur et de la pression interstitielle pendant le cisaillement en fonction de la déformation axiale. Les courbes des figures (III.3.61 à III.3.70), correspondant aux essais triaxiaux CU de compression non drainée avec mesure de la pression interstitielle.

**Phase de consolidation**



**Figure III.3.57 Courbe de consolidation en fonction du logt, Ciloc  
Pour les triaxiaux CD, profondeur 5m**

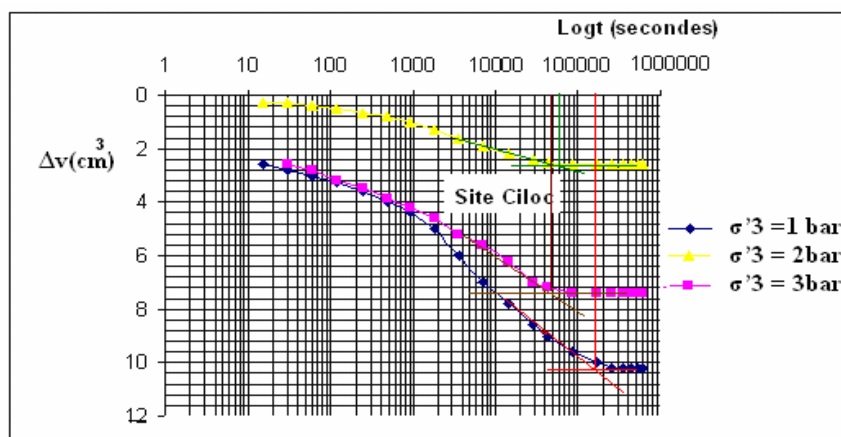
La figure III.3.57, représente le résultat d'essai de consolidation pour le sol prélevé à 5m de profondeur.

Les résultats moyens prélevés à cette profondeur sont :  $C_v = (T_v)_{50} d^2/t_{50}$ .

Avec  $t_{50} = 10680$  s.

d est la moitié de l'épaisseur moyenne de l'échantillon pour un accroissement particulier des contraintes. La valeur de  $T_v$  donnant  $U=50\%$  est égale à 0,196

$$C_v = [0,197(0,5895)^2/10680s] = 6,4 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2/\text{s}$$

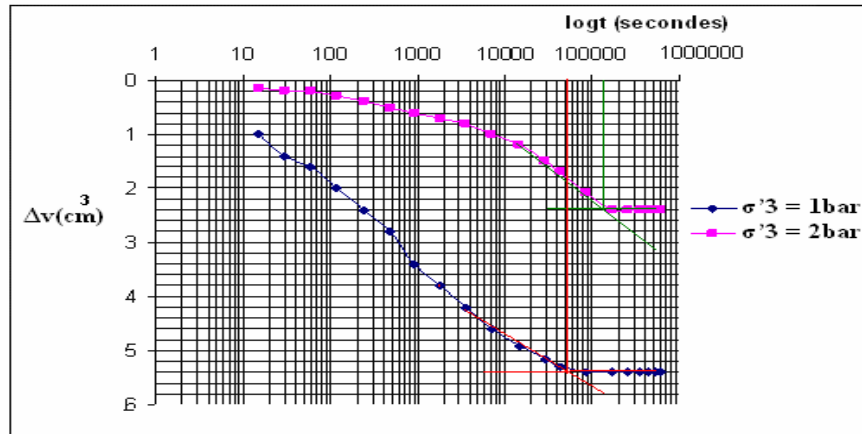


**Figure III.3.58 Courbe de consolidation en fonction du logt, Ciloc  
Pour les triaxiaux CD, profondeur 6,5-7m**

La figure III.3.58, représente le résultat d'essai de consolidation pour le sol prélevé à 6,5-7m de profondeur. Les résultats moyens prélevés à cette profondeur sont :  $C_v = (T_v)_{50} d^2/t_{50}$ . Avec  $t_{50}=1280s$ .

$d$  est la moitié de l'épaisseur moyenne de l'échantillon pour un accroissement particulier des contraintes. La valeur de  $T_v$  donnant  $U=50\%$  est égale à 0,196

$$C_v = [0,197(0,5895)^2/1280s] = 5,34 \cdot 10^{-5} \text{ c m}^2/\text{s}$$

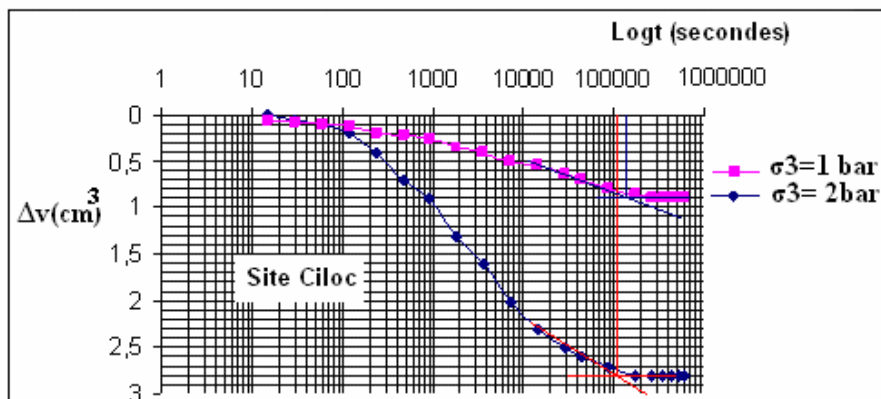


**Figure III.3.59 Courbe de consolidation en fonction du logt, Ciloc  
Pour les triaxiaux CD, Profondeur 8m**

La figure III.3.59, représente le résultat d'essai de consolidation pour le sol prélevé à 8m de profondeur. Les résultats moyens prélevés à cette profondeur sont :  $C_v = (T_v)_{50} d^2/t_{50}$ . Avec  $t_{50}=7360s$ .

$d$  est la moitié de l'épaisseur moyenne de l'échantillon pour un accroissement particulier des contraintes. La valeur de  $T_v$  donnant  $U=50\%$  est égale à 0,196

$$C_v = [0,197(0,5895)^2/7360s] = 9,3 \cdot 10^{-6} \text{ c m}^2/\text{s}$$



**Figure III.3.60 Courbe de compressibilité en fonction du logt, Ciloc  
Pour les triaxiaux CD, Profondeur 13-13,5 m**

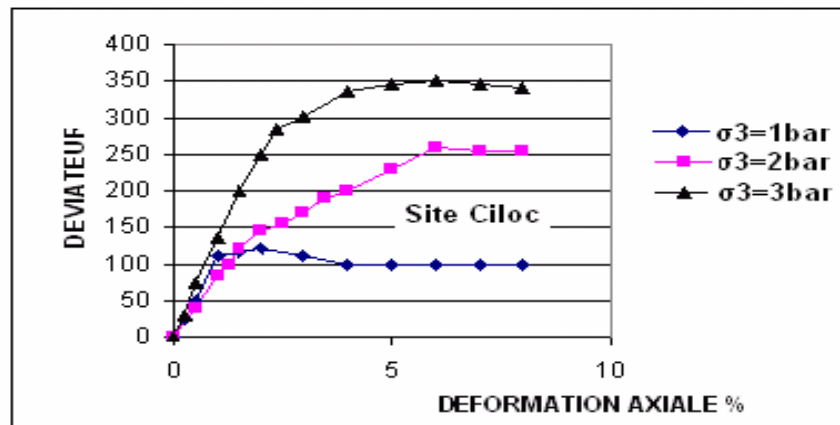
La figure III.3.60, représente le résultat d'essai de consolidation pour le sol prélevé à 13-13,5m de profondeur.

Les résultats moyens à cette profondeur sont :  $C_v = (T_v)_{50} d^2 / t_{50}$ . Avec  $t_{50} = 4050s$ .

$d$  est la moitié de l'épaisseur moyenne de l'échantillon pour un accroissement particulier des contraintes. La valeur de  $T_v$  donnant  $U = 50\%$  est égale à 0,196

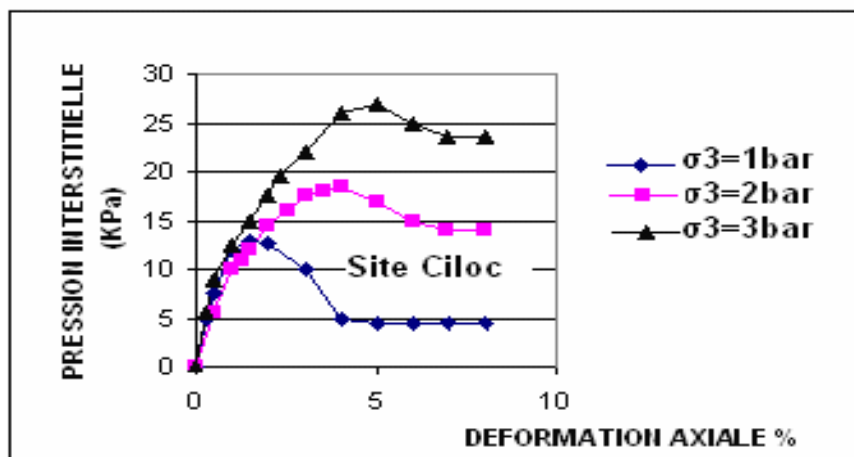
$$C_v = [0,196(0,5895)^2 / 4050s] = 1,69 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2/\text{s}$$

### III-3-10-1 Phase de Cisaillement



**Figure III.3.61 Evolution de la déformation en fonction Du déviateur Cilloc profondeur 5m**

La figure (III.3.61), présente les courbes efforts déformations avec mesure des échantillons provenant de 5m de profondeur, à faible pression de consolidation, on atteint le pic pour une valeur de déformation axiale de l'ordre de 1%, pour une valeur plus élevée de la pression de consolidation, le maximum est atteint pour une valeur de la déformation axiale de l'ordre de 3



**Figure III.3.62 Evolution de la déformation en fonction de la pression interstitielle Cilloc profondeur 5m**

La figure III.3.62, présente la pression interstitielle mesurée par essais non drainés. On observe sur les courbes efforts déformations qu'il y a une augmentation proportionnelle avec l'effort vertical jusqu'à la rupture représenté par la stabilisation de la courbe.

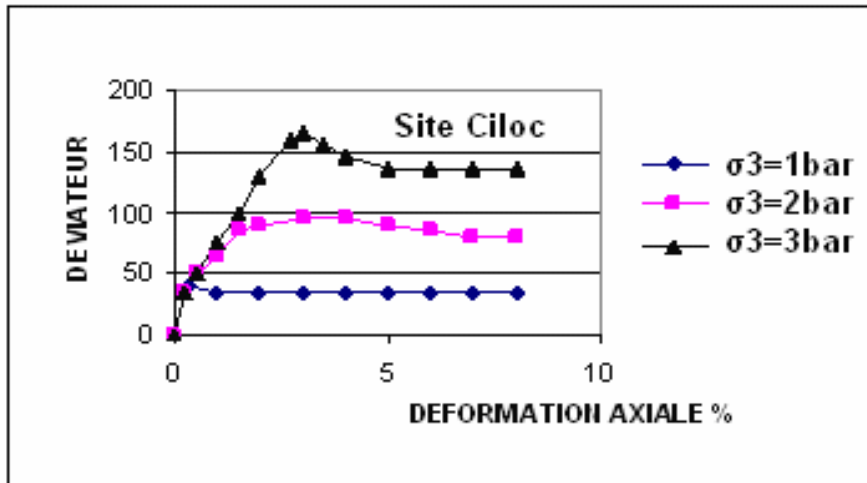


Figure III.3.63 Evolution de la déformation en fonction du déviateur Ciloc profondeur 6m

La figure III.3.63, présente les courbes efforts déformation des échantillons provenant de 6m de profondeur, à faible pression de consolidation on atteint un pic de résistance à une déformation très faible de l'ordre de 0,1%, pour les deux autres essais à valeur intermédiaire de la pression de consolidation le pic se produit pour une valeur de déformation de l'ordre de 2%.

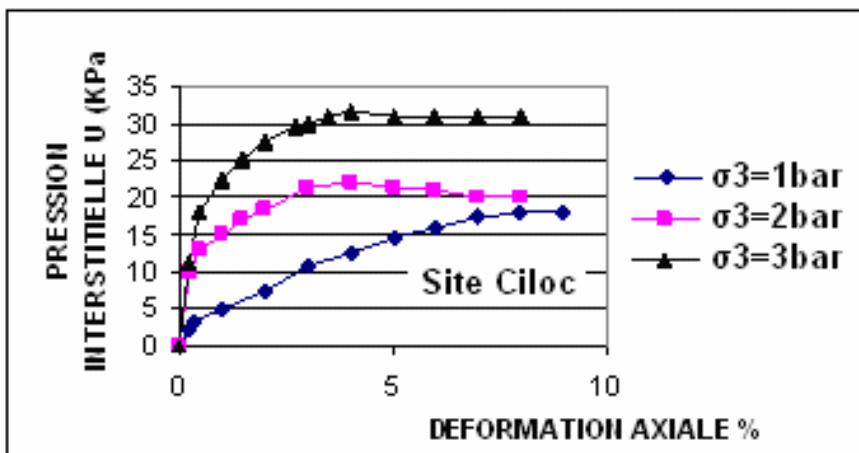
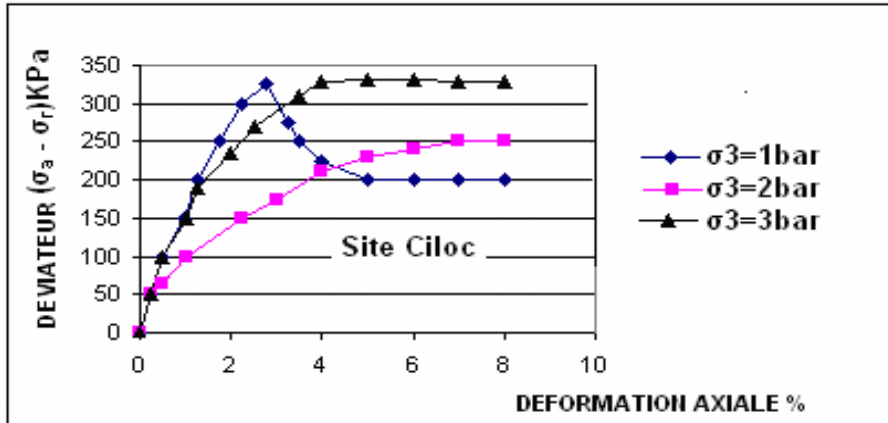


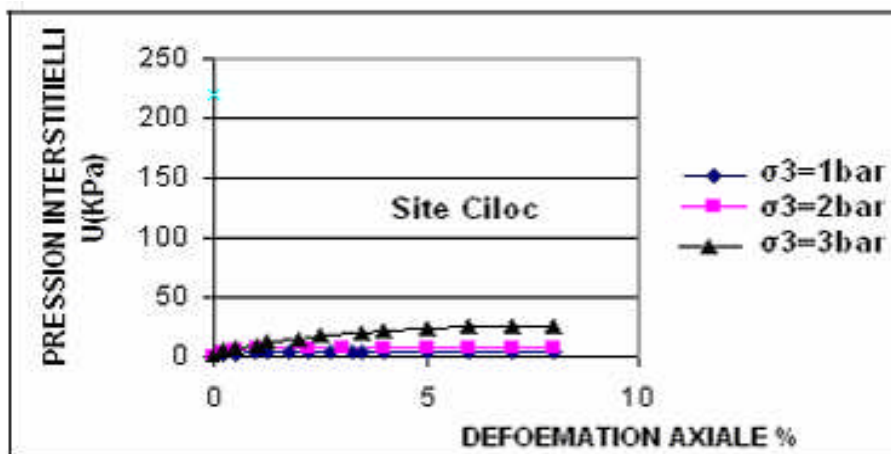
Figure III.3.64 Evolution de la déformation en fonction de la pression Interstitielle Ciloc profondeur 6m

La figure III.3.64, présente la pression interstitielle mesurée par essais non drainés. On observe sur les courbes efforts déformations qu'il y a une augmentation proportionnelle avec l'effort vertical jusqu'à la rupture représentée par la stabilisation de la courbe.



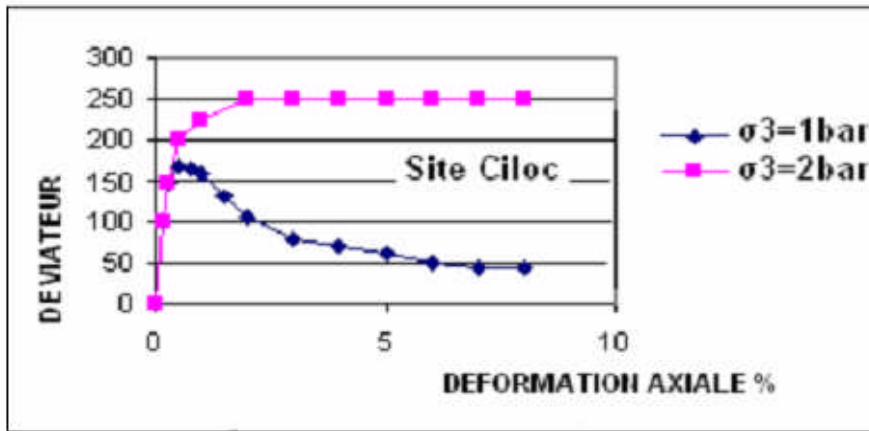
**Figure III.3.65 Evolution de la déformation en fonction du déviateur Ciloc profondeur 8,3-8,9m**

La figure III.3.65, présente les courbes efforts déformations des échantillons provenant de 8m de profondeur, à faible pression de consolidation on atteint un pic bien prononcé et se produit à une valeur de la déformation axiale de l'ordre de 2%, à pression de consolidation intermédiaire le maximum est atteint pour une valeur de la déformation axiale importante. Pour une valeur élevée de la pression de consolidation le maximum est atteint pour une valeur de la déformation de l'ordre de 4%.



**Figure III.3.66 Evolution de la déformation en fonction de la pression Interstitielle Ciloc profondeur 8,3-8,9 m**

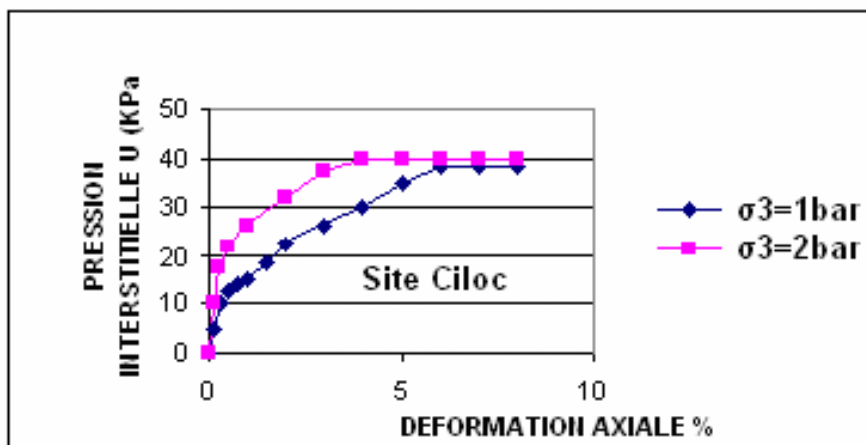
La figure III.3.66, présente la pression interstitielle mesurée par essais non drainés. On observe sur les courbes efforts déformations une très faible pression interstitielle.



**Figure III.3.67 Evolution de la déformation en fonction du déviateur Ciloc profondeur 8,9-9,5 m**

La figure III.3.67, présente les courbes efforts déformations des échantillons provenant de 8,8-9,5m de profondeur, à faible pression de consolidation on atteint un pic de résistance à une déformation très faible de l'ordre de (0,1- 1%), à pression de consolidation plus élevée le maximum est atteint pour une valeur de la déformation maximale de l'ordre de 2%. Ce qui est un signe de bonne qualité des éprouvettes testées, encore que des valeurs inférieures à 0,5 % soient un meilleur gage de non remaniement dans tous les sols argileux naturels.

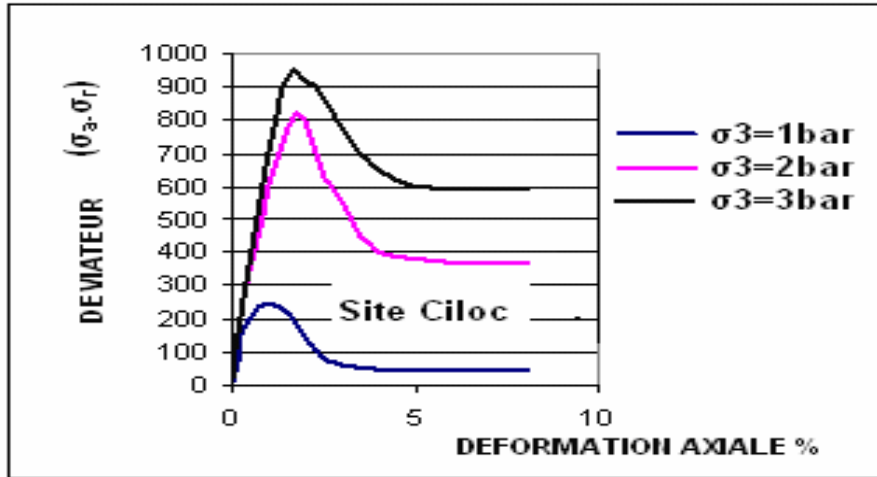
La présence de pic dans la plupart de ces courbes est par contre un bon témoignage du non remaniement des échantillons



**Figure III.3.68 Evolution de la déformation en fonction de la pression Interstitielle Ciloc profondeur 8,9-9,5 m**

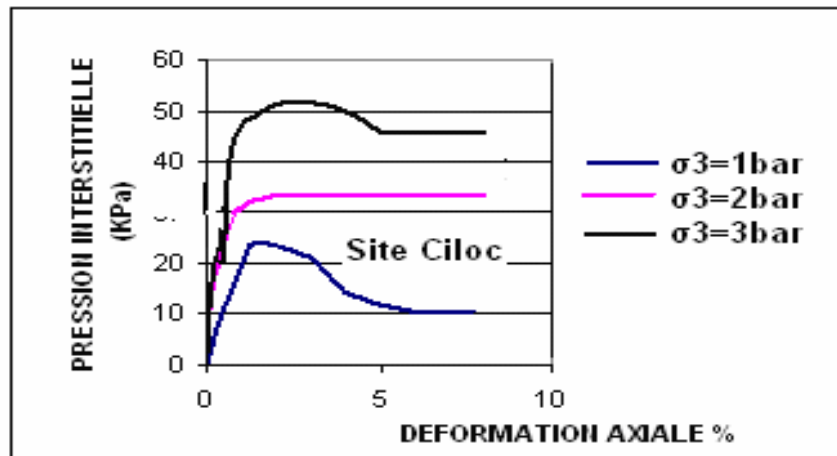


La figure III.3.68, présente la pression interstitielle mesurée par essais non drainés. On observe sur les courbes efforts déformations qu'il y a une augmentation proportionnelle avec l'effort vertical jusqu'à la rupture représentée par la stabilisation de la courbe.



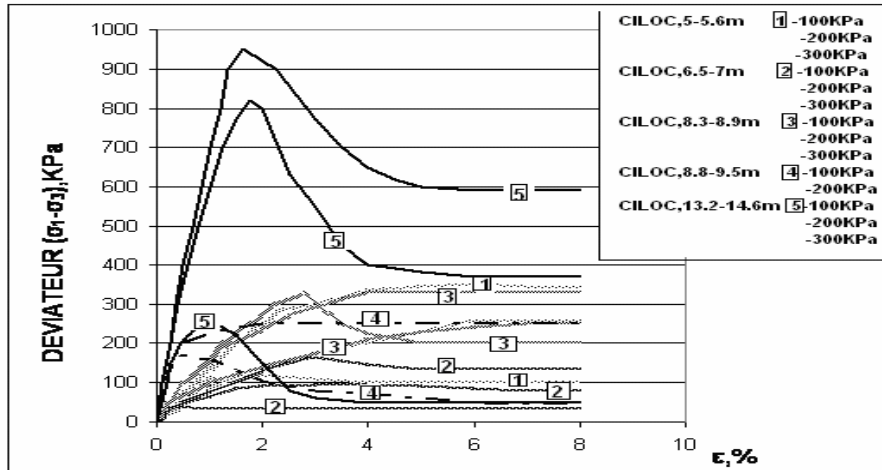
**Figure III.3.69 Evolution de la déformation en fonction du déviateur Ciloc profondeur 13,2-14,6m**

La figure III.3.69, présente les courbes efforts déformations des échantillons provenant de 13,2-14,6m de profondeur, à faible pression de consolidation le pic se produit à une valeur de la déformation axiale de l'ordre de 1%, à pression de consolidation élevée le pic se produit pour les deux essais pour une valeur de la déformation axiale de l'ordre de 2%.



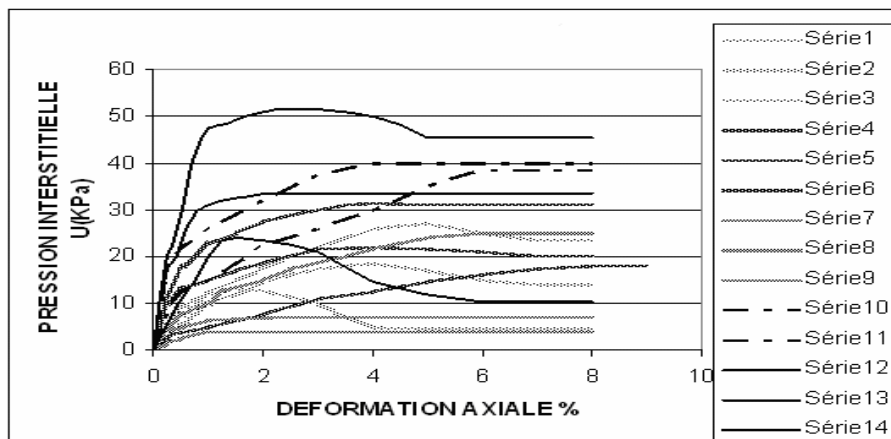
**Figure III.3.70 Evolution de la déformation en fonction de la pression Interstitielle, Ciloc profondeur 13,2-14,6m**

La figure III.3.70, présente la pression interstitielle mesurée par essais non drainés. On observe sur les courbes efforts déformations qu'il y a une augmentation proportionnelle avec l'effort vertical jusqu'à la rupture représentée par la stabilisation de la courbe.



**Figure III.3.7 1 Courbes effort déformation des essais CU+U, des différentes couches Ciloc**

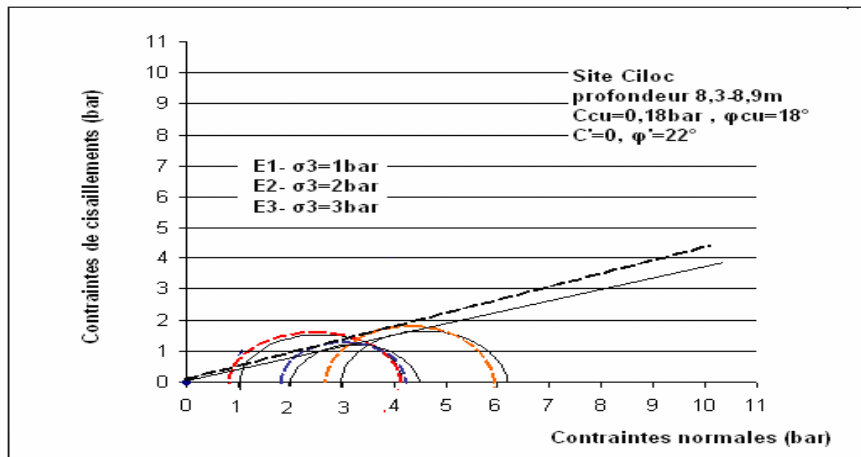
Sur les courbes fig. III.3.71 et fig. III.3.72, nous reportons les courbes de tous les essais de cisaillement et les courbes des pressions interstitielles



**Figure III.3.72 Courbes pression interstitielle déformation des essais CU+U De l'ensemble des essais, site Ciloc**

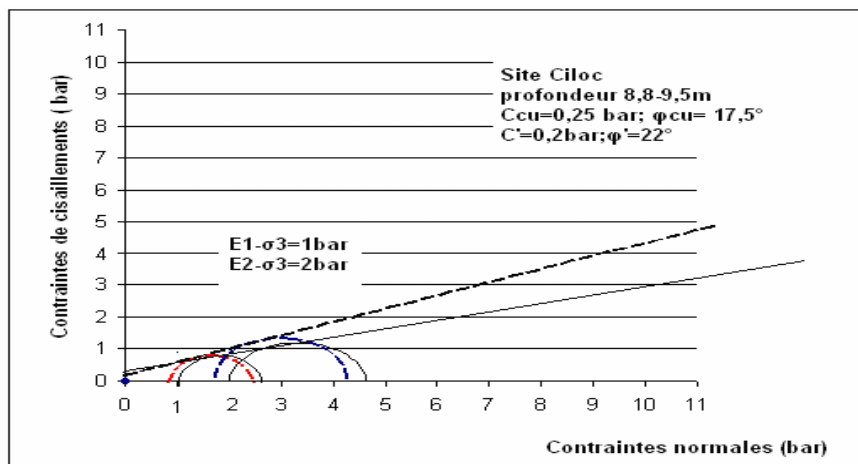
### III-10-2 Analyse 1

Nous traçons sur les figures (III.3.73 et III.3.74), les cercles de Mohr de quelques essais à différentes pressions de confinements.



**Figure III.3.73 Détermination de la droite de rupture dans la représentation De Mohr, Ciloc- profondeur 8m**

Sur la figure III.3.73, nous traçons les cercles de Mohr en terme de contraintes totales, nous obtenons une cohésion  $C_u=0,18$  bars et un angle de frottement  $\varphi_u = 18^\circ$ . En terme de contrainte effective, nous obtenons un angle de frottement  $\varphi' = 22^\circ$  et une cohésion  $C' = 0$  bar.



**Figure III.3.74 Détermination de la droite de rupture dans la représentation de Mohr Ciloc 9m**

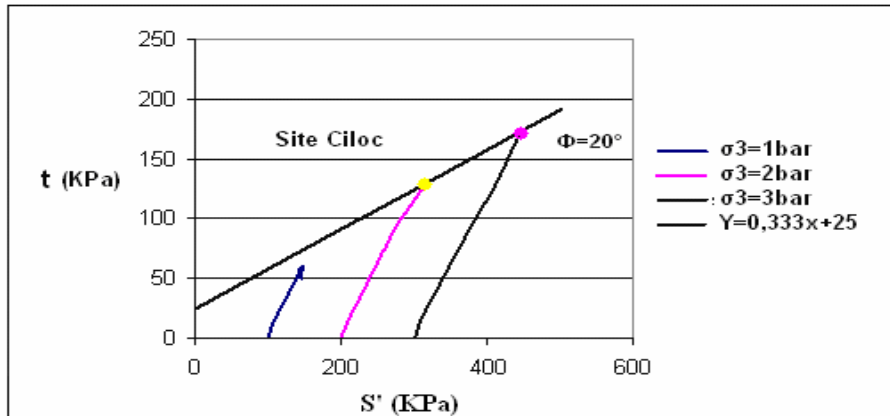
Sur la figure III.3.74 nous traçons les cercles de Mohr en terme de contraintes totales, nous obtenons une cohésion  $C_u=0,25$  bars et un angle de frottement  $\varphi_u = 17,5^\circ$ . En terme de contrainte effective, nous obtenons un angle de frottement  $\varphi' = 22^\circ$  et une cohésion  $C' = 0,2$  bars.

### III-3-10-3 Analyse 2

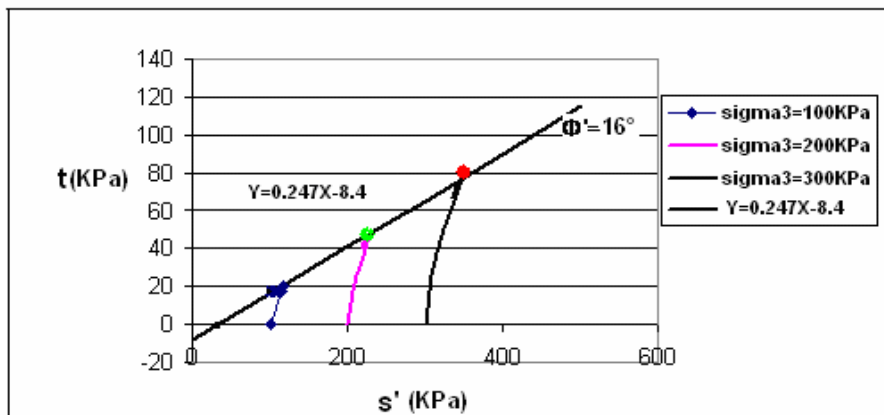
Les chemins de contraintes des différents essais de cisaillements sur éprouvettes cylindriques sont montrés sur les figures (III.3.75 à III.3.78). D'après l'analyse des essais triaxiaux, la

cohésion et l'angle de frottement peuvent être déterminés en traçant les chemins de contraintes jusqu'à la rupture dans le plan (s', t).

La projection du critère de Mohr-Coulomb dans la présentation de Lambe (s', t') (figure III.3.75), consiste en une droite d'équation :  $t' = s' \tan \theta' + t_0$ , avec  $\sin \phi' = \tan \theta'$  qui donne un angle de frottement  $\phi' = 20^\circ$  et une cohésion de  $c' = (t_0 / \cos \phi') = 0,26$  bars.

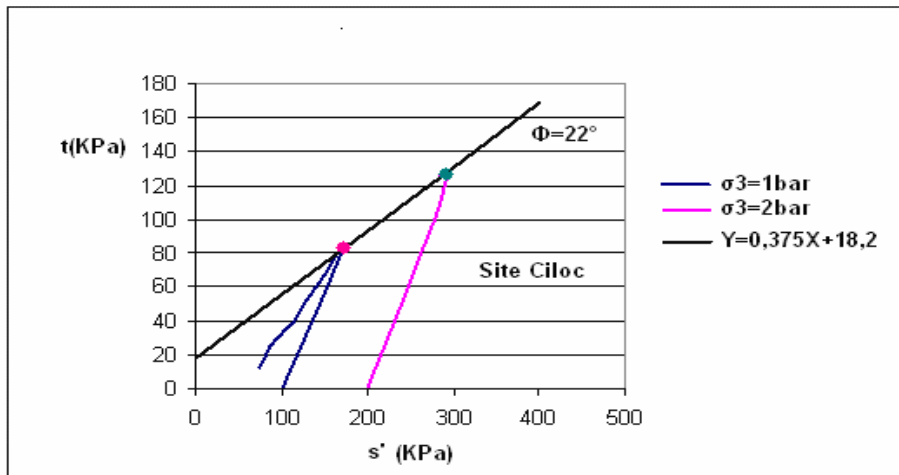


**Figure III.3.75 Détermination de la droite de rupture dans la Représentation de Lambe, Ciloc profondeur 5m**



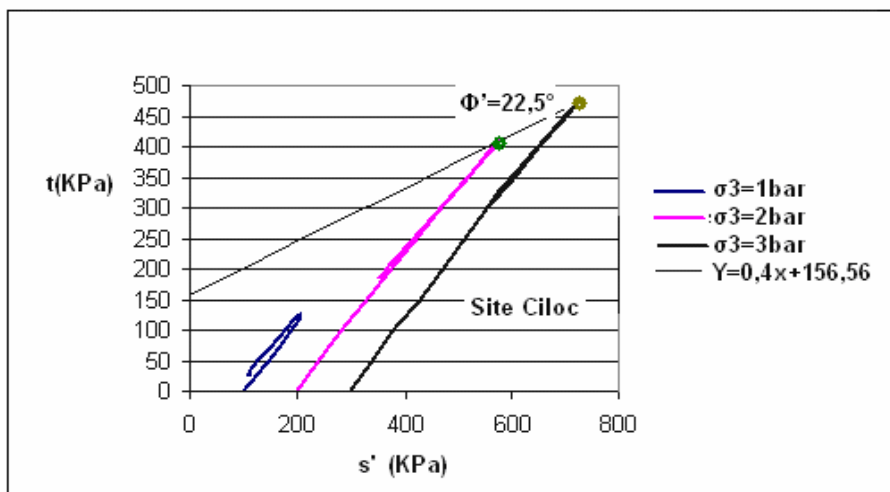
**Figure III.3.76 Détermination de la droite de rupture dans la représentation de Lambe, Ciloc Profondeur 6m**

La projection du critère de Mohr-Coulomb dans la présentation de Lambe (s', t') (figure III.3.76), consiste en une droite d'équation :  $t' = s' \tan \theta' + t_0$ , avec  $\sin \phi' = \tan \theta'$  qui donne un angle de frottement  $\phi' = 16^\circ$  et une cohésion de  $c' = (t_0 / \cos \phi') = 0,083$  bars.



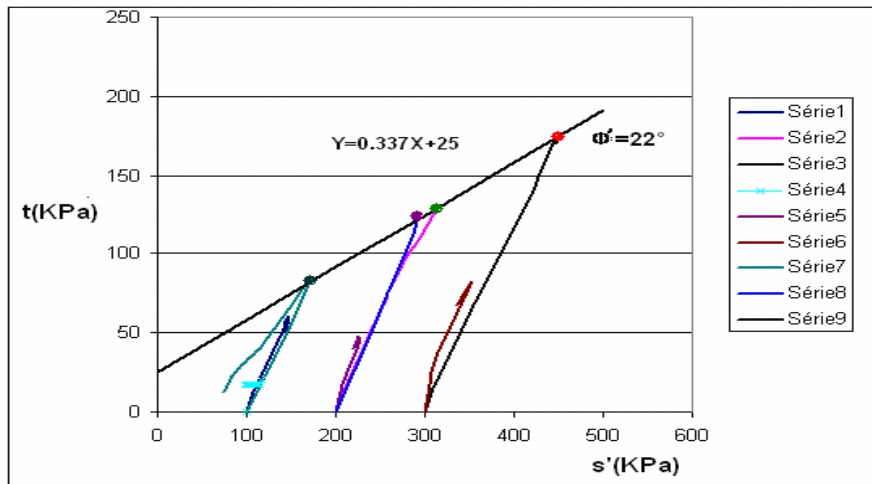
**Figure III.3.77 Détermination de la droite de rupture dans la représentation De Lambe Ciloc-profondeur 8,9-9,5 m**

La projection du critère de Mohr-Coulomb dans la présentation de Lambe ( $s'$ ,  $t'$ ) (figure III.3.77), consiste en une droite d'équation :  $t' = s' \tan \theta' + t_0$ , avec  $\sin \phi' = \tan \theta'$  qui donne un angle de frottement  $\phi' = 22^\circ$  et une cohésion de  $c' = (t_0 / \cos \phi') = 0,19$  bars.



**Figure III.3.78 Détermination de la droite de rupture dans la représentation de Lambe profondeur 13,2-14,6m**

La projection du critère de Mohr-Coulomb dans la présentation de Lambe ( $s'$ ,  $t'$ ) (figure III.3.78), consiste en une droite d'équation :  $t' = s' \tan \theta' + t_0$ , avec  $\sin \phi' = \tan \theta'$  qui donne un angle de frottement  $\phi' = 22,5^\circ$  et une cohésion de  $c' = (t_0 / \cos \phi') = 1,69$  bars.



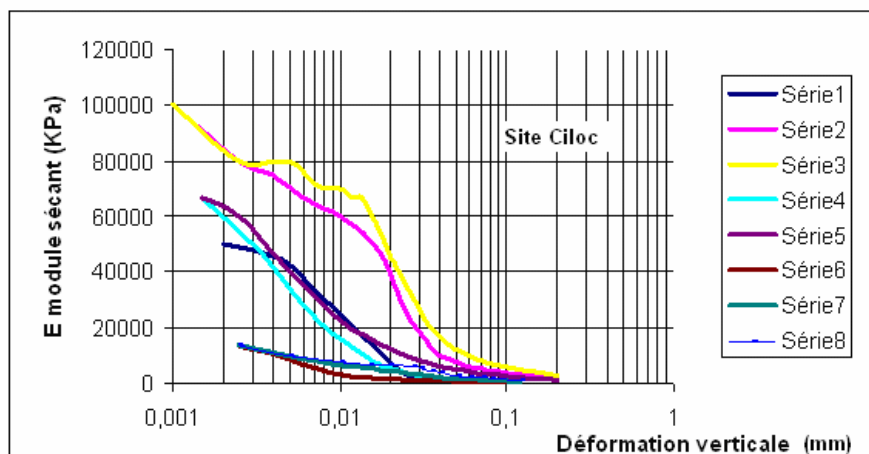
**Figure III.3.79 Détermination de la droite de rupture dans la représentation de Lambe De l'ensemble des résultats sur les différents profondeurs**

Sur la figure III.3.79, en représentant les paramètres moyens de rupture pour l'ensemble des essais, et en portant les courbes de tous les essais sur le même graphique, nous constatons un angle de frottement  $\phi' = 22^\circ$  et une cohésions  $C' = 0,26$  bars. La construction des cercles de Mohr à partir de différents résultats pour la profondeur 8,3-8,9 m donne un angle de frottement  $\phi' = 22^\circ$  et une cohésion  $C' = 0$  bar.

La représentation de Lambe pour la même profondeur donne un angle de frottement  $\phi' = 22^\circ$  et une cohésion de  $C' = 0$  bar.

#### III-3-10-4 Détermination du module sécant en fonction de la déformation site Ciloc

D'après la figure III.3.80, on constate un module sécant moyen de 24800 KPa à 1% de déformation vertical



**Figure III.3.80 Evolution du module sécant en fonction De la déformation verticale, site Ciloc**

### III-3-10-5 Détermination de $K_0$ site Ciloc

Sur la figure III.3.81, nous avons représenté l'évolution du coefficient  $K_0$  dans le domaine élastique pour le site Ciloc, on constate que les différents essais ont une évolution très similaire du coefficient et donne la même valeur du coefficient  $K_0 = 0,625$

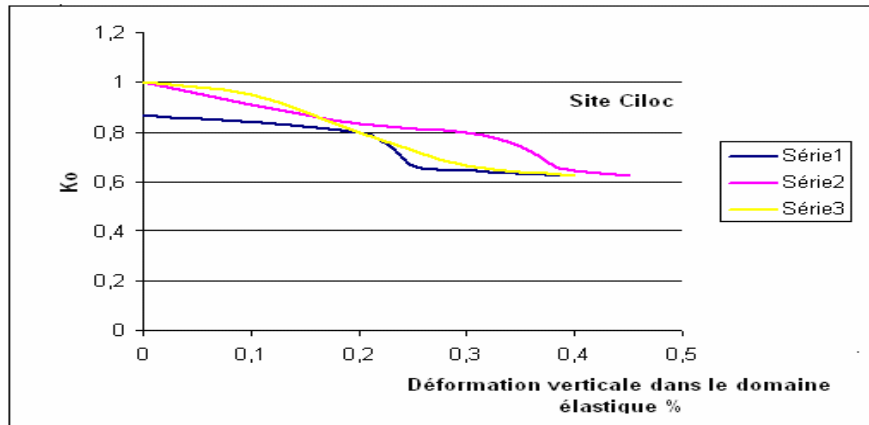


Figure III.3.81 Convergence du coefficient  $K_0$  pour différents essais  
Sous différentes contraintes latérales effective, site Ciloc

### III-3-11 Essais triaxiaux consolidé non drainé (CU+U) Site Ain el Bey

Nous présentons les résultats des essais triaxiaux non drainés avec mesure de la pression interstitielle, ces essais commencent par une phase de saturation, et ont été réalisés sous une contre pression de 300 KPa, ces éprouvettes ont été consolidées de manière isotrope, voir figures (III.3.82 à III.3.83), et cisillées sous une vitesse de 0,01mm/mn. En terme de variation du déviateur et de la pression interstitielle pendant le cisaillement en fonction de la déformation axiale. Les courbes des figures (III.3.84 à III.3.88), correspondant aux essais triaxiaux CIU de compression non drainée avec mesure de la pression interstitielle.

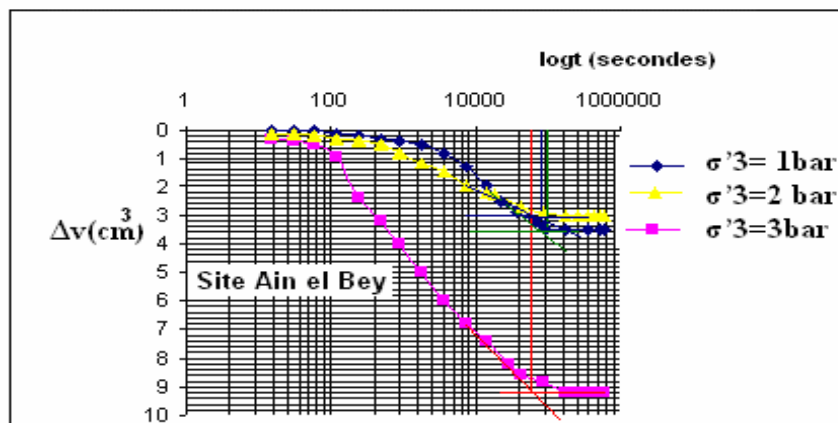


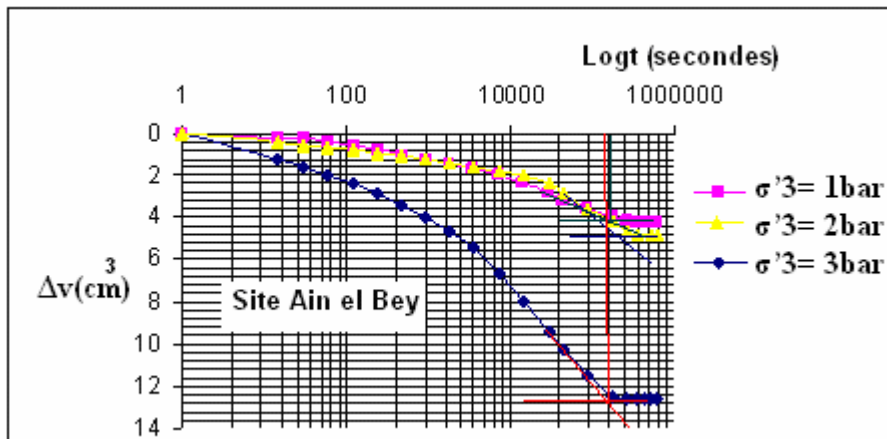
Figure III.3.82 Courbe de consolidation en fonction du  $\log t$ , pour les  
Triaxiaux CD, site Ain el Bey, profondeur 13-13,5m

La figure III-3-82, représente le résultat d'essai de consolidation pour le sol prélevé à 3,78-4,37m de profondeur. Les résultats moyens à cette profondeur sont :

$$C_v = (T_v)_{50} d^2 / t_{50}. \text{ Avec } t_{50} = 6300s.$$

d est la moitié de l'épaisseur moyenne de l'échantillon pour un accroissement particulier des contraintes. La valeur de  $T_v$  donnant  $U=50\%$  est égale à 0,196

$$C_v = [0,197(0,5895)^2 / 6300s] = 1,8 \cdot 10^{-5} \text{ c m}^2/\text{s}.$$



**Figure III.3.83 Courbe de consolidation en fonction du logt, Ain el Bey  
Pour les triaxiaux CD, Profondeur 15-16m**

La figure III-3-83, représente le résultat d'essai de consolidation pour le sol prélevé à 3,78-4,37m de profondeur. Les résultats moyens prélevés à cette profondeur sont :

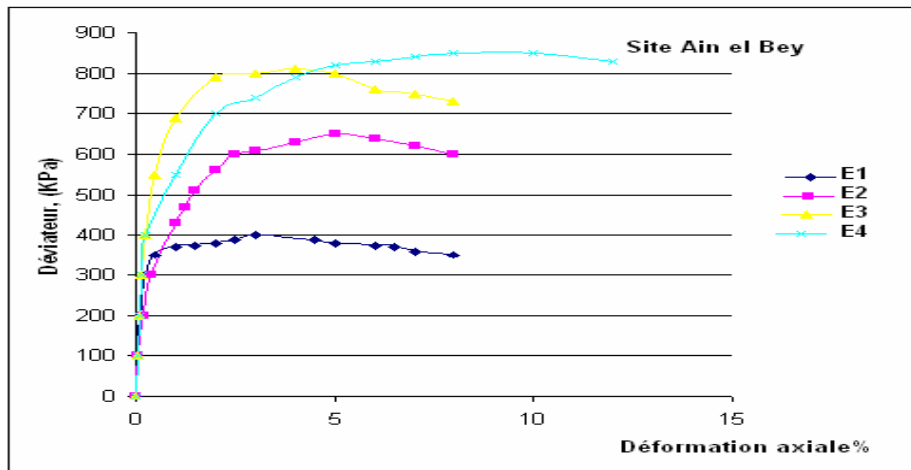
$$C_v = (T_v)_{50} d^2 / t_{50}. \text{ Avec } t_{50} = 14400s.$$

d est la moitié de l'épaisseur moyenne de l'échantillon pour un accroissement particulier des contraintes. La valeur de  $T_v$  donnant  $U=50\%$  est égale à 0,196.

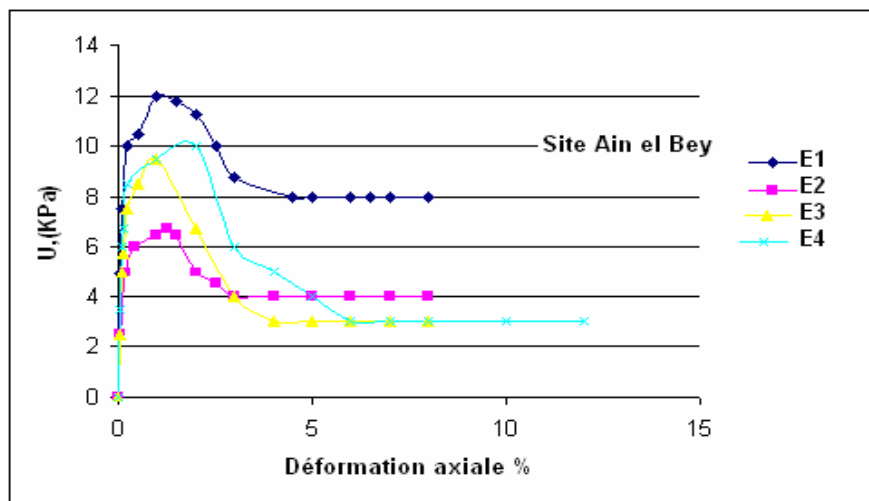
### III-3-11-1 Cisaillement

La figure III.3.84, présente les courbes efforts déformations des échantillons provenant de 13-13,5m de profondeur, à faible pression de consolidation on atteint le maximum à très faible déformation axiale de l'ordre de 0,5%, à pression de consolidation plus élevée le maximum est atteint pour la valeur de déformation axiale de l'ordre de 2%.



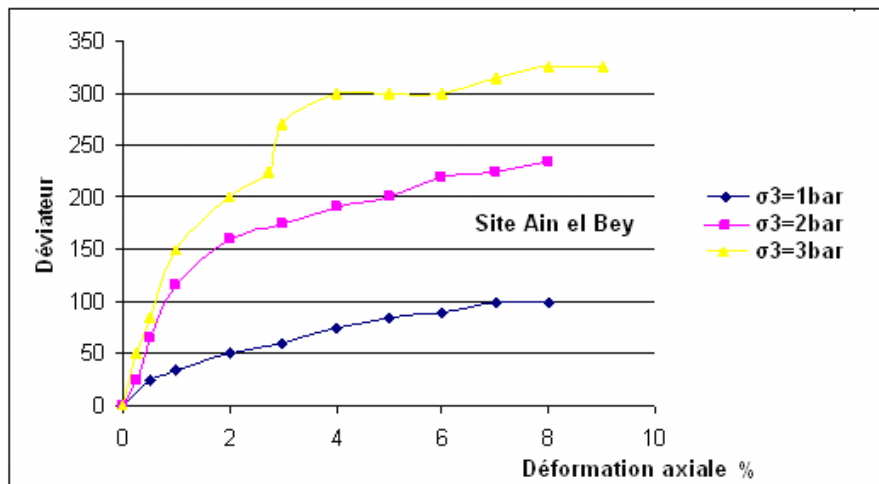


**Figure III.84 Evolution de la déformation en fonction du déviateur Ain el Bey, profondeur 13m**



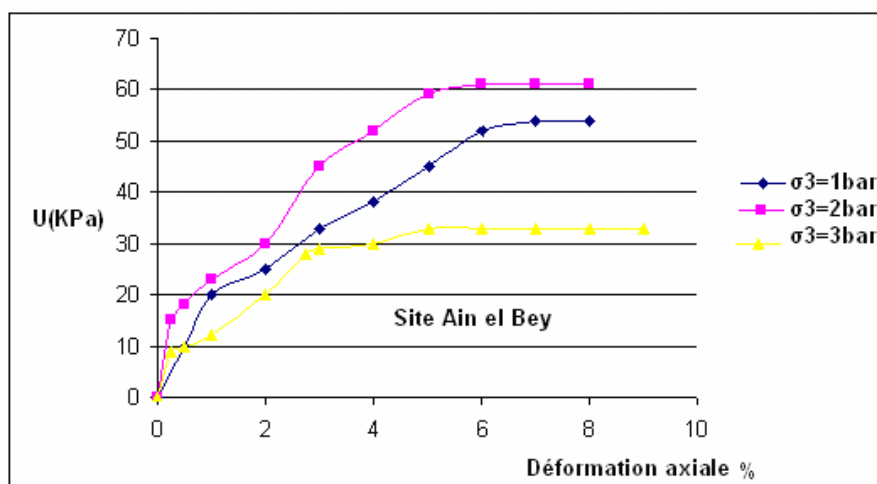
**Figure III.3.85 Evolution de la déformation en fonction de la pression interstitielle Ain el Bey, profondeur 13m**

La figure III.3.85, présente la pression interstitielle mesurée par essais non drainés. On observe sur les courbes efforts déformations qu'il y a une augmentation proportionnelle avec l'effort vertical jusqu'à la rupture représentée par la stabilisation de la courbe.



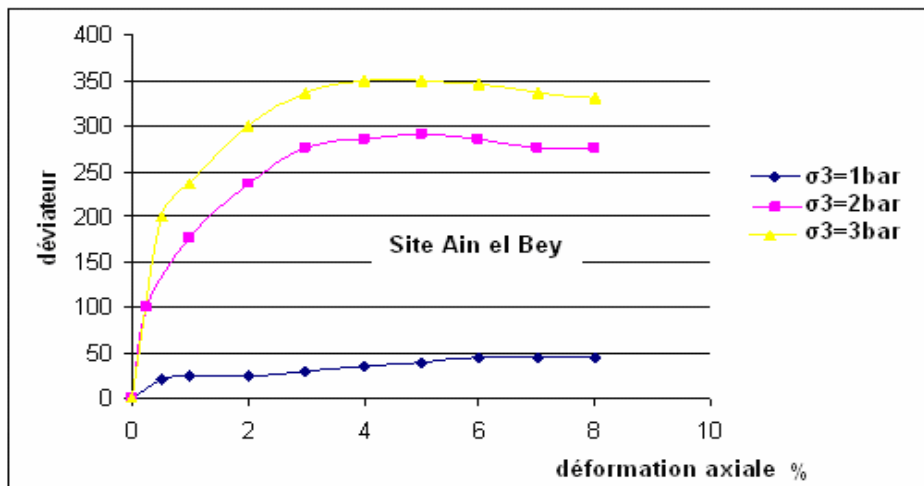
**Figure III.3.86 Evolution de la déformation en fonction du déviateur  
Ain el Bey, profondeur 15-16m**

La figure III.3.86, présente les courbes efforts déformation des échantillons provenant de 15-16m de profondeur, à faible pression de consolidation on remarque que le maximum est atteint pour une déformation axiale importante, à pression de consolidation élevée un comportement écrouis.



**Figure III.3.87 Evolution de la déformation en fonction de la pression interstitielle  
Ain el Bey, profondeur 15-16m**

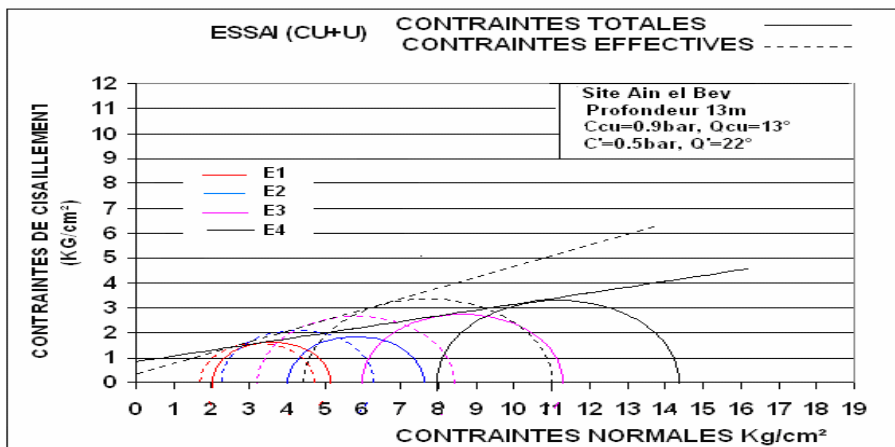
La figure III.3.87, présente la pression interstitielle mesurée par essais non drainés. On observe sur les courbes efforts déformations qu'il y a une augmentation proportionnelle avec l'effort vertical jusqu'à la rupture représentée par la stabilisation de la courbe



**Figure III.3.88 Evolution de la déformation en fonction du déviateur Ain el Bey, Profondeur 17m**

La figure III.3.88, présente les courbes efforts déformation des échantillons provenant de 17 de profondeur, a faible pression de consolidation on remarque que le maximum est atteint pour une déformation axiale très faible de l'ordre de 0,1%, a pression de consolidation élevée le maximum est atteint à 4%.

### III-3-11-1Analyse 1



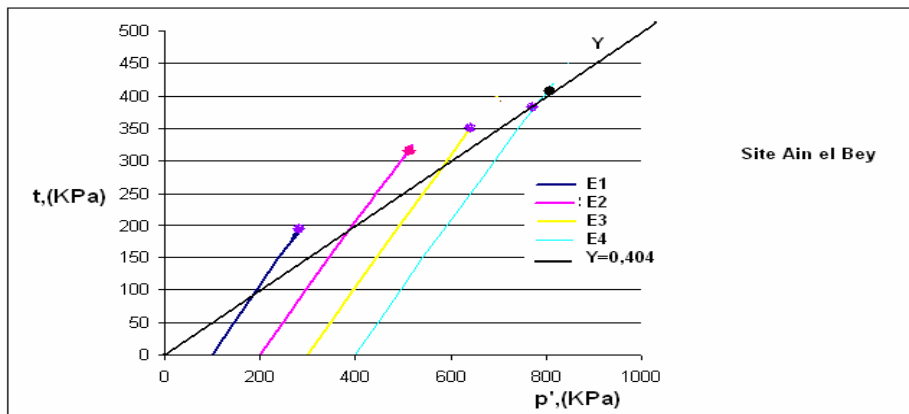
**Fig. III.3.89 Détermination de la droite de rupture dans la représentation de Mohr Ain el Bey 13m**

Sur la figure III.3.89, nous avons superposé les essais dans la représentation de Mohr, la construction du cercle de Mohr en contraintes totales donne un angle de frottement  $\phi_u = 13^\circ$  et une cohésion  $C_u = 0,9 \text{ bar}$ .

La même construction en contraintes effectives donne un angle de frottement  $\phi' = 22^\circ$  et une cohésion  $C' = 0,5 \text{ bar}$

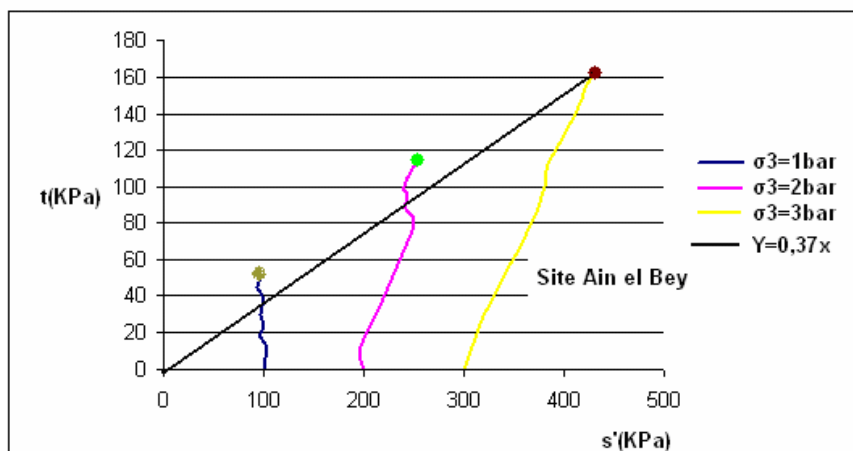
### III-3-11-2 Analyse

Pour la détermination des paramètres de résistance en contraintes effectives, on a utilisé la représentation de Lambe avec en abscisse la pression moyenne  $s'$  et en ordonnée le déviateur des contraintes  $t$ , la projection du critère de Mohr-Coulomb dans la représentation de Lambe ( $s'$ ,  $t$ ).



**Figure III.3.90 Détermination de la droite de rupture dans la représentation De Lambe, Ain el Bey profondeur 13m**

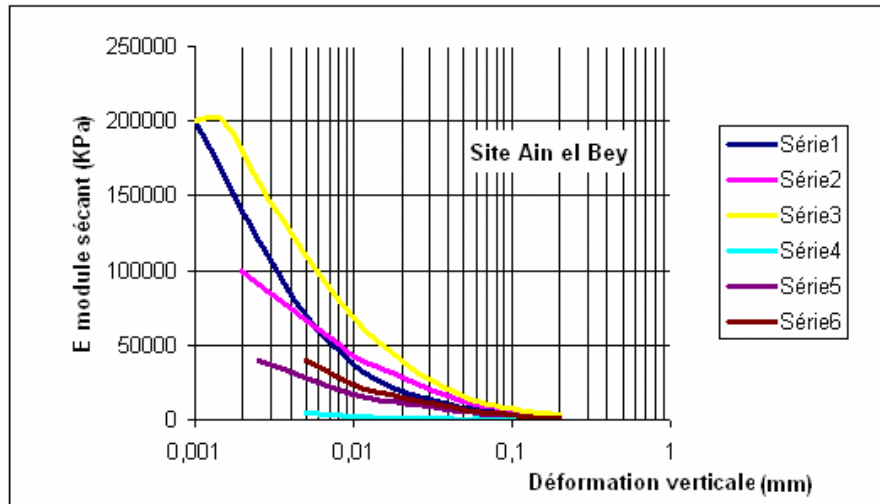
D'après l'analyse des essais triaxiaux la cohésion et l'angle de frottement peuvent être déterminés en traçant les chemins de contraintes jusqu'à la rupture dans le plan ( $s'$ ,  $t$ ) figure III.90, L'angle de frottement  $\phi' = 22^\circ$  et une cohésion  $C' = 0 \text{ bar}$



**Figure III.3.91 Détermination de la droite de rupture dans la représentation De Lambe Ain el Bey profondeur 15-16m**

La projection du critère de Mohr-Coulomb dans la présentation de Lambe ( $s'$ ,  $t'$ ) (figure III.3.91), consiste en une droite d'équation :  $t' = s' \tan \theta' + t_0$ , avec  $\sin \phi' = \tan \theta'$  qui donne un angle de frottement  $\phi' = 22^\circ$  et une cohésion  $c' = 0 \text{ bar}$ .

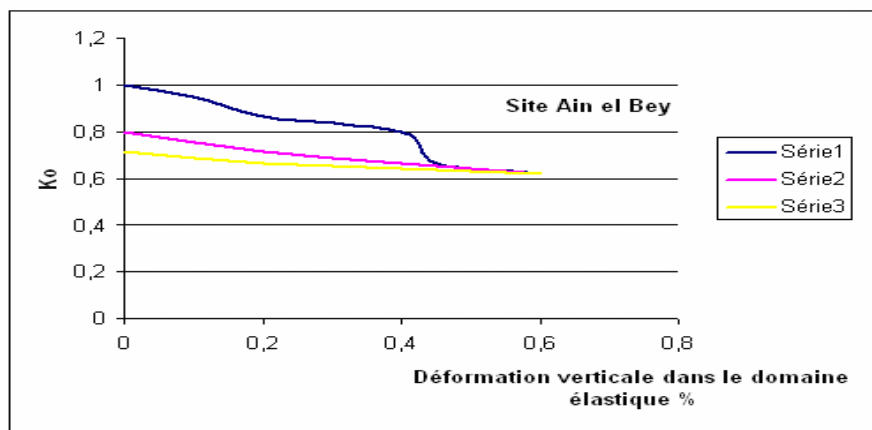
### III-3-11-3 Détermination du module sécant en fonction de la déformation site Ain el Bey



**Figure III.3.92 Evolution du module sécant en fonction de la déformation verticale Site Ain el Bey**

D'après la figure III.3.92, le module sécant moyen à 1% de déformation verticale, est de 22000 KPa

### III-3-11-4 Détermination de $K_0$ site Ain el Bey



**Figure III.3.93 Convergence du coefficient  $K_0$  pour les différents essais réalisés Sous différentes contraintes latérales effectives, site Ain el Bey**

Sur la figure III.3.93, nous avons représenté l'évolution du coefficient  $K_0$  dans le domaine élastique pour le site Ain el Bey, on constate que les différents essais ont une évolution très similaire du coefficient et donne la même valeur du coefficient  $K_0 = 0,625$

### III-3-12 Essais triaxiaux consolidés non drainés (CU+U) Site Boussouf

#### III-3-12-1 Phase de saturation

Ces essais ont été réalisés sous une contre pression de 11,8 bars.

#### III-3-12-2 Phase de consolidation

Les différentes éprouvettes ont été consolidées de manière isotrope à des valeurs entourant la contrainte verticale en place estimée à 100, 200 et 300 KPa.

La consolidation est obtenue en un temps de 48H.

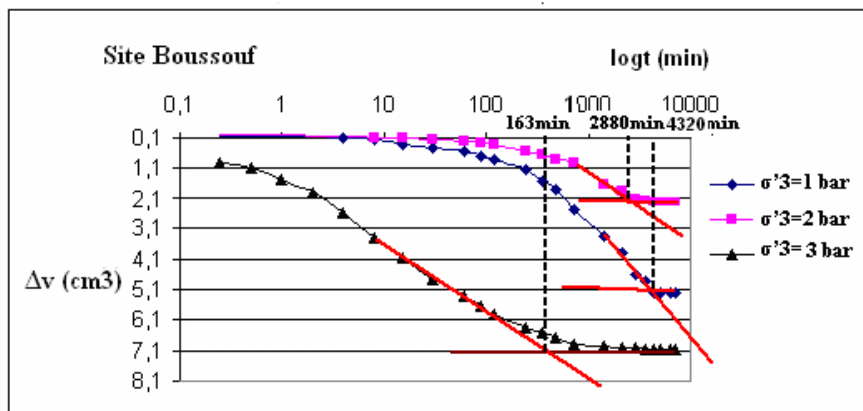


Figure III.3.94 Courbe de consolidation en fonction du log t Boussouf, pour les triaxiaux CD, profondeur 7,2-8m

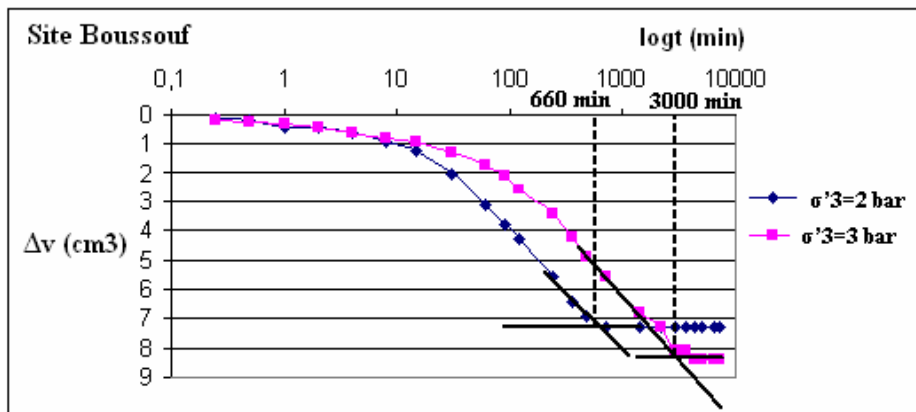


Figure III.3.95 Courbes de consolidation en fonction du log t Boussouf, pour les triaxiaux CD, profondeur 14m

Les figures III.3.94 et III.3.95, représentent les résultats d'essai de consolidation pour le sol prélevé à 7,2-8m et 14m profondeur.

Les résultats moyens prélevés à ces profondeurs sont :  $C_v = (T_v)_{50} d^2/t_{50}$ .

Avec  $t_{50} = 10680$  s.

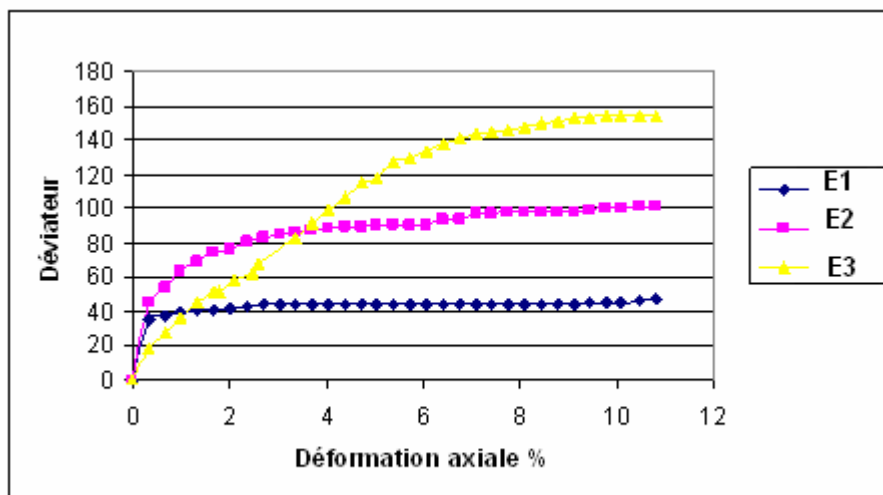
d est la moitié de l'épaisseur moyenne de l'échantillon pour un accroissement particulier des contraintes. La valeur de  $T_v$  donnant  $U=50\%$  est égale à 0,196

$$C_v = [0,197(0,5895)^2 / 10680s] = 6,4 \cdot 10^{-5} \text{ c m}^2/\text{s}$$

### III-3-12-3 Phase de cisaillement

Nous présentons les résultats des essais triaxiaux non drainés avec mesure de la pression interstitielle, en terme de variation du déviateur et de la pression interstitielle pendant le cisaillement en fonction de la déformation axiale.

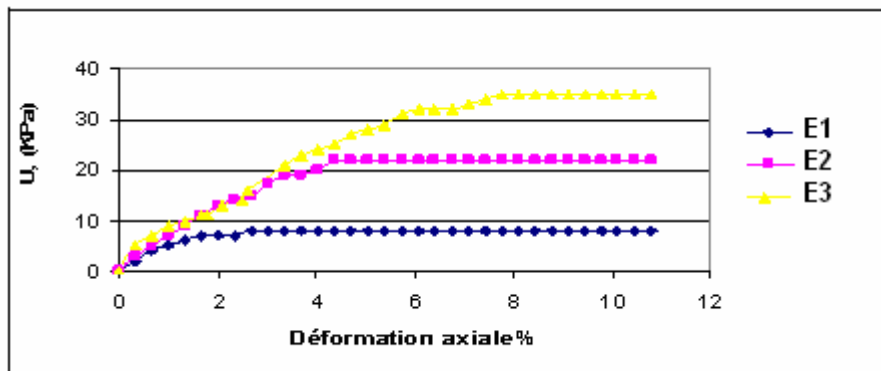
Les courbes des figures (III.3.96 à III.3.99), correspondant aux essais triaxiaux CIU de compression non drainée avec mesure de la pression interstitielle.



**Figure III.3. 96 Evolution de la déformation en fonction du déviateur  
Boussouf Profondeur 7,2- 8,00m**

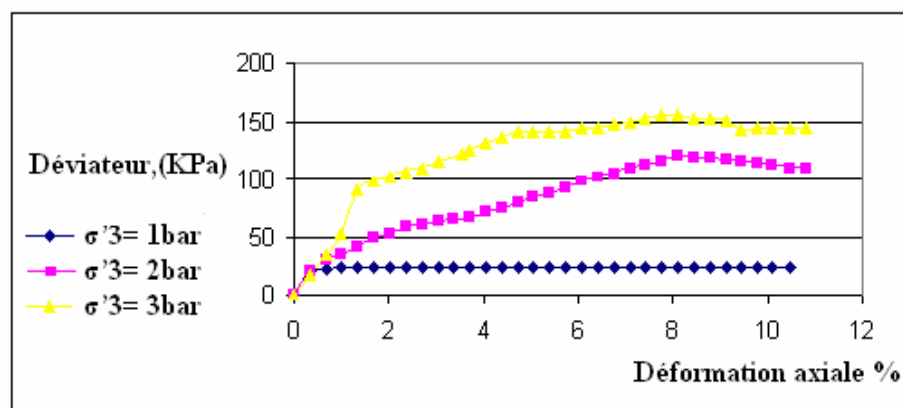
La figure III.3.96, présente les courbes efforts déformations des échantillons provenant de 7,2-8m de profondeur, à faible pression de consolidation on remarque que le maximum est atteint

A une déformation de 0,1%, à pression de consolidation intermédiaire le pic est moins prononcé et se produit à une déformation de 2,5% à une valeur de consolidation élevée le déviateur de contrainte croit constamment jusqu'à des niveaux de déformation importants.



**Figure III.3.97 Evolution de la déformation en fonction de la pression Interstitielle, Boussouf profondeur 7,2-8 m**

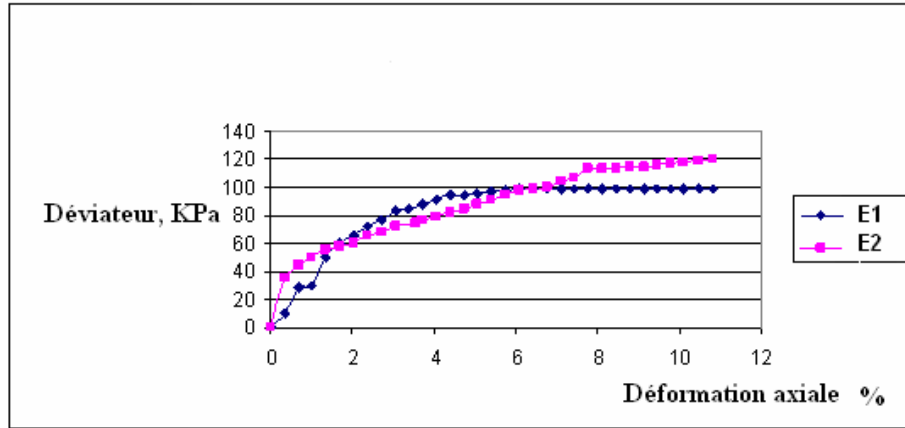
La figure III.3.97, présente la pression interstitielle mesurée par essais non drainés. On observe sur les courbes efforts déformations qu'il y a une augmentation proportionnelle avec l'effort vertical jusqu'à la rupture représentée par la stabilisation de la courbe.



**Figure III.3. 98 Evolution de la déformation en fonction du déviateur Profondeur 14m**

La figure III.3.98, présente les courbes effort déformation des échantillons provenant de 14 m de profondeur ; à faible pression de consolidation on atteint un pic de résistance à une déformation très faible de l'ordre de 0,1%. A pression de consolidation élevée le déviateur des contraintes croit jusqu'à des déformations importantes.

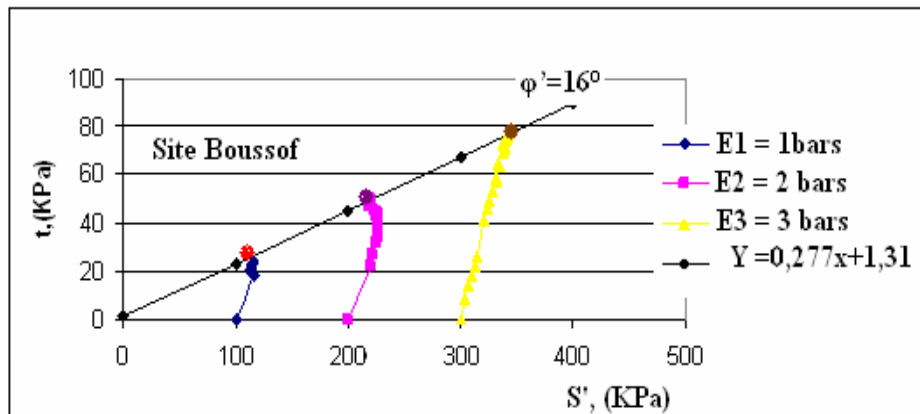




**Figure III.3. 99 Evolution de la déformation en fonction de la pression Interstitielle, Boussof profondeur 14m**

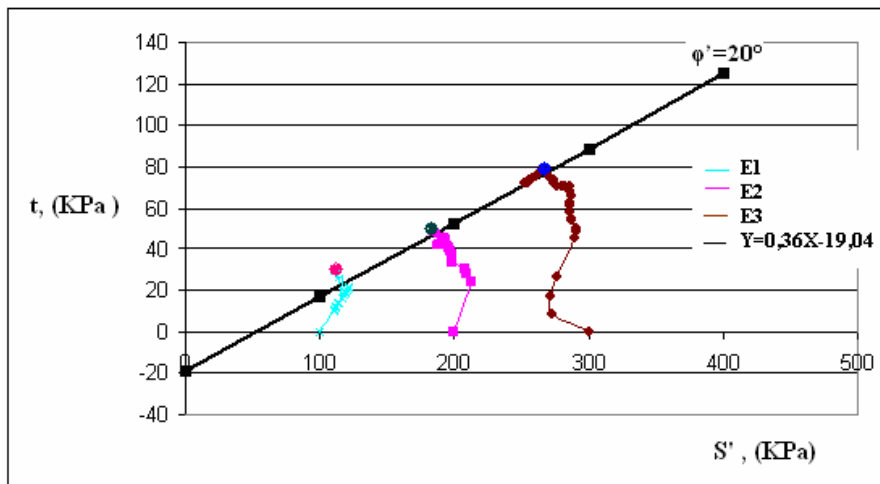
La figure III.3.99, présente la pression interstitielle mesurée par essais non drainés. On observe sur les courbes efforts déformations qu'il y a une augmentation proportionnelle avec l'effort vertical jusqu'à la rupture représentée par la stabilisation de la courbe.

#### III-3-12-4 Analyses



**Figure III.3. 100 Détermination de la droite de rupture dans la représentation De Lambe, Boussof- Profondeur 7,2-8,00m**

La projection du critère de Mohr-Coulomb dans la présentation de Lambe ( $s'$ ,  $t'$ ) (figure III.3.100, consiste en une droite d'équation :  $t' = s' \tan \theta' + t_0$ , avec  $\sin \phi' = \tan \theta'$  qui donne un angle de frottement  $\phi' = 16^\circ$  et une cohésion  $c' = 0 \text{ bar}$ .



**Figure III.3. 101 Représentation de la droite de rupture dans la représentation De Lambe, Boussouf- profondeur 14m**

La projection du critère Mohr Coulomb dans la représentation Lambe ( $s', t$ ) consiste en une droite d'équation  $t' = s' \tan \theta' + t_0$  avec  $\sin \phi' = \tan \theta' = 0,36$ , ce qui donne un angle de frottement de  $20^\circ$  figure III.3.101.

### III-3- 13 Conclusion

L'étude en laboratoire de l'argile de Constantine a permis de déterminer un ensemble de données pour la caractérisation de ces formations argileuses. L'examen des caractéristiques d'identification fait apparaître :

Que l'argile de Constantine est une argile limoneuse parfois sableuse de moyenne à forte plasticité saturée et surconsolidée.

Les terrains surconsolidés sont généralement fissurés et présentent une tendance à la fissuration qui favorise les cheminements préférentiels de l'eau dans le terrain, sans forcément avoir une nappe phréatique stable et homogène.

Pour les essais triaxiaux nous constatons, que les variations du déviateur de contraintes en fonction de la déformation axiale correspondant aux essais triaxiaux CU+U, passent pour certains par un pic assez faible de la déformation de l'ordre de 2% au plus.

Pour certains essais, les courbes de cisaillement présentent des pics moins prononcés et montrent que le matériau n'arrive à son état critique qu'à grandes déformations verticales, pour d'autres la résistance des argiles croît régulièrement avec la déformation.

Les courbes des pressions interstitielles/déformations obtenues dans les essais CU avec mesure de U, présentent généralement un maximum aux petites déformations qui décroît progressivement avec les grandes déformations jusqu'à une stabilisation dans l'état critique.

Les cheminements de contraintes effectives suivis dans les essais CU+ U sur les échantillons provenant de différentes profondeurs et de différents sites montrent que les contraintes à grande déformation de tous les essais CU+U semblent tendre vers une enveloppe unique, correspondante à la ligne d'état critique de l'argile de Constantine. Cette ligne est définie par  $\varphi' = 22^\circ$ .

Ces essais nous ont permis aussi d'avoir des conclusions sur la résistance des sols étudiés :

Elle présente un comportement élastique parfaitement plastique dont les paramètres ont été déterminés uniquement à partir des essais de laboratoire. Ces essais ont pour but de déterminer les caractéristiques de cisaillements et de rupture de l'argile de Constantine et de déterminer sa courbe d'état limite et de positionner également la droite d'état critique.

#### IV Synthèse des résultats obtenus sur les sites de Constantine

Il est depuis longtemps reconnu que le comportement des sols dépend de leur minéralogie de leur granulométrie et de leur histoire géologique d'après ce panorama d'essais, on essaye de faire une synthèse des résultats des argiles du miocène.

##### IV-1 Composition minéralogique

Des analyses minéralogiques ont été réalisées sur des échantillons provenant des différents sites, le principal minéral rencontré est la Kaolinite. Les analyses granulométriques effectuées sur différents échantillons montrent bien que ces sols présentent une fraction argileuse importante, la fraction colloïdale est également importante puisque à Ain el Bey, Boussouf, Ciloc et Bellevue, le tamisat à  $2\mu\text{m}$  est compris entre 20 et 40 %.

D'après le coefficient d'activité de Skempton ( $A_c$ ), ces sols peuvent être considérés comme inactifs ou ayant une activité normale voir figure IV-1

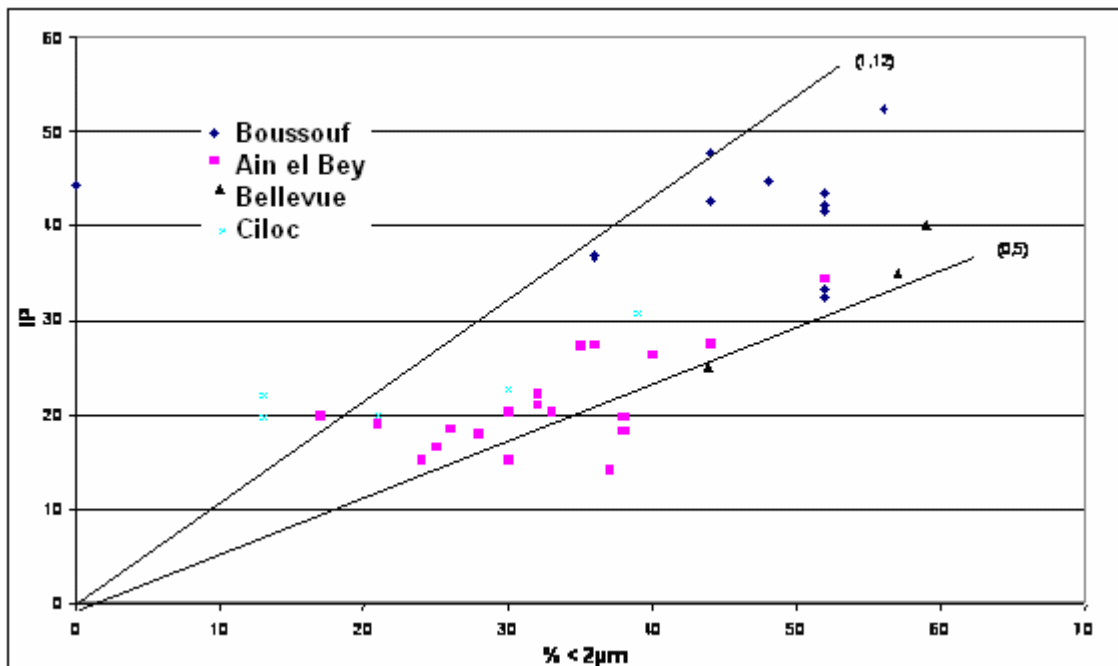


Figure IV.1 Activité des argiles de Constantine

Malgré l'importance de la fraction argileuse, l'ensemble des valeurs de l'activité ( $A_c$ ) des sites étudiés est situé entre les droites de pentes comprises entre 0.5 et 1.12.

## IV-2 Classification des sols

L'ensemble des résultats des essais des limites d'Atterberg effectués sur échantillons en provenance des différents sites se positionne sur l'abaque de Casagrande dans une zone bien définie, parallèle à la ligne « A » et juste au dessus de celle-ci, la plus part des échantillons correspondent à des argiles de plasticité moyenne Ap, avec des valeurs de  $I_p$  comprise entre 15 et 45 % voir figure IV-2.

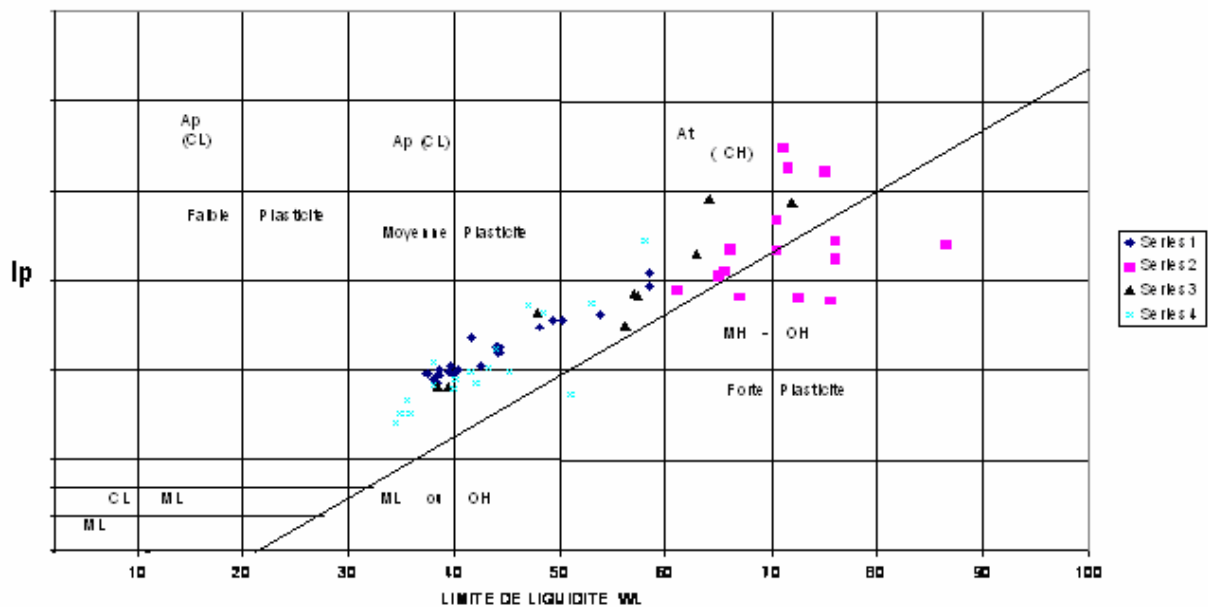


Figure IV.2  $I_p$  en fonction de WL pour les argiles de Constantine

## IV-3 Corrélation de paramètres non drainés des argiles de Constantine

Pour permettre une vue général sur les principales caractéristiques mécaniques des argiles de Constantine, on présente ici une analyse de quelques une de ces propriétés, les caractéristiques géotechniques principales pour les études sont la résistance au cisaillement et la compressibilité.

### IV-3-1 Relation entre la résistance au cisaillement et l'indice de plasticité

Dans la pratique des études de sols, notamment les sols argileux, nécessitent une bonne connaissance de la cohésion non drainée  $C_u$ , ainsi que de son augmentation en fonction de la pression de consolidation Byerrum (1967) ont montré que le vieillissement des argiles sous

contraintes effectives constantes produit une réduction d'indice des vides par suite des déformations secondaires, et que cette réduction d'indice des vides résulte en un accroissement de la pression de préconsolidation.

Byerrum (1973) a indiqué que cet effet était d'autant plus prononcé que l'argile était plastique et il a présenté des résultats expérimentaux en terme de courbes  $\sigma'_p / \sigma'_{v0}$  et  $c_u / \sigma'_{v0}$ . Pour des argiles jeunes et vieilles, la figure IV.4, présente la courbe  $c_u / \sigma'_p$  d'une argile vieillie et Skempton a également indiqué cet effet figure IV.5, on constate bien que ces résultats coïncident avec les résultats trouvés sur l'argile de Constantine figure IV.3, on remarque bien d'après ces figures une augmentation du rapport avec l'indice de plasticité et que cet effet était d'autant plus prononcé que l'argile était plastique.

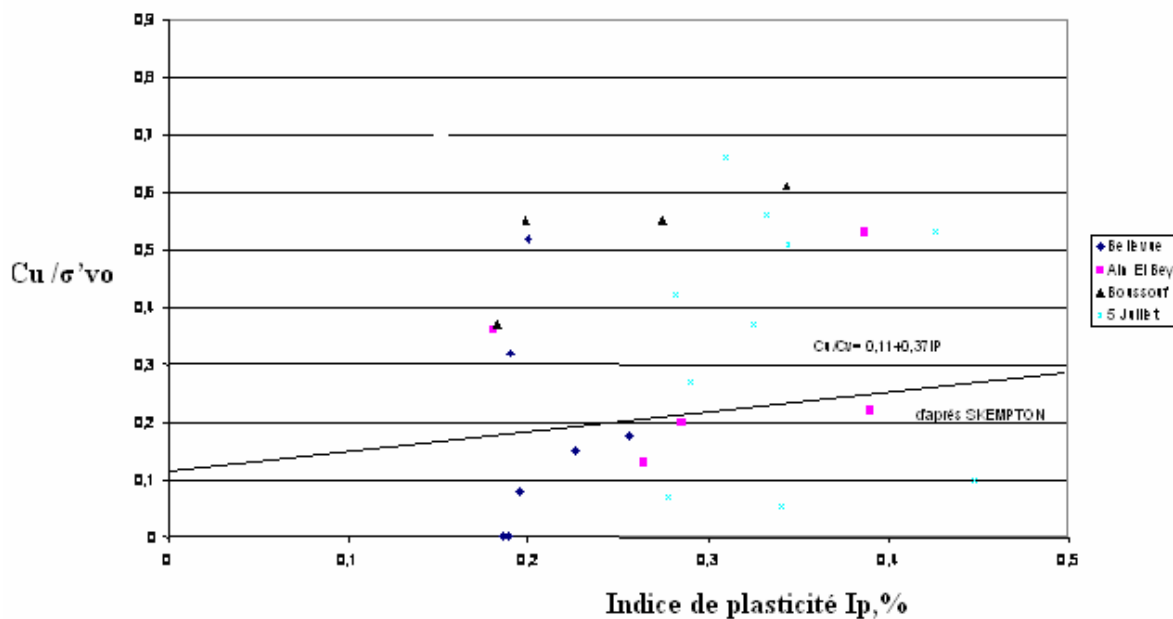


Figure IV.3 Variation du rapport  $C_u / \sigma'_{v0}$  avec l'indice de plasticité :  
Argile de Constantine

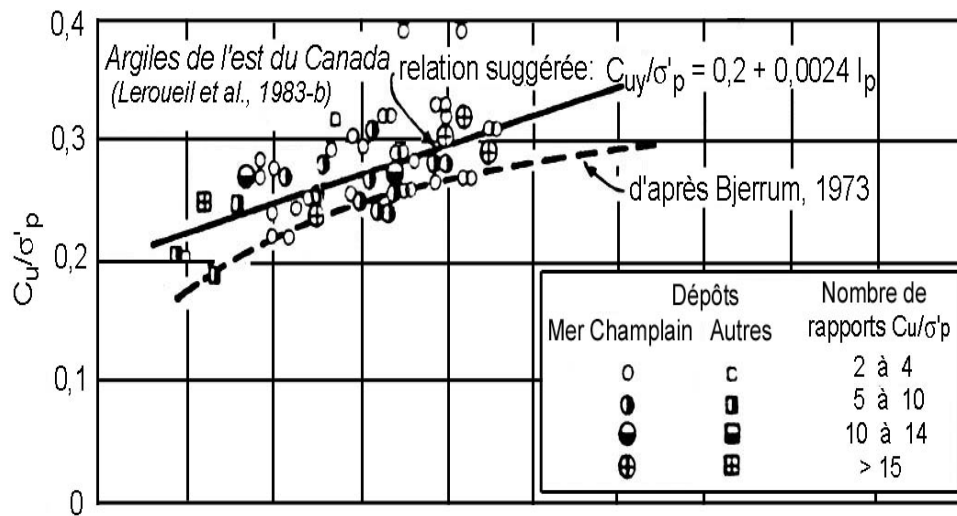


Figure IV.4 Variation du rapport  $C_u/\sigma'_p$  en fonction de  $I_p$  d'après Bjerrum

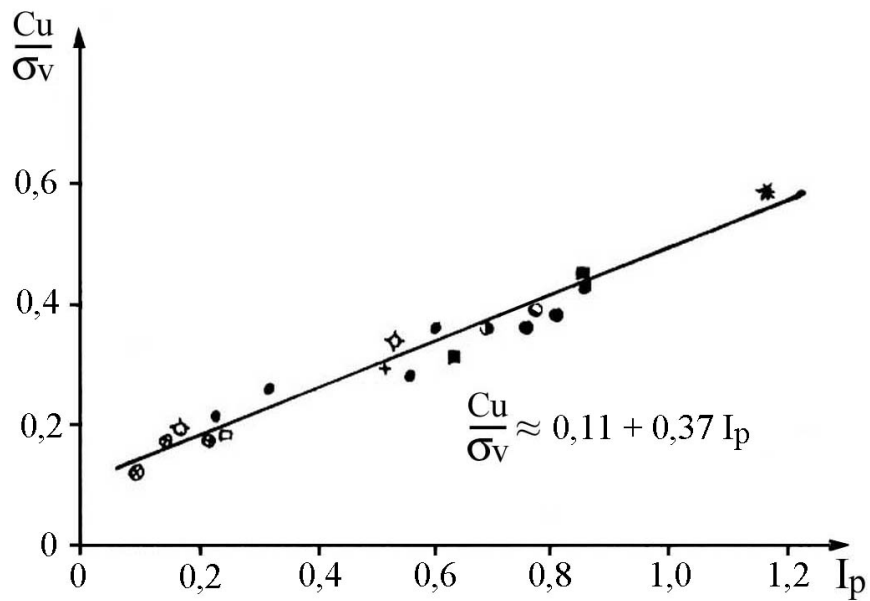


Figure IV.5 Variation du rapport  $C_u/\sigma'_{vo}$  en fonction de  $I_p$  d'après Skempton

### IV-3-2 Corrélation entre l'angle de frottement et la fraction argileuse

La fraction argileuse est un paramètre fondamental de frottement, c'est ce qu'on a constaté pour l'argile de Boussouf et Ain El Bey dont la fraction des particules inférieure à  $2\mu\text{m}$  est évaluée à 52% possède la plus faible valeur d'angle de frottement soit environ  $10^\circ$  voir figure IV.6.

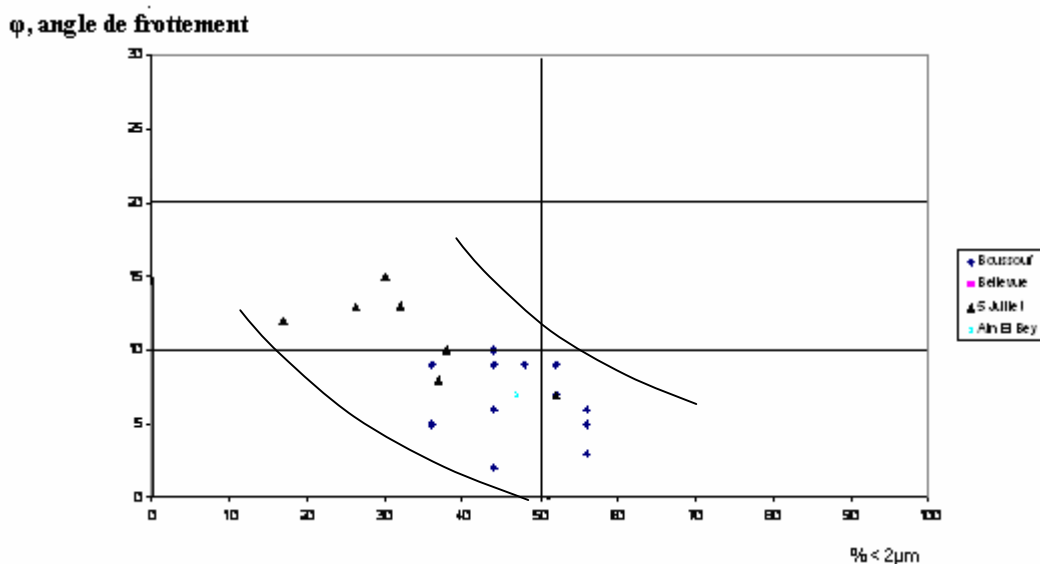
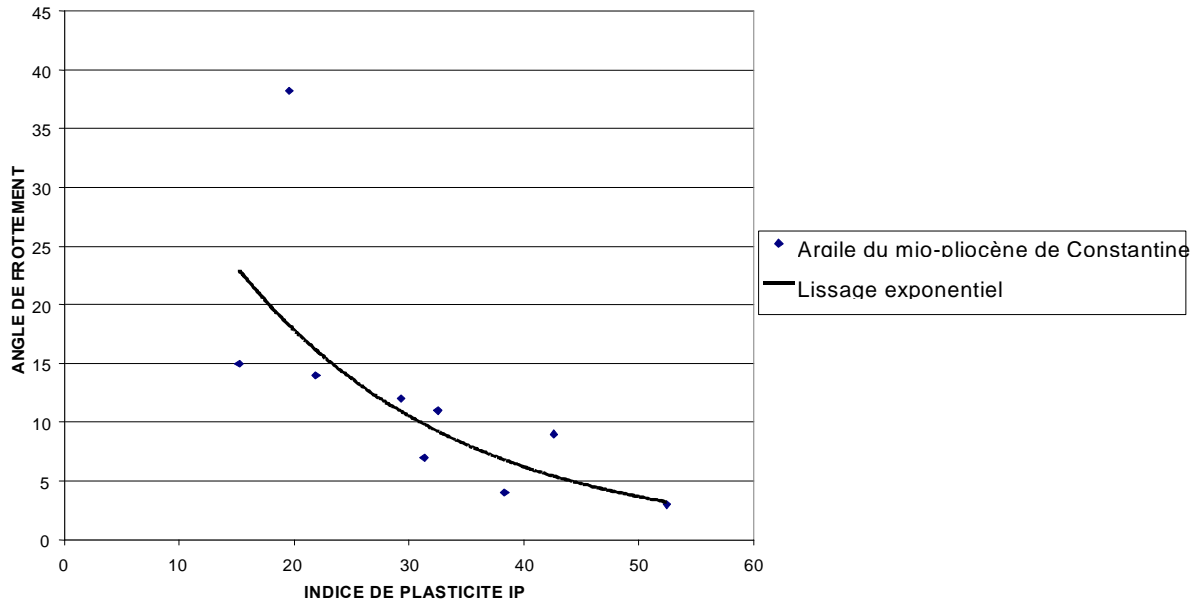


Figure IV.6 Influence de la fraction argileuse sur l'angle de frottement.

### IV-3-3 Corrélation en l'angle de frottement et l'indice de plasticité

Pour cette corrélation, on constate que l'angle de frottement décroît dans le cas des argiles à indice de plasticité élevée, corrélation confirmée par le résultat ci-dessus voir figure IV.7.





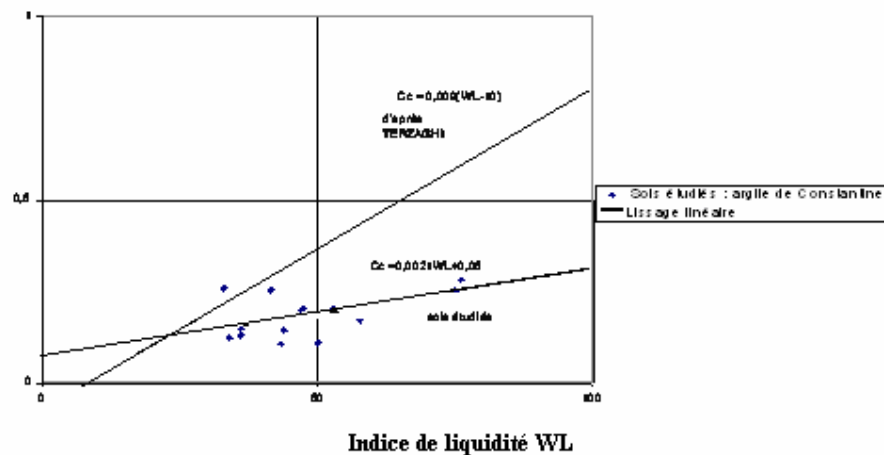
**Figure IV.7** Corrélation entre l'indice de plasticité et l'angle de frottement.

#### IV-3-4 Caractéristiques de compressibilité

L'indice de compression  $C_c$  est donné par la relation de Skempton  $C_c = 0,009(WL - 10)$ , relation qui caractérise les argiles normalement consolidées.

La droite de régression obtenue d'après notre étude expérimentale est très différente de celle trouvée par Skempton. L'argile étudiée est une argile surconsolidée voir figure IV.8.

#### Indice de compressibilité $C_c$



**Figure IV.8** Relation entre l'indice de compression  $C_c$  et la limite de liquidité  $WL$ .

## IV-4 Comportement rhéologique des sols

### IV-4-1 Module de déformation

Le but d'une étude géotechnique est d'obtenir des paramètres de sol fiable, en particulier pour faire des choix constructifs pertinents.

Il est souhaitable de définir dans un premier temps les différents types de modules de déformation. Bien entendu, la définition du module élastique entraîne la définition du domaine élastique, les déformations sont dans cette zone très petites.

C'est la raison pour laquelle le module est généralement qualifié de maximal ( $E_{max}$ ) ou initial. Dans les zones suivantes le module diminue avec la déformation, Les courbes en partie monotone sont décrites par un module sécant ( $E_{sec}$ ), définie par la pente de la droite reliant l'origine au point déterminé sur la courbe.

Dans la pratique de l'ingénierie géotechnique, les modules de déformations sont souvent exprimé en fonction de la déformation  $\varepsilon\%$ , néanmoins, dans le domaine de recherche, cette relation est plus souvent présentée en fonction du logarithme de la déformation. Ce qui permet d'amplifier la zone des très petites déformations. Cette amplification a pour but de déterminer précisément les modules de déformations dans la zone des petites déformations ou dans une petite tranche de déformation.

La détermination du module de déformation est faites sur la courbe reliant la déformation déviatorique, déformation axiale, voir figure IV.9.

Cette figure représente la relation déformation déviatorique, en fonction du logarithme de la déformation axiale.

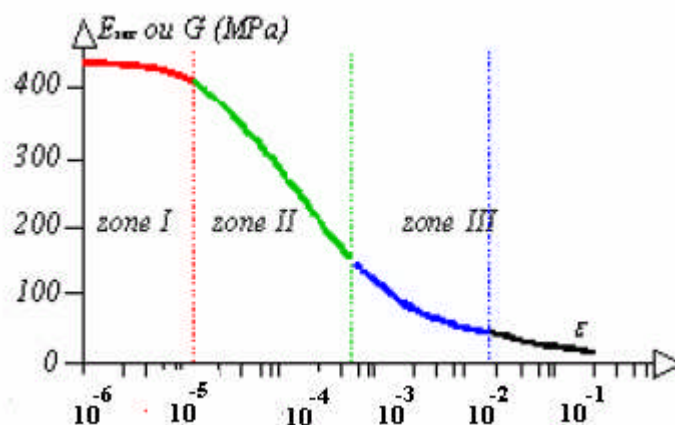


Figure IV.9 Evolution du module de déformation avec la déformation

Dans la zone I, on remarque que le module de déformation est presque constant, module de déformation maximale, les recherches montrent que cette zone est très petite, elle est très difficile à mettre en évidence. La plage de déformation de cette zone est  $[10^{-6}$  à  $10^{-5}]$ .

Dans la zone II, le comportement est élastique non linéaire, la plage de déformation est de  $[10^{-5}$  à  $2 \cdot 10^{-4}]$ .

Dans la zone III, le module de déformation est faible puisque on est dans la zone des grandes déformations sa plage est de  $[10^{-4}$  à  $10^{-2}]$ , c'est la zone du module sécant déterminé par l'essai triaxial sur les différents sites étudiés.

#### **IV-5 Conclusion**

Comme il a été vu, l'étude de la mécanique des sols est axée sur deux aspects principaux, par ailleurs souvent liés : la stabilité de l'ouvrage ainsi que l'amplitude et la vitesse de tassement ou de consolidation.

Dans les méthodes de calcul d'usage courant, à court terme la stabilité est appréciée à partir de la valeur de la cohésion non drainée  $C_u$  des différentes couches de sol. On conçoit donc que l'étude de sol doit être relativement précise en ce qui concerne la détermination de cette caractéristique. La cohésion non drainée est mesurée directement sur le sol en place ainsi que sur des échantillons intacts en laboratoire. Il s'ensuit que la mesure de la cohésion non drainée sur des échantillons intacts en laboratoire a surtout une valeur de corrélation pour apprécier, soit la validité des essais réalisés, soit la qualité des prélèvements.

Dans notre cas d'étude c'est-à-dire dans le cas des sols argileux, ces essais ne peuvent généralement servir qu'à apprécier l'augmentation de la cohésion non drainée en fonction de la pression de consolidation du sol ou en fonction de la contrainte effective en place.

Comme on vient de constater que l'accroissement de résistance avec  $\sigma'_{vo}$  est confirmé par le fait, proposé par **Bjerrum** (1973) et **Skempton**, on remarque bien que ce rapport est fonction seulement de l'indice de plasticité ( et donc de  $\phi'$ ) de l'argile.

Dans le chapitre qui suit, chapitre modélisation qui est le but de cette étude on va montrer que les concepts d'état limite et d'état critique peuvent être utilisés pour comprendre entièrement l'origine et les caractéristiques du comportement des argiles de Constantine.

## **V-1-Introduction**

Dans la démarche scientifique, qui va de la reconnaissance à la modélisation du comportement des sols en passant par la rhéologie et l'identification des paramètres à partir des essais de laboratoire et sa mise en relation avec la réalité de l'étude géotechnique, est une étape essentielle car sans elle, il ne serait pas possible de juger de la pertinence du modèle numérique. La validation d'une loi de comportement pour un sol donné est ainsi liée aux performances intrinsèques du modèle qu'à la représentation des résultats expérimentaux.

Sur la base d'une étude de laboratoire de l'argile de Constantine, le but de ce travail est de proposer un modèle général de leur comportement et de montrer que les concepts d'état limite et d'état critique peuvent être utilisés pour comprendre entièrement l'origine et les caractéristiques du comportement des argiles du Mio-pliocène

## **V-2-Détermination expérimentale de l'état limite**

Pour un sol donné, l'ensemble des résistances maximales, atteintes quelles que soient les conditions de chargement, définit une surface de rupture dans l'espace des contraintes principales. Sa recherche est relativement simple si l'on dispose de suffisamment d'essais sur des chemins de sollicitations différents.

L'état limite d'une argile naturelle est donc le passage d'un état surconsolidé quasi-élastique à un état normalement consolidé et essentiellement plastique ou les déformations sont élevées. Cette limite peut être déterminée de deux manières différentes, soit à l'aide de la technique proposée par Graham (1969), qui consiste à reconsolider le sol aux contraintes en place, puis à suivre différents chemins à partir de cet état, soit en utilisant la méthode de Tavenas et Lerouil (1977), et qui ne fait appel qu'à des essais classiques.

Ces essais sont :

-Essais oedométrique permettant de mesurer la pression de préconsolidation  $\sigma'_p$  et de déterminer dans quel domaine sont exécutés les essais triaxiaux, surconsolidés ou normalement consolidés.

-Essais triaxiaux de cisaillement, consolidés sous une pression isotrope, non drainés, avec mesure de la pression interstitielle en compression (CIU) et en extension (EIU). Dans l'essai CIU, en compression,  $\sigma'_1$  et donc le déviateur  $\sigma'_1 - \sigma'_3$

-Essais triaxiaux de consolidation, à chemin de contraintes contrôlé tels que le rapport des contraintes effectives radiale et axiale reste constant au cours des essais,  $K = \sigma'_3/\sigma'_1$ , ou  $\eta = q/p'$ , on alors la relation suivante entre  $q$  et  $p'$  :

$$q = \frac{3(1-K)}{1+2K} p' \quad [\text{V.1}]$$

- Essais  $K_0$  drainés à déformation radiale nulle  $\epsilon_3 = 0$

Les points d'état limite nécessaires au tracé de la courbe d'état limite CEL, sont définis à partir des états correspondants aux pics des courbes contraintes-déformations des essais triaxiaux CIU effectués dans le domaine surconsolidé aux coudes des courbes de consolidation des essais triaxiaux de consolidation, essais oedométriques, essais  $K_0$ .

Les cheminements de contraintes effectives suivis dans les essais CU+U sur des échantillons provenant de différentes profondeurs des différents sites, ainsi que l'enveloppe des résistances de pic, sont présentés sur les figures (V-1, V.2, V.3 et V-4).

Dans le domaine normalement consolidés, c'est-à-dire pour des pressions de consolidation supérieur à  $\sigma'_p$ , l'enveloppe des résistances de pic, est linéaire et correspond aux critères de Mohr coulomb avec  $c'=0$  et  $\phi'=22^\circ$ .

Dans le domaine surconsolidé, l'enveloppe des résistances de pic, est située nettement au dessus de la droite  $\phi'=22^\circ$ . Les figures indiquent que cette enveloppe de pic est en fait une section de la surface d'état limite.

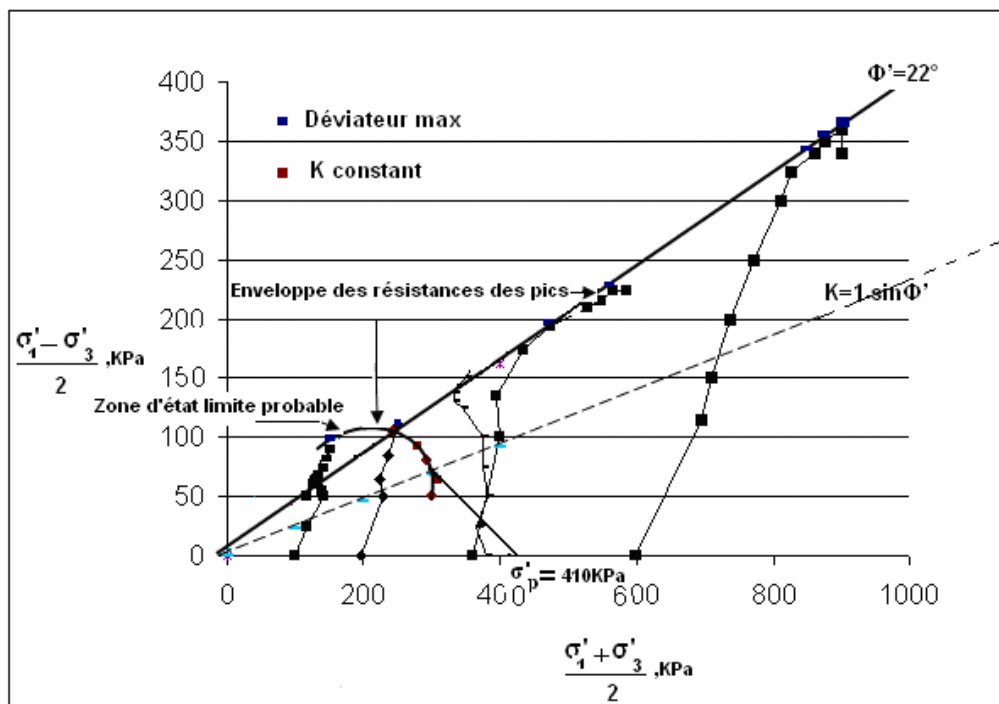
Les cheminements de contraintes à grande déformation de tous les essais CU+U, semblent tendre vers une enveloppe unique correspondant à la ligne d'état critique de l'argile du Mio-pliocène, cette ligne pourrait être définie par  $c' = 0$  et  $\phi' = 22^\circ$ .

Un point additionnel de la surface d'état limite est fourni par la pression de préconsolidation mesurée par essai oedométrique. Correspondant au point d'intersection de la courbe d'état limite et la condition de contrainte  $K_0$ .

$$q = \sigma'_p (1-K_0) / 2 \quad [\text{V.2}]$$

$$p' = \sigma'_p (1+K_0) / 2 \quad [\text{V.3}]$$

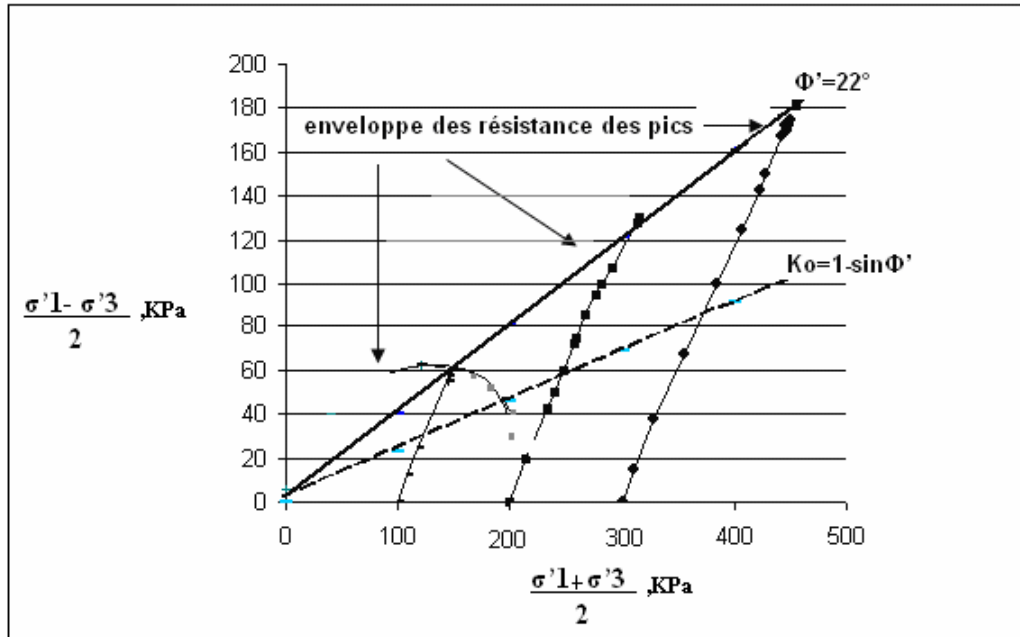
La figure V.1, représente le cheminement des contraintes et l'enveloppe des résistances des pics provenant du site Bellevue profondeur 11m et elle enveloppe également le point d'intersection de la surface d'état limite et l'axe des contraintes  $K_0$ , qui est fournis par la pression de préconsolidation mesurée par essai oedométrique voir chapitre III.3. La position exacte de l'état de contrainte limite correspondant à  $\sigma'_p$  ne peut pas être définie sur les figures d'état limite, mais on sait qu'elle est située sur la droite  $\sigma'_1 = \sigma'_p$ . Cette droite touche la surface d'état limite à proximité de la condition de contrainte  $K_0$ . Ce point est définie par les formules [V.2] et [V.3] et aura pour valeurs (77,9 KPa et 332,1KPa).



**Figure V.1 Cheminement des contraintes et enveloppe des résistances des pics, Bellevue, 11m**

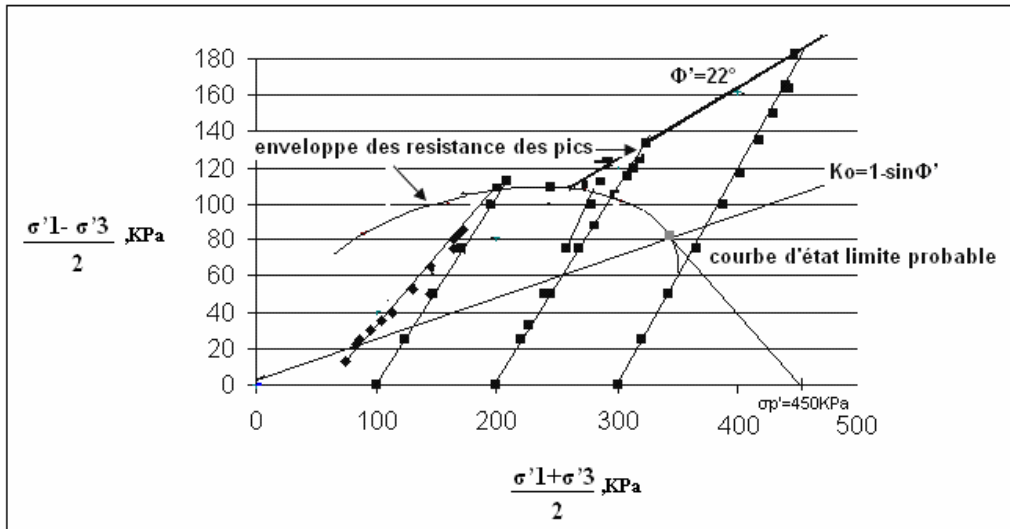
Sur la figure V.2, on a représenté le cheminement des contraintes effectives et l'enveloppe des résistances des pics provenant du site Ciloc, profondeur 5m, enveloppant également le point additionnel de la surface d'état limite qui est fourni par la pression de préconsolidation mesurée par essai oedométrique.

La position exacte de l'état de contrainte limite correspondant à  $\sigma'_p$  ne peut pas être définie sur les figures d'état limite, mais on sait qu'elle est située sur la droite  $\sigma'_1 = \sigma'_p$ . Cette droite touche la surface d'état limite à proximité de la condition de contrainte  $K_0$  la valeur de ce point est de (43,7KPa et 186,3KPa).



**Figure V.2 Cheminement des contraintes et enveloppe de résistances des pics Ciloc, 5m**

Sur la figure V.3, on a représenté le cheminement des contraintes effectives suivie dans les essais sur les échantillons provenant du site Ciloc de profondeur 8m, ainsi que l'enveloppe des résistances des pics, enveloppant également le point additionnel de la surface d'état limite qui est fourni par la pression de préconsolidation  $\sigma'_p = 450\text{KPa}$  mesurée par essai oedométrique. La position exacte de l'état de contrainte limite correspondant à  $\sigma'_p$  ne peut pas être définie sur les figures d'état limite, mais on sait qu'elle est située sur la droite  $\sigma'_1 = \sigma'_p$ . Cette droite touche la surface d'état limite à proximité de la condition de contrainte  $K_0$  au point (85,5KPa et 364,5KPa).



**Figure V.3 Cheminement des contraintes et enveloppe des résistances des pics Ciloc. 8m**

La figure V.4, représente les cheminements des contraintes effectives suivie dans les essais sur les échantillons provenant du site Ain el Bey de profondeur 13m, ainsi que l'enveloppe des résistances des pics et enveloppant également le point additionnel de la surface d'état limite qui est fourni par la pression de préconsolidation mesurée par essai oedométrique. Cette droite touche la surface d'état limite à proximité de la condition de contrainte  $K_0$  au point de coordonnées (247KPa et 1053KPa) voir fig. V.4.



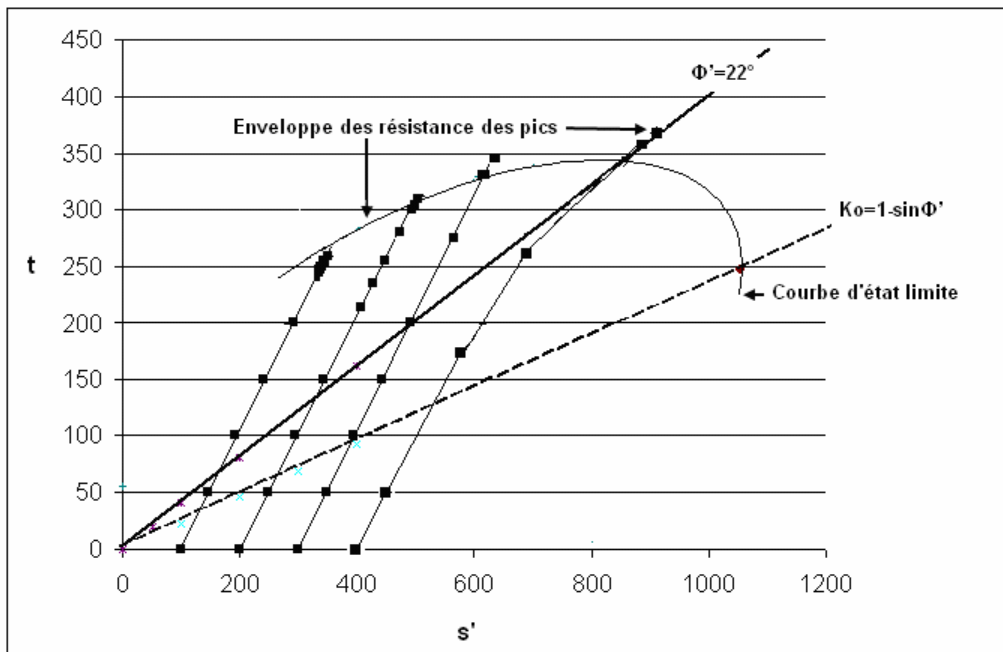


Figure V.4 Cheminement des contraintes et enveloppe des résistances des pics Ain el Bey, 13m

### V-3-Forme de la surface d'état limite

Dans le but d'obtenir la forme de la surface d'état limite volumétrique, on a besoin d'autres points à partir des résultats de consolidation anisotrope c'est-à-dire  $\sigma'_3 / \sigma'_1 = \text{Cte}$ , pour les différents sites. D'après les différents essais de consolidation représentés par des courbes temps volume ou déplacement voir chapitre III.3.

En utilisant les résultats de la courbe de consolidation triaxiale sur l'échantillon provenant du site Bellevue 11m, on a pu déterminer à chaque instant la valeur de  $\sigma'_1$  ou  $\sigma'_3$ .

A partir des résultats oedométriques

$$C_c = \Delta e / \Delta \log \sigma' \quad [V.4]$$

$$\Delta V/V = \Delta H/H = \Delta e / (1+e_0) = C_c \Delta \log \sigma' / (1+e_0) . \quad [V.5]$$

$$D'où : \Delta \log \sigma' = \Delta V / (1+e_0) / C_c V. \quad [V.6]$$

$$K_0=1, \text{ on a } \sigma'_1 = \sigma'_3 = (\sigma'_1 + \sigma'_3) / 2. \quad [V.7]$$

D'où on représente voir (fig. V.5) les déformations volumiques en fonction  $(\sigma'_1 + \sigma'_3) / 2$ , la forme de la courbe ressemble à celle de la courbe oedométrique d'où on déduit la valeur de  $p'$

au niveau du coude de la courbe, cette valeur correspond au point d'intersection de la courbe d'état limite avec l'axe  $p'$ .

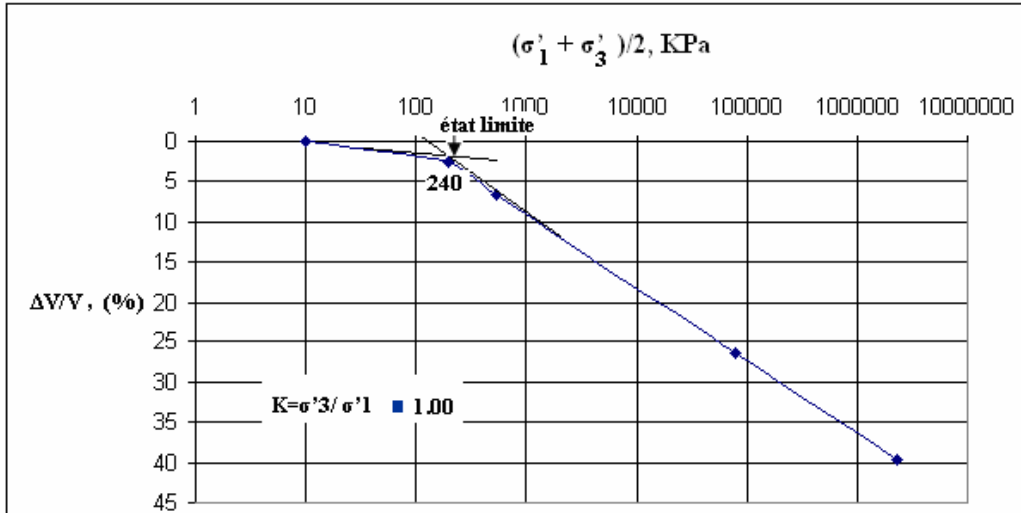


Figure V.5 Déformation volumiques dans les essais de consolidation à  $K=C^{ste}$ , Bellevue 11m

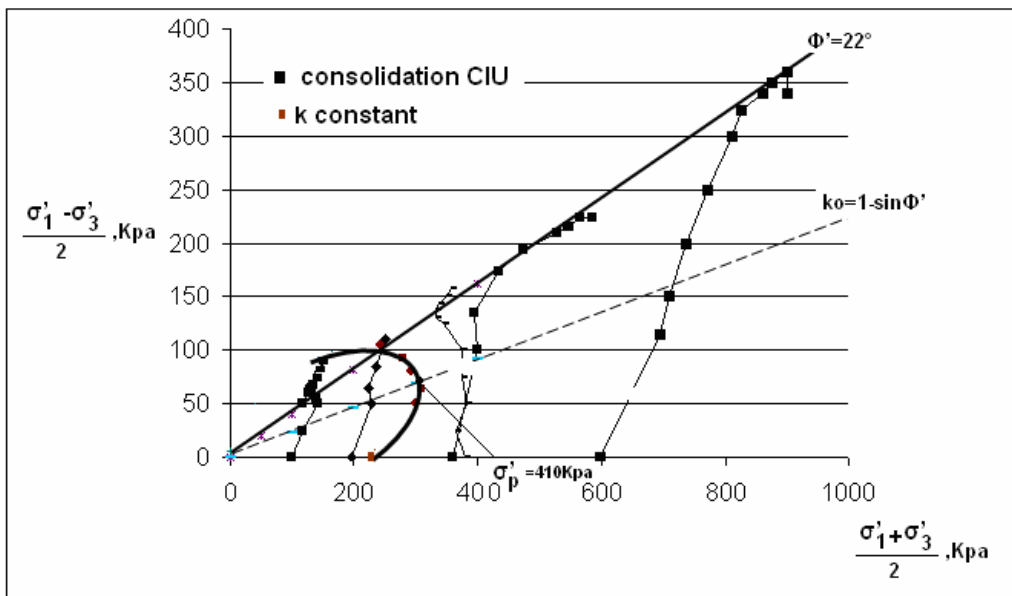


Figure V.6 Ligne d'état limite, Bellevue 11m

En utilisant les résultats de la courbe de consolidation triaxiale de l'échantillon provenant du site Ciloc, profondeur 5 m.

On a pu déterminer la courbe représentant les déformations volumiques en fonction de  $(\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$ . L'état limite volumétrique est clairement défini voir (figure V.7).

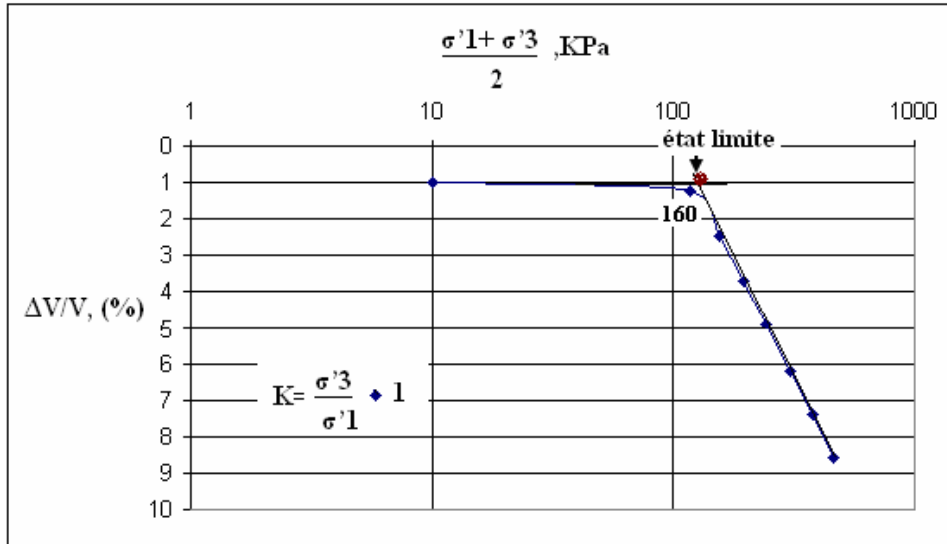


Figure V.7 Déformation volumiques dans les essais de consolidation à  $K = C^{ste}$ , Ciloc 5m

La contrainte limite est présentée sur la ligne limite voir figure V.8.

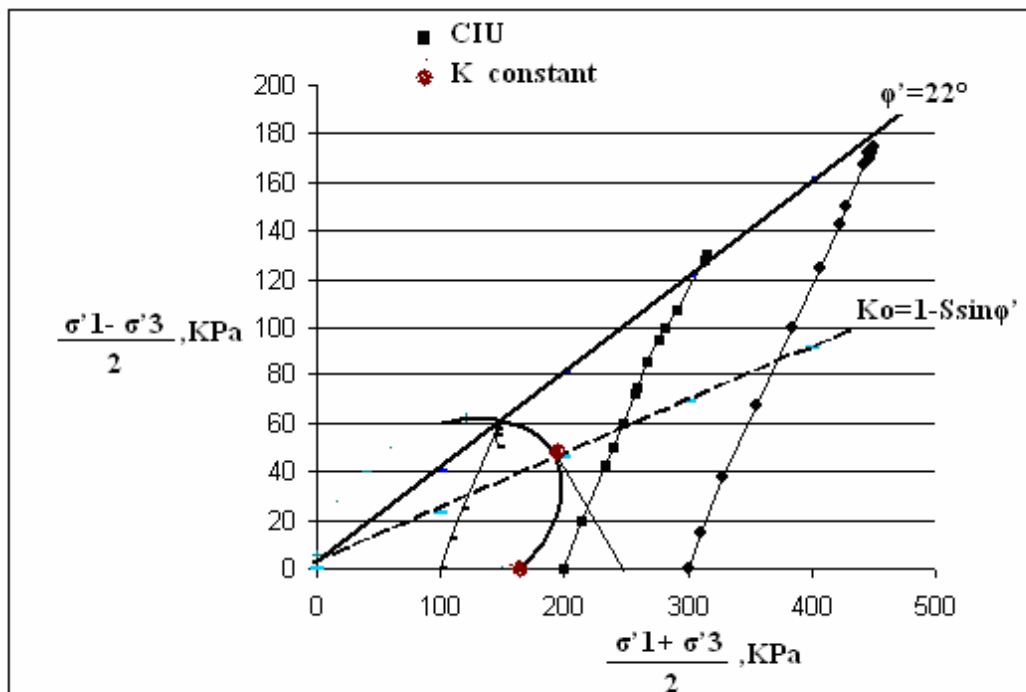


Figure V.8 Ligne d'état limite, Ciloc 5m

De la même manière, en utilisant les résultats de la courbe de consolidation triaxiale de l'échantillon provenant du site Ciloc, profondeur 8m.

On a pu déterminer la courbe représentant les déformations volumiques en fonction de  $(\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$ . L'état limite volumétrique est clairement défini voir (figure V.9).

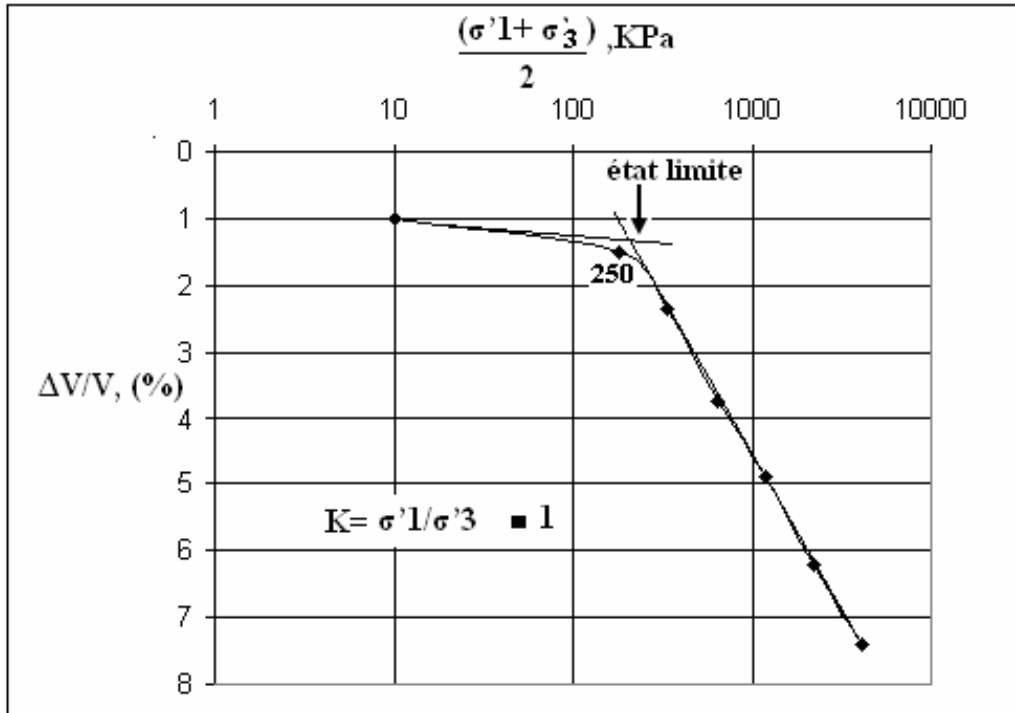


Figure V.9 Déformation volumiques dans les essais de consolidation à  $K=C^{ste}$ , Ciloc 8m

La contrainte limite est présentée sur la ligne limite voir figure V.10.

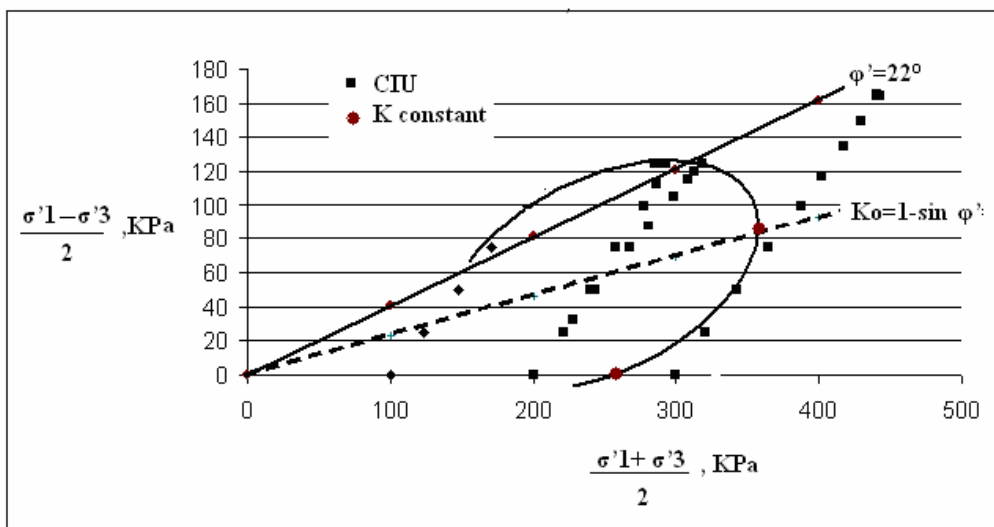


Figure V.10 Ligne d'état limite, Ciloc 8m

La figure (V.11) présente les déformations volumique en fonction de  $(\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$ , pour l'essais de consolidation sur echantillon provenant du site Ain elBey, profondeur 13m. L'état limite volumétrique est clairement défini sur cette figure.

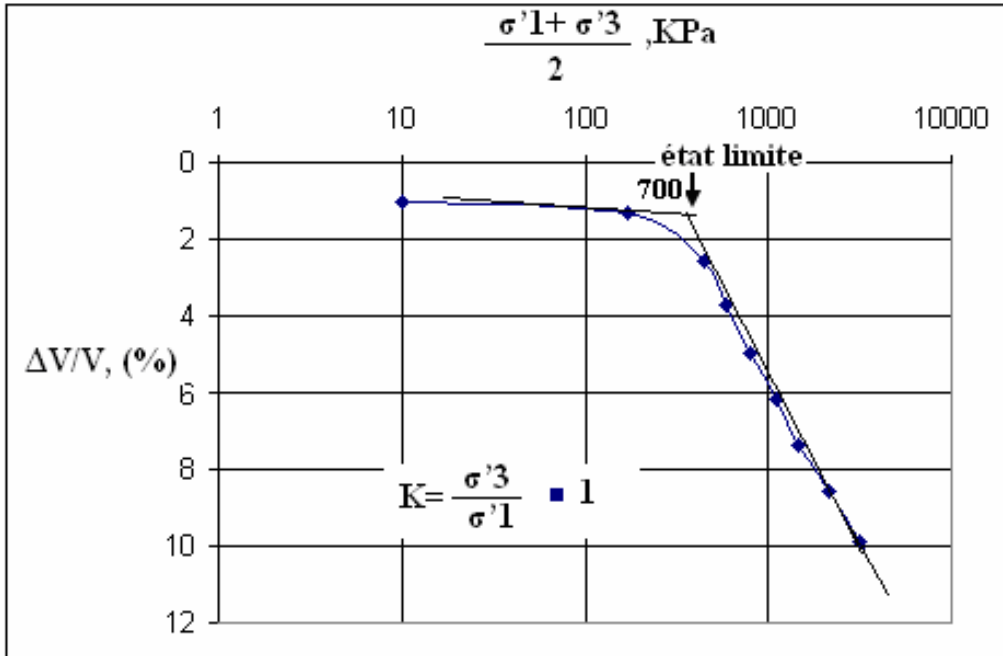


Figure V.11 Déformation volumiques dans les essais de consolidation à  $K=C^{ste}$ , Ain el Bey 13m

L'état de contrainte limite est clairement défini sur la figure V.12.

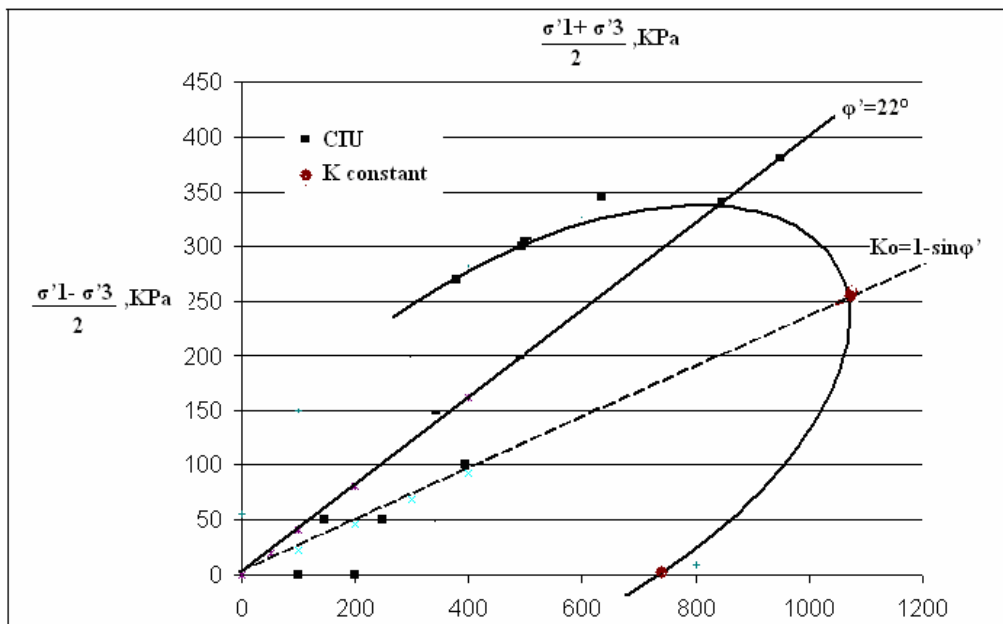


Figure V.12 Ligne d'état limite Ain El Bey, 13m

Comme on peut le constater les points d'état limite obtenus par les essais de cisaillement aussi bien que les essais de consolidation, sont situés sur une ligne continue.

Ces lignes d'état limite expérimentales, de l'argile du Ciloc, Bellevue et Ain el Bey représentées sur les figures (V.6, V.8, V.10 et V.12) ont le même angle de frottement effectif  $\phi' = 22^\circ$  dans le domaine normalement consolidé. Leurs lignes d'état limite respectives ont toute la même forme elliptique, centrée sur la ligne  $K_0$  correspondant à  $\phi' = 22^\circ$ , mais la position des lignes d'état limite varie en fonction de la grandeur de la pression de préconsolidation de ces trois argiles.

#### **V-4 Comparaison du comportement de l'argile de Constantine avec divers modèles rhéologiques**

##### **V-4-1- Comparaison du modèle Mélanie avec les résultats expérimentaux**

Les surfaces de charge obtenues ci-dessus, sont comparées avec les modèles utilisés pour l'argile naturelle détaillée dans le chapitre III-1. Les paramètres des modèles sont obtenus à partir des essais oedométriques, des essais triaxiaux et des essais  $K_0$  voir (tableau V.1).

##### **V-4-1-1 Paramètres du modèle Mélanie**

<b>K<sub>0</sub></b>	<b><math>\theta</math>(degré)</b>	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C</b>	<b><math>\sigma'_{v,p} = \sigma'_{1,lim}</math> (KPa)</b>	<b><math>P'c = 0,6 \sigma'_{1,lim}</math> (KPa)</b>
<b>0,62</b>	<b>13</b>	<b>2,29</b>	<b>7</b>	<b>0,6</b>	<b>230</b>	<b>138</b>

**Tableau V-1**

Les figures (V.13, V.14, V.15 et V.16), représentent la comparaison des résultats expérimentaux avec le modèle Mélanie. Comme on peut le constater, les points d'état limite obtenus par les essais de cisaillements aussi bien de consolidation se superpose parfaitement avec la surface de charge du modèle MELANIE.

Ce qui confirme que c'est bien le même phénomène qui gouverne le comportement de l'argile du Mio-pliocène.

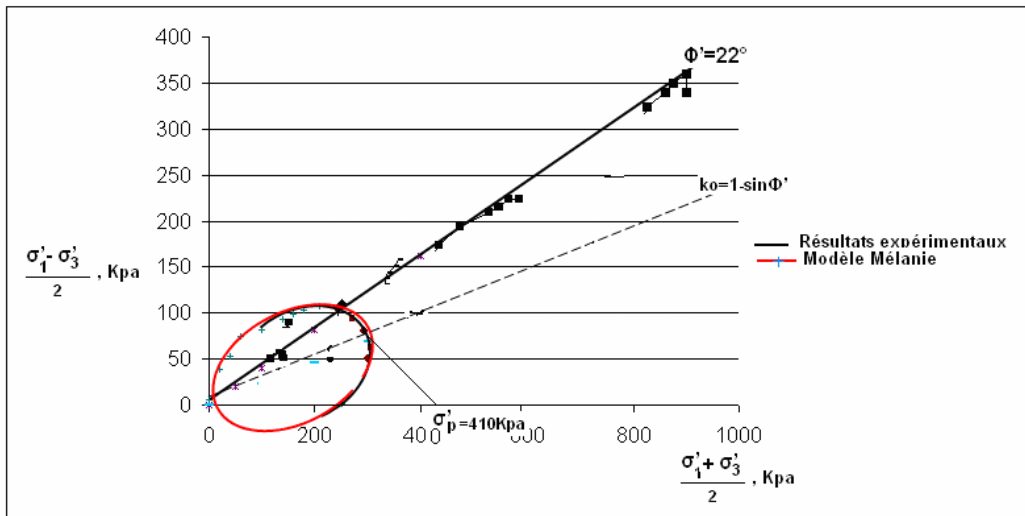


Figure V.13 Surface de charge du modèle Mélanie et sa validation sur l'argile de Bellevue

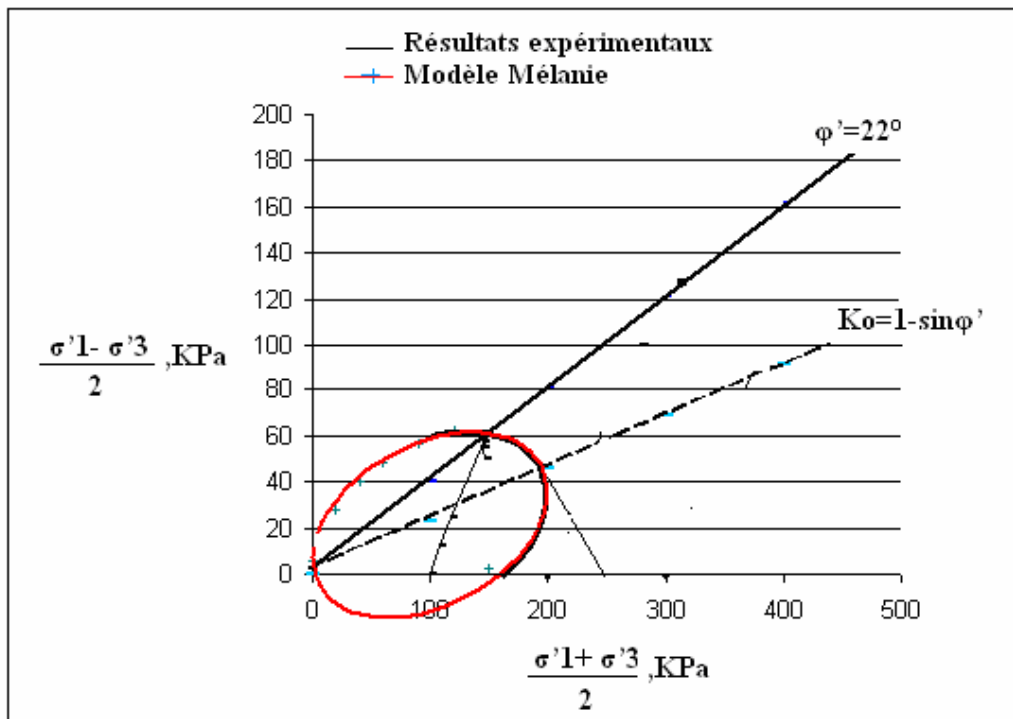


Figure V.14 Surface de charge du modèle Mélanie et sa validation sur l'argile du Ciloc, 5m

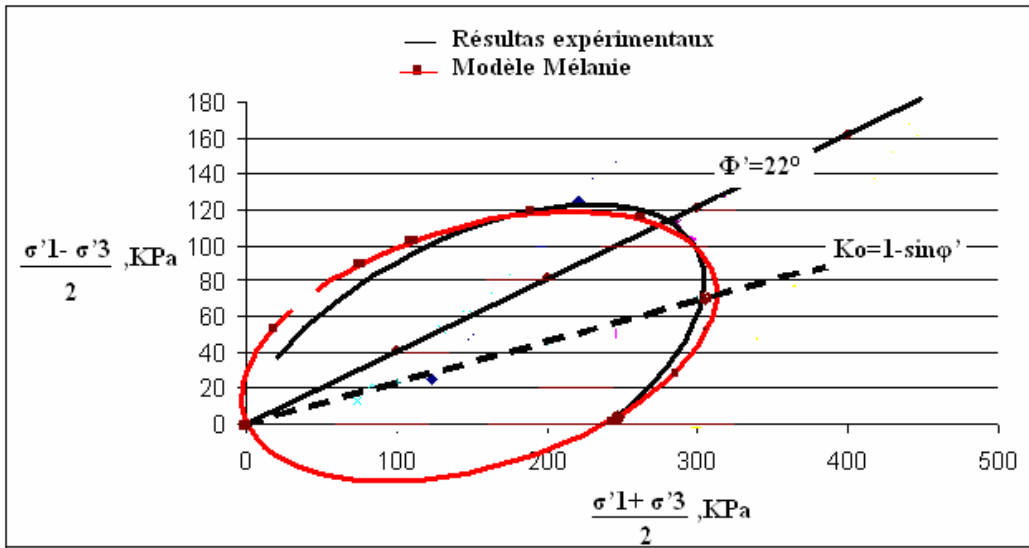


Figure V.15 Surface de charge du modèle Mélanie et sa validation sur l'argile du Ciloc, 8m

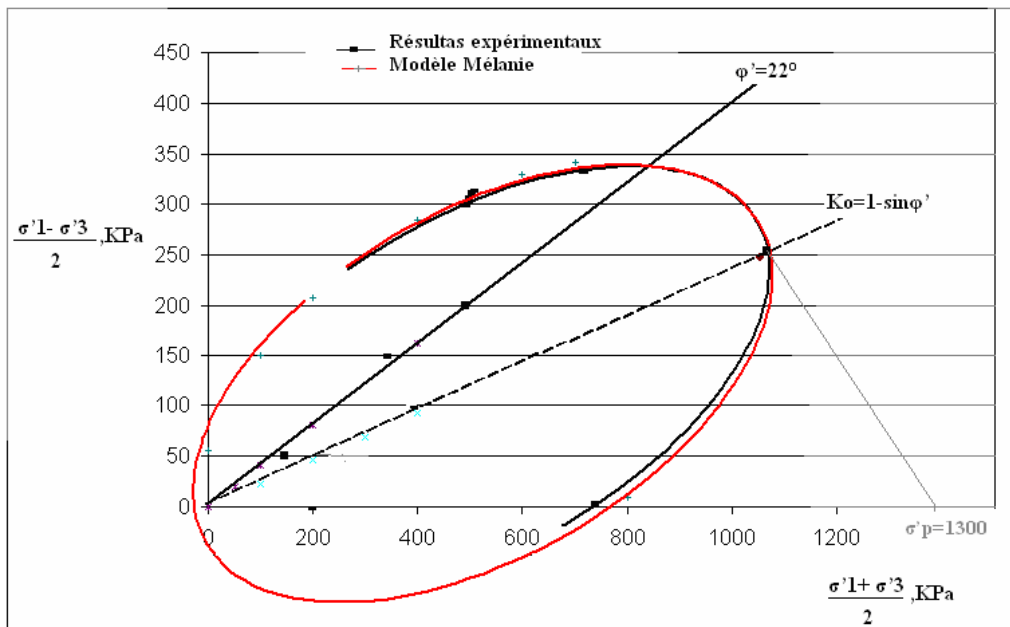


Figure V.16 Surface de charge du modèle Mélanie et sa validation sur l'argile de Ain El Bey



Les études expérimentales réalisées en laboratoire ont montré que la surface d'état limite du modèle Mélanie a une forme elliptique qui passe par l'origine de coordonnées et qui a un axe de symétrie confondu avec l'axe  $K_0$  des surfaces d'état limite expérimentales de même forme elliptique (Tavenas et Lerouil), (Magnan et al).

#### V-4-2 Comparaison des résultats expérimentaux avec le modèle Cam-Clay

Pour pouvoir comparer les résultats expérimentaux avec les résultats antérieurs trouvés par Tavenas et Lerouil, on a projeté la surface de charge expérimentale sur le plan  $(p', q)$  voir (fig. V.17), on remarque que l'ensemble des points d'état critique forme dans la représentation de Mohr Coulomb une ligne appelée ligne d'état critique, la projection de cette ligne d'état critique dans le plan  $(p', q)$ , est une droite de pente :

$$M = 6 \cdot \sin \phi' / (3 - \sin \phi') \quad [V.8]$$

$$p' = (\sigma'_1 + 2 \sigma'_3) / 3 \quad [V.9]$$

Et  $q = \sigma'_1 - \sigma'_3 \quad [V.10]$

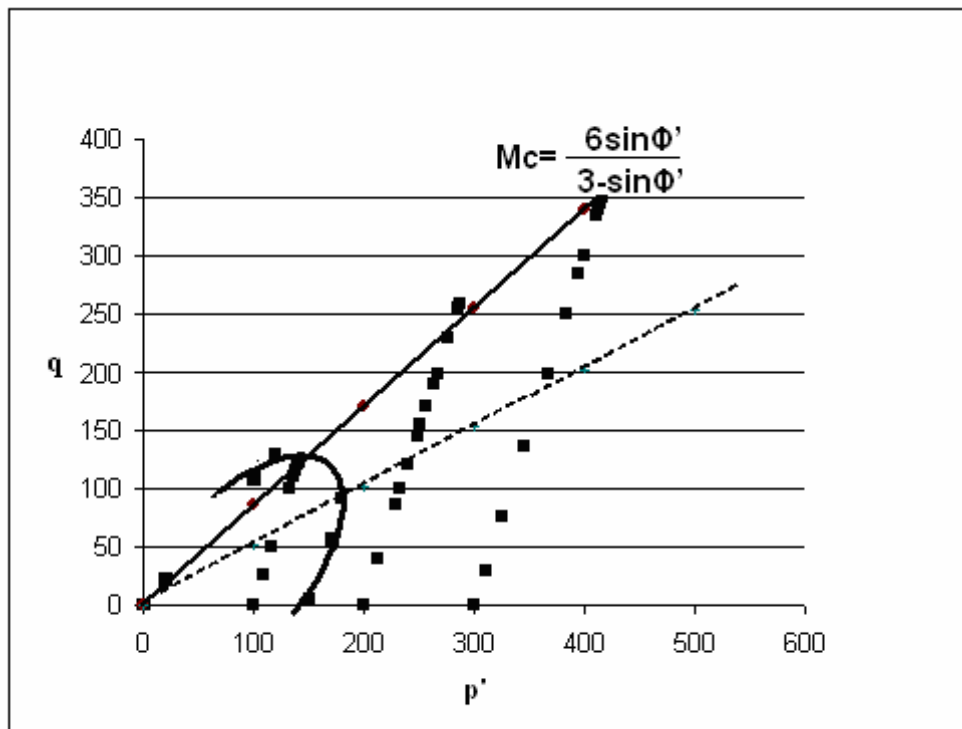


Figure V.17 Représentation de la courbe d'état limite expérimentale dans la représentation de Cambridge, Bellevue 11m

On a aussi reporté la surface de charge du modèle Cam-Clay modifié d'équation :

$$P \left( \frac{q^2}{(M^2 P^2) + 1} \right) = P_0 \quad [V.11]$$

Dans le même plan ( $p'$ ,  $q$ ), dont les paramètres sont identifiés ci-dessous.

#### V-4-2-1 Paramètres du modèle Cam-Clay modifié

Le paramètre  $M$  représente la pente de la courbe d'état critique, il est déterminé à partir des résultats d'essais triaxiaux de compression.

Le paramètre  $P_0$  représente la pression de préconsolidation, il est pris égale au poids des terres pour éviter d'avoir des zones de surconsolidation voir (figure V.18).

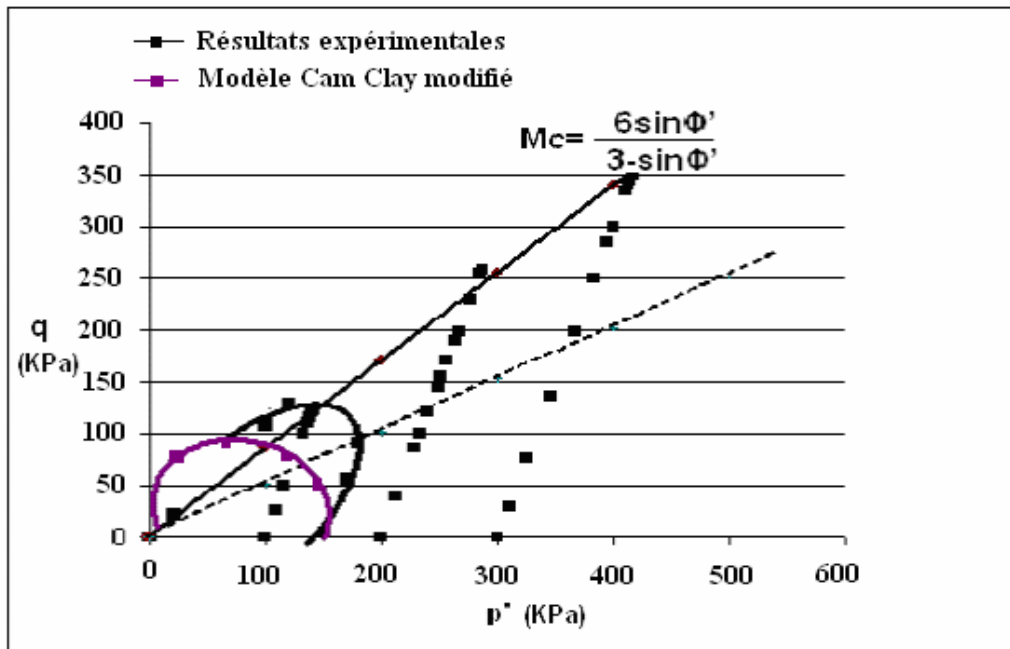
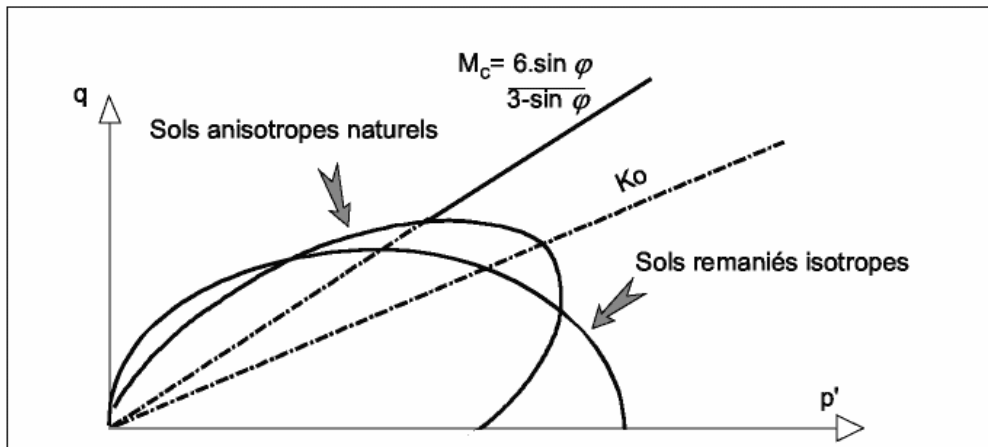


Figure V.18 Comparaison des surfaces d'état limites Cam-Clay modifié et Mélanie des argiles étudiées

On remarque que les résultats expérimentaux réalisés en laboratoire ont montré que la surface d'état limite diffère fortement de la forme de la surface d'état limite correspondant aux modèles Cam-Clay. La surface de charge expérimentale a une forme elliptique qui passe par l'origine des coordonnées et qui a un axe de symétrie confondu avec l'axe  $K_0$ , par contre la forme d'enveloppe d'état limite de la loi de Cam-Clay modifié est une ellipse dont l'axe de

symétrie se trouve sur l'axe  $p'$ . Résultat confirmé par les conclusions des études effectuées sur d'autres argiles naturelles Tavenas et Lerouil 1979, Magnan et al. 1982, voir (fig.19)



**Figure V.19 Comparaison des surfaces d'états limite Cam-Clay modifié et Mélanie**

Ces résultats sont en accord avec les concepts du modèle Cam-Clay mais pas avec ces détails. Les différences essentielles viennent du fait que le modèle Cam-Clay a été établi et n'est applicable que pour des matériaux isotropes pour lesquels la surface d'état limite est centrée sur l'axe isotrope  $p'$ .

Par contre pour les argiles naturelles, la déposition et la consolidation se produisent sous des conditions de contraintes anisotropes.

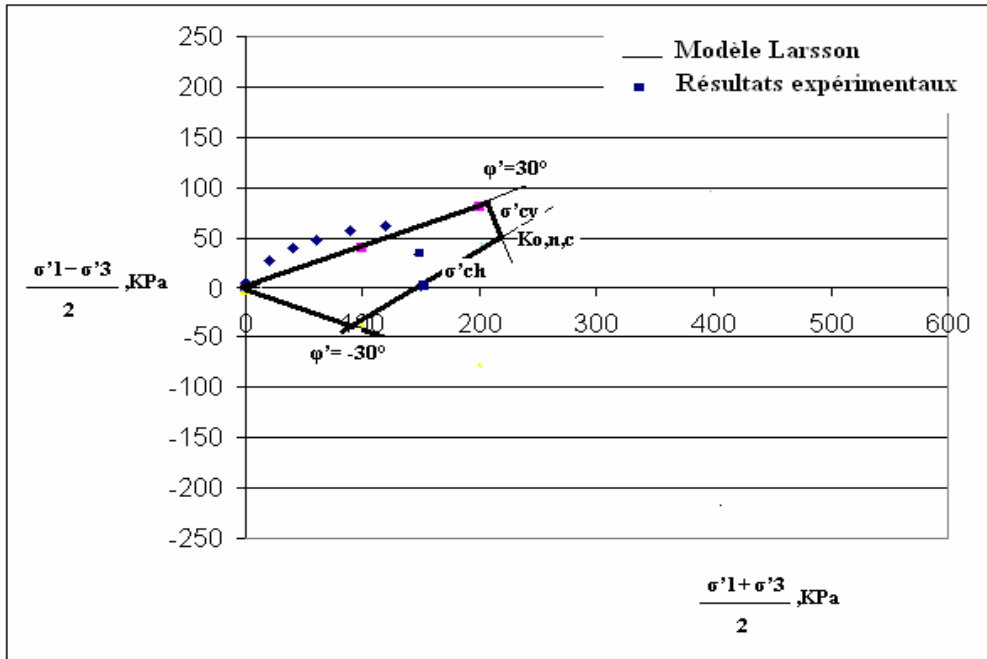
#### V-4-3- Comparaison avec divers modèles de comportement

Les lois de comportement élastoplastiques adaptées aux sols naturels décrites dans le (chapitre III-1), permettent une description satisfaisante du comportement des argiles. Ces lois présentent aussi l'avantage d'une relative simplicité dans leur conception et dans leur traduction mathématique, et d'un faible nombre de paramètres à identifier.

##### V-4-3-1 Paramètres du modèle Larsson

$K_0$	$\Phi'$ (degré)	$C'$ (KPa)	$\sigma'_{v,p} = \sigma'_{1,lim}$ (KPa)	$\sigma'_{h,p} = K_0 \sigma'_{1,lim}$ (KPa)
0,62	22	0	230	142,6

**Tableau V-2**



**Figure V.20 Validation du modèle Larsson sur les mesures faites sur l'argile de Constantine**

Nous observons qu'avec les jeux de paramètres du tableau V-2, ce modèle ne se cale pas de manière satisfaisante sur les résultats expérimentaux, notamment au niveau des deux droites limitées par les contraintes de préconsolidation.

**V-4-3-2 Paramètres du modèle Anpétal**

<b>Ko</b>	<b>η<sub>0</sub></b>	<b>Mc</b>	<b>Me</b>	<b>J(θ)</b>	<b>σ' v,p = σ' 1,lim</b>	<b>P<sub>0</sub> = [(1+2Ko)/3] σ' 1,lim (KPa)</b>
<b>0,62</b>	<b>0,50</b>	<b>0,85</b>	<b>0,66</b>	<b>0,285</b>	<b>230</b>	<b>171,73</b>

**Tableau V-3**

La figure (V.21), montre la comparaison des résultats expérimentaux avec le modèle Anpétal sur l'argile naturelle de Constantine, on remarque que ce modèle s'adapte bien aux résultats et sa surface de charge est axisymétrique sur l'axe de consolidation anisotrope et a la même forme elliptique que celle de la surface de charge de l'argile naturelle.

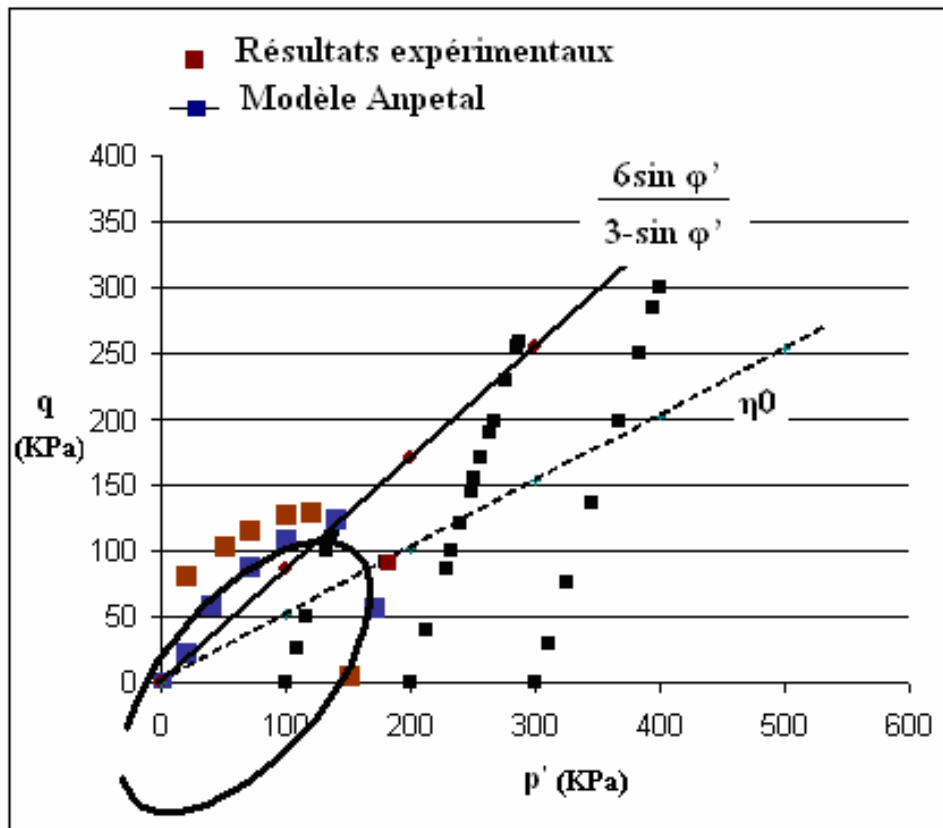


Figure V.21 Validation du modèle Anpetal sur les résultats expérimentaux de l'argile de Constantine

#### V-4-5 Synthèse sur les lois de comportement

Les lois de comportement élastoplastiques adaptées aux sols naturels décrites dans le chapitre III.1, permettent une description satisfaisante du comportement des sols fins.

Une comparaison de ces modèles de comportement appliqués aux données d'essais sur l'argile de Constantine présentée sur la (figure V.22).

Ainsi, nous avons représenté tous les modèles de comportement dans le système  $(p', q)$ .

Nous remarquons, que parmi ces modèles, les modèles Mélanie et Anpetal se calent très bien avec les résultats expérimentaux des argiles de Constantine et ont la même symétrie autour de l'axe de consolidation anisotrope  $K_0$ .

Le modèle de Larsson est un modèle très simple limité par des droites qui ne peut exprimer dans quelle direction évolue la loi d'écoulement, les modèles de Mélanie et Anpetal sont plus complexes, avec plus de paramètres ce qui demande plusieurs types d'essais pour obtenir

tous les paramètres des modèles, cependant les courbes d'état limite elliptiques permettent de mieux exprimer l'évolution de la loi d'écoulement.

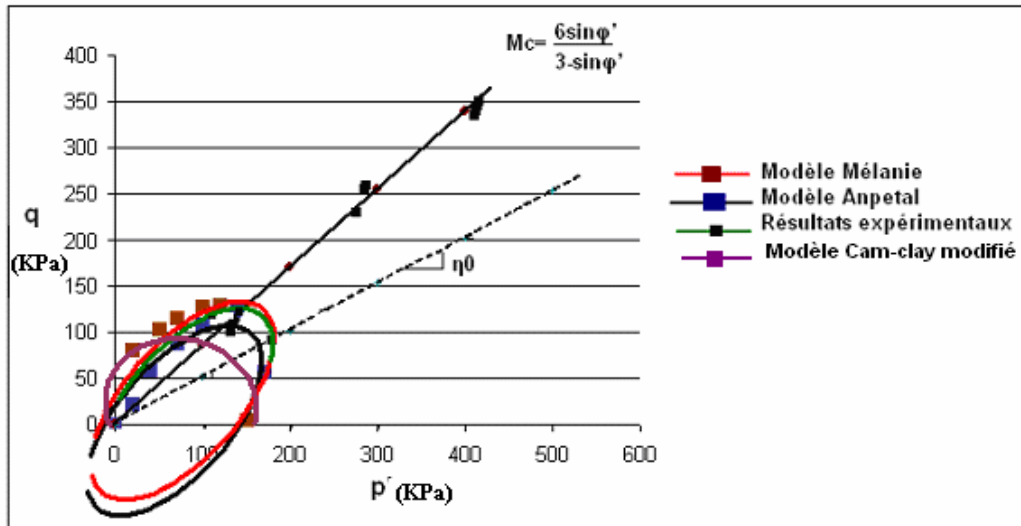
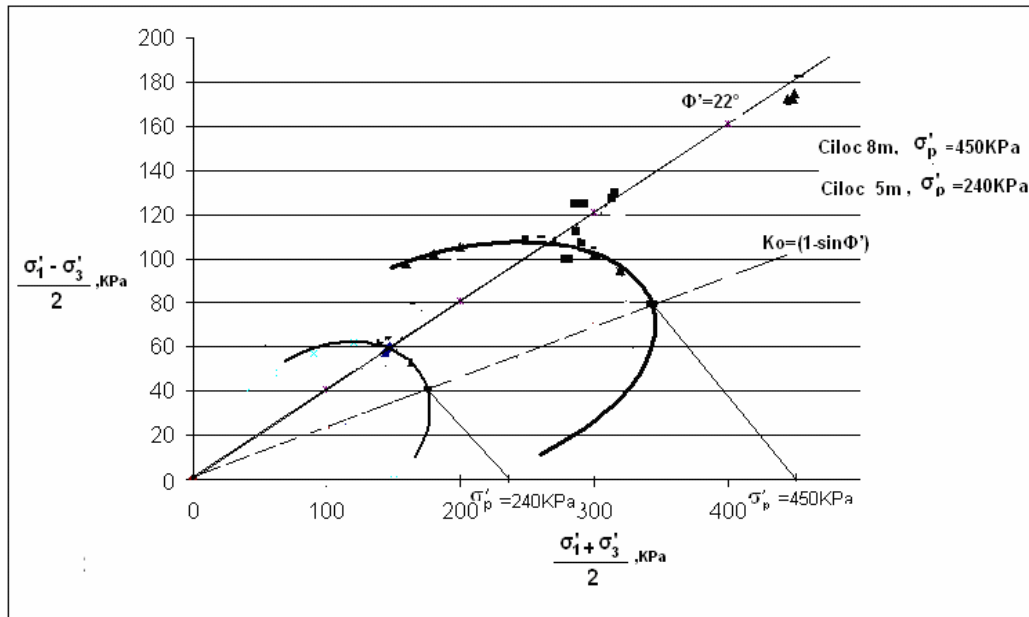


Figure V.22 Validation des modèles sur les résultats expérimentaux de l'argile de Constantine

### V-5-Homothésie des courbes d'état limite

La figure V.23, représente les courbes d'état limite du site Ciloc obtenus à différentes profondeurs 5m et 8m, on remarque que la grandeur de la pression de préconsolidation détermine la position de la ligne d'état limite dans les argiles.

Par conséquent, il est probable que tous les paramètres qui affectent  $\sigma'_p$  devraient avoir une influence sur tout l'état limite. Pour un matériau argileux et une valeur de  $\varphi'$  donnés, les lignes d'état limite à différentes profondeurs (et donc à différents valeurs de  $\sigma'_p$ ) semblent être toutes homothétiques.



**Figure V.23 Courbes d'état limite, Cilloc 5m et 6m**

#### V-6-Modèle proposé pour les argiles de Constantine

Une fois la forme du modèle a été déterminée, on va proposer un modèle général de comportement des argiles de Constantine. Sur la base de preuves expérimentales présentées lors de cette étude il est possible de combiner les principes de base d'état limite et d'état critique pour obtenir un modèle conceptuel du comportement de ces argiles. Qui aide à la compréhension de l'origine de ces caractéristiques. Le modèle proposé fournit une base rationnelle pour l'examen de certain aspect important de la pratique courante de la mécanique des argiles.

Il est depuis longtemps reconnu que le comportement des sols dépend de leur minéralogie, de leur granulométrie et de leur histoire géologique ; il a aussi été montré que ce comportement pouvait s'expliquer logiquement en faisant usage des concepts d'état limite et d'état critique.

La figure (V.24.a), décrit schématiquement l'histoire d'un dépôt argileux. Il y'a d'abord sédimentation des particules dans une mer ou un lac, puis consolidation sous une contrainte verticale croissante du fait de la formation de couches sus-jacentes ; l'argile suit alors une ligne de consolidation vierge telle que  $\alpha$ , fonction de la minéralogie et de l'environnement . En fin de déposition le sol peut être caractérisé par sa contrainte effective verticale  $\sigma'_{vi}$  et son indice des vide  $e_i$  ; il est normalement consolidé et sa contrainte effective horizontale  $\sigma'_{hi}$  est telle que

$$\sigma'_{hi} / \sigma'_{vi} = k_{onc} = 1 - \sin \varphi'$$

Dans laquelle  $\varphi'$  est l'angle de frottement de l'argile normalement consolidée.

La consolidation secondaire peut amener l'indice des vides à diminuer jusqu'à  $e_A$ , cependant des phénomènes physico-chimiques tels que la cimentation et la thixotropie peuvent venir ajouter leur effet au vieillissement pour accroître la rigidité de la structure et augmenter la pression de préconsolidation, de l'argile jusqu'à  $\sigma'_p$  voir (fig.V.24).

Cette structuration se traduit aussi par un accroissement de toute la courbe d'état limite et par une déformabilité plus faible dans le domaine surconsolidé.

De manière très simplifiée et en négligeant en particulier les effets du temps, on peut considérer que lorsque l'état de contraintes demeure à l'intérieure de la courbe d'état limite, le sol est surconsolidé et les déformations sont faibles.

Si l'état de contraintes touche la courbe d'état limite sur sa partie supérieure, il y a rupture du sol et instabilité, l'état de contraintes étant au delà de la ligne  $\varphi'$  qui devient la limite supérieure de stabilité.

Si l'état de contraintes sort de la courbe d'état limite sous la ligne  $\varphi'$  (enveloppe de l'argile normalement consolidée), le sol devient normalement consolidé, les déformations sont importantes, mais il n'y a pas rupture. C'est ce qui se produit dans l'essai oedométrique lorsque les contraintes effectives verticales dépassent  $\sigma'_p$ . Lors de ce passage de la courbe d'état limite, la structure de l'argile intacte est détruite et le sol rejoint sa courbe vierge

Aucune rupture ne se produira si les condition de contraintes restent au dessous de la droite  $\varphi'$

Il faut insister sur le fait que la ligne d'état limite existe à chaque profondeur, c'est-à-dire pour chaque valeur de  $\varphi'$  et  $\sigma'_p$ .



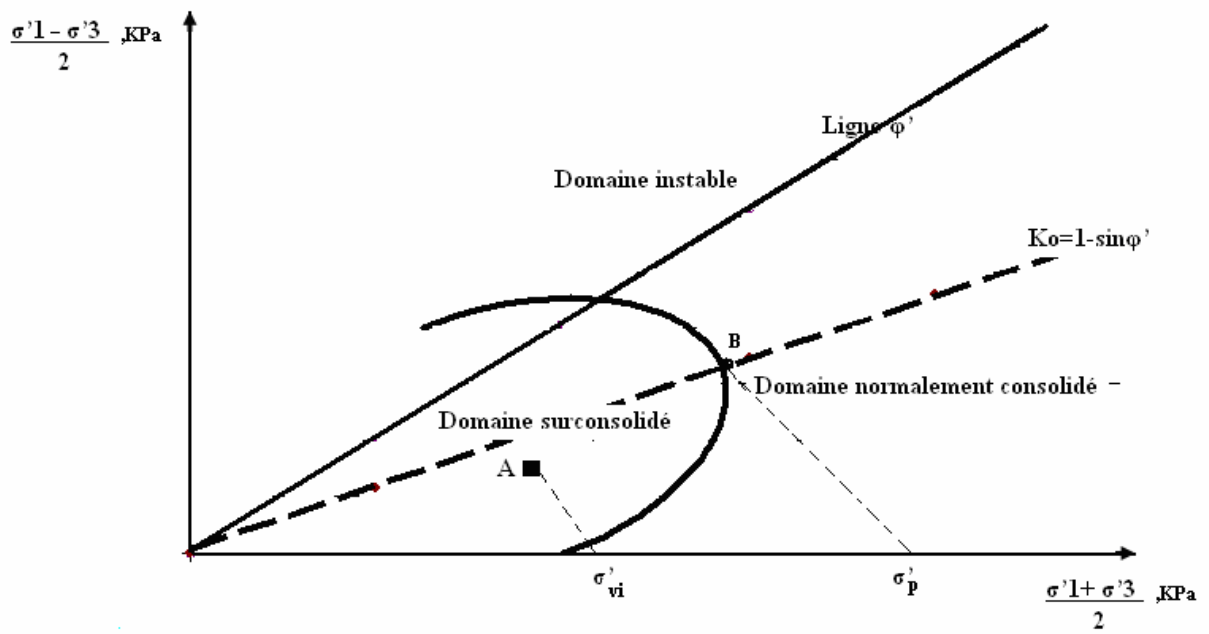
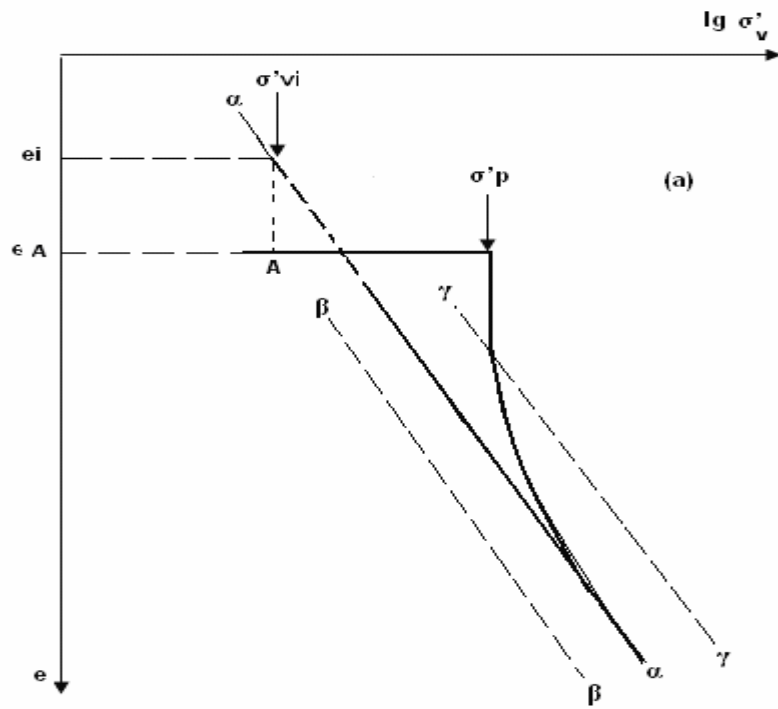


Figure V.24 Modèle proposé du comportement des argiles de Constantine

## **V-7-Paramètre de résistance**

Sous le vocable paramètre de résistance, il faut entendre tout paramètre qui directement ou indirectement donne une indication de la résistance de la structure du sol. Cela peut être une pression de préconsolidation, une résistance au cisaillement, une pression limite, etc. Tavenas et Leroueil (1977,1979) ont montré, en s'aidant des concepts d'état limite, que tous ces paramètres de résistance étaient liés.

### **V-7-1-Resistance au cisaillement définie en contrainte effective**

Il y a trois niveaux de résistance que l'on peut définir pour les argiles : la résistance en pic de l'argile surconsolidée, la résistance de l'argile normalement consolidée et la résistance résiduelle figure V.25.

#### **V-7-1-1-Résistance en pic de l'argile surconsolidée**

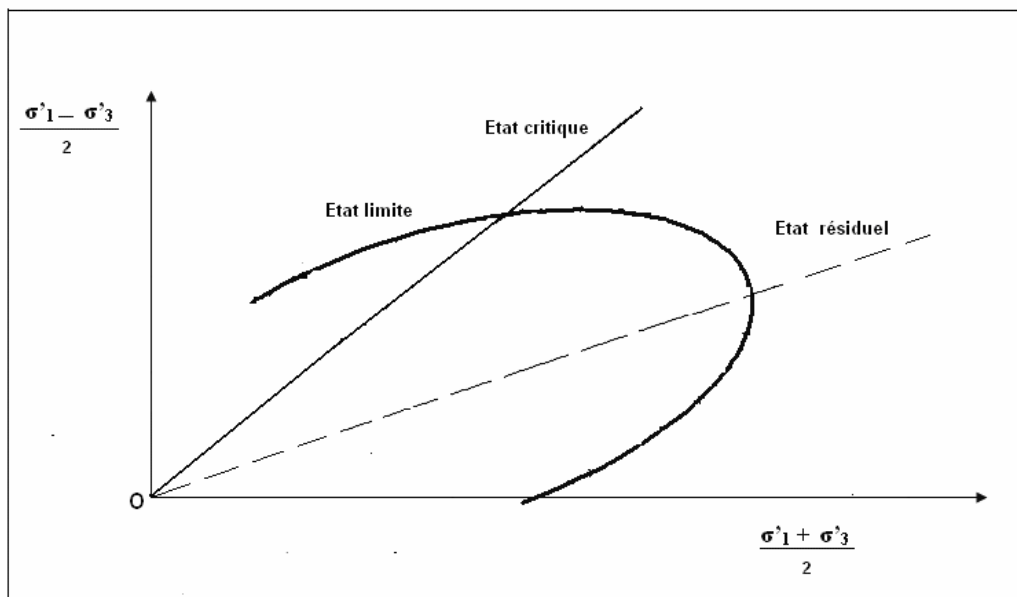
Il s'agit de la partie supérieure de la courbe d'état limite, dans le domaine surconsolidé l'argile a un angle de frottement beaucoup plus faible et une cohésion due à la surconsolidation.

#### **V-7-1-2-Résistance au cisaillement de l'argile normalement consolidée**

Cette résistance est mobilisée par l'argile normalement consolidée ou par l'argile surconsolidée à grande déformation. On l'appelle aussi résistance à l'état critique, elle est caractérisée par un angle de frottement  $\Phi_{n.c}$  et par une cohésion très faible .

#### **V-7-1-3-Résistance résiduelle**

Si la fraction argileuse du sol est constituée de phyllosilicates, c'est-à-dire particules en feuillets, alors ces dernières peuvent se réorienter le long d'un plan de cisaillement éventuel. La résistance alors mobilisée est plus faible que les résistances précédemment décrites. Elle est caractérisée par un angle de frottement  $\Phi'_r$  et une cohésion nulle. Skempton (1985) a montré que la présence de kaolinite fait passer  $I_p$  entre 20% et 35% abaissant  $\Phi'_r$  à 15°.[A.Bouazza . M.T.Ghil



**Figure V.25 Différents paliers de résistance des argiles**

### **V-8-Examen des pratiques courantes au moyen du modèle proposé**

Le modèle proposé peut être utilisé pour analyser qualitativement et peut être quantitativement la plupart des problèmes liés aux argiles, tels que l'interprétation et l'analyse de stabilité des pentes, l'analyse de la stabilité et du tassement des remblais.

En plus d'aider à la compréhension de l'origine et des caractéristiques du comportement de l'argile, le modèle proposé fournit une base rationnelle pour l'examen de certains aspects importants de la pratique courante de la mécanique des argiles.

Parmi ces problèmes, on a pris comme exemple l'analyse de stabilité des pentes.

#### **V-8-1-Analyse de la stabilité des pentes**

Lors de l'excavation ou de l'érosion d'une pente, les contraintes moyennes sont réduites et les contraintes de cisaillement sont accrues. Dans le talus, à chaque profondeur l'argile a été soumise à une histoire des contraintes spécifiques et a développé un couple de ligne d'état limite correspondant. Au début de l'excavation ou de l'érosion les conditions de contrainte correspondent à la zone V de comportement élastique. Avec la poursuite de l'excavation les contraintes de cisaillements augmentent et, à chaque profondeur, la rupture se produira lorsque le cheminement des contraintes local atteindra l'état limite Y correspondant à l'âge de la pente, par conséquent la résistance mobilisée à la rupture dans une pente devrait être l'enveloppe des points d'intersection des cheminements de contraintes à chaque profondeur avec les lignes d'état limite locales  $\gamma$ .

## V-9-Conclusion

Une étude sur l'argile de Constantine, a été réalisée pour en déterminer les caractéristiques à l'état limite.

Nous nous sommes intéressés à l'étude en laboratoire du comportement des sols argileux naturels en analysant l'évolution des surfaces de charge en fonction de l'histoire de chargement des matériaux et de la procédure d'essai.

Nous nous sommes attachés à déterminer la forme de la surface de charge des sols.

On a montré que la surface d'état limite présente une forme elliptique centrée sur le cheminement de contrainte  $K_0$  suivie pendant la formation du dépôt d'argile et que la position de la surface dans l'espace des contraintes est déterminé par la valeur de la pression de préconsolidation .

A partir des résultats obtenus à différentes profondeurs et sur différents sites, il apparaît que la surface d'état limite d'une argile à une profondeur donnée est entièrement déterminée par la connaissance des valeurs locales  $\phi'$  et  $\sigma'_p$ .

Cependant la forme et la position de la ligne d'état limite dans l'espace des contraintes sont différentes de la forme théorique correspondant au modèle Cam-Clay.

Le modèle proposé est utilisé, pour démontrer la nécessité d'analyser la stabilité des remblais en terme de contraintes effectives, et de façon générale, comme base rationnelle pour l'analyse du comportement mécanique des argiles du miocène.

Cette approche du comportement amène un regroupement des caractéristiques des argiles en différentes catégories.

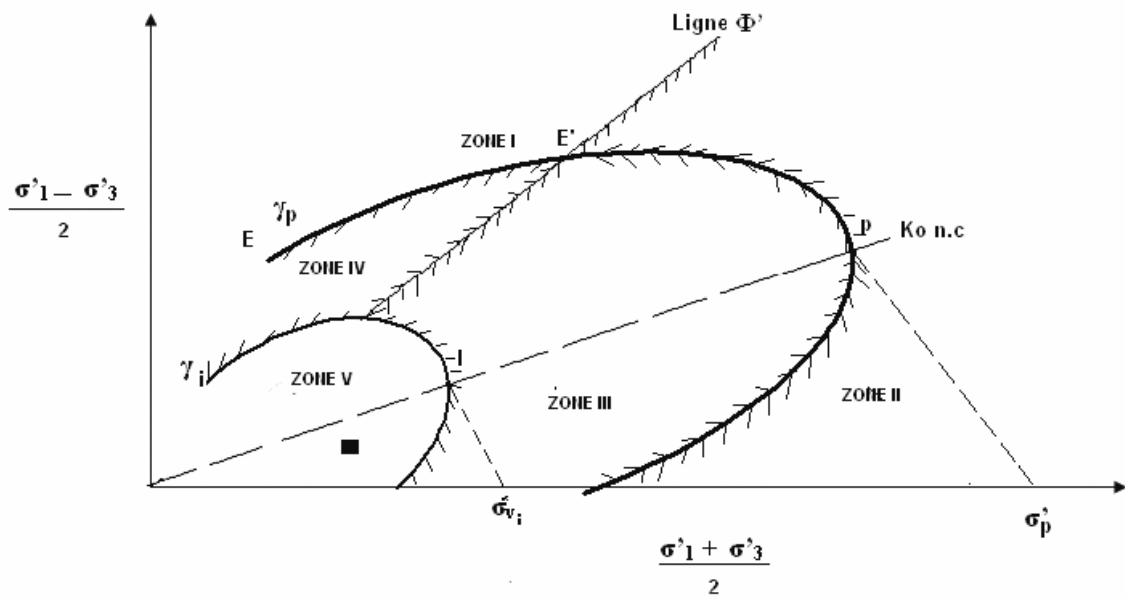
- La minéralogie et la géologie qui définissent la nature des matériaux étudiés ainsi que le contexte géologique dans lequel ils se sont formés.

- Les propriétés de l'argile intacte qui sont représentatives de sa structure et par conséquent de toute son histoire géologique.

- Les propriétés relatives au passage de l'état intact à l'état déstructuré (état normalement consolidé) ; elles indiquent le comportement du sol lorsque son état de contraintes est hors de l'état limite intacte et que la structure initiale est détruite.

- Les propriétés hydrauliques et en particulier la perméabilité qui est une fonction complexe de la granulométrie, de l'indice des vides et de l'arrangement des particules.

Enfin, le modèle qu'on va proposer réellement c'est le modèle qui tient compte de l'effet du temps et des contraintes sur l'état limite des argiles, qu'on a proposé dans la conclusion générale et perspective.



FigureV.26 Modèle proposé pour le comportement des argiles de Constantine

## Conclusions Générales et Perspectives

Les études menées lors de nos travaux de thèse sur le sujet « caractérisation des formations argileuses de la ville de Constantine » ont conduit à identifier de nombreux paramètres mécaniques qui caractérisent le comportement d'un sol argileux naturel par différents types d'essais de laboratoire.

Nous avons trouvé que la détermination des paramètres est un compromis entre les possibilités des essais et une représentation satisfaisante du comportement des ouvrages et des sols. Pour cela, il est nécessaire de bien choisir les types d'appareillages d'essais utilisés, le mode de chargement, la zone de déformation exploitée

L'ensemble des essais de laboratoire mis en œuvre lors de notre étude a permis de dresser quelques aspects d'argiles de Constantine.

Cette étude, réalisée sur des sols argileux provenant de quatre sites différents, a permis de mettre en évidence, à partir d'essais et d'analyses de laboratoire, les principales caractéristiques physiques, mécaniques et minéralogiques de la formation argileuse du Miocène de Constantine.

Pour l'ensemble des sites étudiés, plusieurs sondages carottés ont été réalisés et des profils géotechniques ont été établis afin de relier les couches de même nature et de mêmes caractéristiques identifiées dans les sondages.

Schématiquement, le sous-sol des sites étudiés est composé de deux horizons:

1/ une couche de couverture constituée essentiellement de remblais dont l'épaisseur varie de 1 à 2m.

2/ une couche d'argile limoneuse, parfois sableuse, de moyenne à forte plasticité et de moyenne à forte densité, partiellement saturée et surconsolidée sur toute la profondeur. Elle possède des coefficients de compressibilité variant de 0.095 à 0.257 et une cohésion non drainée moyenne variant entre 0.25 à 0.6 bars.

En ce qui concerne l'analyse minéralogique, la technique de diffraction des rayons X a permis d'identifier la nature de l'argile à partir des spectres de diffraction; le principal minéral prépondérant est la Kaolinite.

Malgré la grande diversité des sols argileux, les grands principes contrôlant leurs comportements mécaniques sont toujours identiques, ce qui permet de développer des approches générales pour les différents problèmes pratiques.

Par ailleurs, il existe des relations entre les différentes propriétés qui sont validées pour la plupart des argiles. C'est ainsi que les propriétés caractérisant la consistance des argiles en comportement non drainé sont représentées par la relation entre l'indice de plasticité et la résistance au cisaillement non drainée. Comme dans le cas des études réalisées par **Bjerrum** et **Skempton** pour les argiles normalement consolidées.

Deux corrélations ont été effectuées, l'une entre l'angle de frottement interne et la fraction argileuse, et l'autre entre l'indice de plasticité et l'angle de frottement interne.

Pour mener à bien ces études, des essais triaxiaux CU+U à chemins de contraintes contrôlées ont été réalisés afin de déterminer le comportement à long terme, ainsi que des essais oedométriques qui servent à déterminer la contrainte de préconsolidation, un paramètre très important reflétant l'histoire du chargement du sol dans le passé, mais ont aussi pour but de déterminer les indices de compression  $C_c$  et de gonflement  $C_g$  qui sont des paramètres indispensables dans le calcul de consolidation d'un sol ainsi que de tassement des ouvrages en génie-civil et le module oedométrique et des essais de consolidation.

Ces essais nous ont permis d'avoir des résultats intéressants concernant, les paramètres de résistances ( $c'$ ,  $\phi'$ ), paramètres de déformations (module de déformation sécant) et le coefficient des pressions des terres au repos  $K_0$ .

Nous nous sommes attachés à déterminer la forme de la surface de charge des sols et le comportement des sols lorsque les chemins de contraintes atteignent cette surface.

On a trouvé que la forme de la courbe d'état limite reflète l'anisotropie des contraintes.

En particulier, la courbe d'état limite est de forme elliptique plus au moins centrée sur la ligne  $K_{0,n,c}$  (ligne de compression unidimensionnelle dans le domaine normalement consolidé) et sa position le long de cette ligne est fixée par la valeur de la contrainte de préconsolidation  $\sigma'_p$ .

Nos études bibliographiques ont mis en évidence l'importance de prendre en compte l'évolution des lois de comportement. Les recherches sur le comportement des matériaux ont conduit au développement de lois de types élastique linéaire (Hooke), élasto-plastique avec élasticité linéaire (Mohr-Coulomb) ou élastique non linéaire (Fahey et Carter). Les notions

d'état limite, et de surface de charge, d'état critique ont été développées afin de décrire la transition entre le comportement élastique, plastique ou à la rupture des matériaux.

Les surfaces de charges obtenues à partir des essais effectués sont comparées avec des modèles utilisés pour l'argile naturelle, les paramètres des modèles sont obtenus à partir des essais oedométriques, des essais triaxiaux et des essais Ko.

De nombreux modèles ont été élaborés pour décrire le comportement des sols remaniés (Cam-clay et Cam-clay modifié) et des sols naturels (Mélania, Larsson, Anpetal). Toutefois, la simplicité du comportement élastique ou élasto-plastique avec plasticité parfaite fait qu'il est encore très utilisé pour analyser les mouvements des massifs de sols et des ouvrages dans la pratique de l'ingénierie géotechnique.

La simulation du comportement des matériaux se fait au travers des modèles rhéologiques, en général les modèles sophistiqués pouvant bien représenter le comportement du matériau nécessitant de nombreux paramètres à partir d'un nombre d'essai.

La comparaison des résultats expérimentaux avec les modèles analytiques présentés dans le chapitre V, nous ont aidé à analyser les résultats d'essais et à valider la capacité de ces modèles à rendre compte du comportement de ce sol naturel.

Les modèles Cam-Clay ont prouvé leur pertinence pour modéliser le comportement d'une argile reconstituée en laboratoire isotrope et normalement consolidée ou faiblement surconsolidée. Toutefois, ces modèles n'ont pas réussi à modéliser les argiles naturelles.

Ceci est sans doute lié à l'anisotropie des sols naturels, due au mode de dépôt des couches des sols, qui se caractérise par un coefficient de pression des terres au repos Ko.

Trois modèles choisis pour la comparaison avec les résultats expérimentaux, parmi ces modèles le modèle Mélanie et le modèle Anpetal semblent bien se caler, notamment le modèle Mélanie, c'est le modèle qui donne une correspondance assez parfaite avec les résultats expérimentaux des argiles de Constantine. .

Le modèle de Larsson est un modèle très simple et il ne s'adapte pas aux résultats expérimentaux, ce modèle limité par des droites ne peut pas exprimer dans quelle direction évolue la loi d'écoulement.

Cependant le modèle Mélanie et le modèle Anpétal permettent de mieux exprimer l'évolution de la loi d'écoulement.

Finalement on a montré que, pour une argile donnée ayant des valeurs connues de  $\varphi'$  et  $\sigma'_p$ , la ligne d'état limite est bien définie en forme et en position dans l'espace des contraintes.



Ce travail incite à envisager également d'autres axes de recherches orientées principalement dans les directions suivantes.

-Une étude plus spécifique sur le comportement rhéologique des argiles.

-Fluage et effet du temps sur l'évolution de la surface de charge.

-Nous proposons de poursuivre l'étude de l'évolution de la surface de charge sous l'effet de la surconsolidation en réalisant les mêmes séries d'essais avec différents rapports de surconsolidation.

Bien que l'étendue des travaux qui restent à réaliser demeure très vaste, la recherche mérite d'être poursuivie pour la valorisation de la modélisation du comportement du sol.

Nous pensons que cette contribution à l'étude de comportement des argiles pourrait permettre le développement d'étude similaire, notamment sur les études de stabilité et on espère que ce travail pourrait servir de base de données pour les projeteurs.

## Références bibliographiques

- Arsonnet G., Baud J-P, Gambin M. (2005)**, Réalisation du forage pour essais pressiométriques par un système de tube fendu auto-foré. Symposium International 50 ans de pressiomètres, ISP5-Pressio 2005, LCPC – ENPC, Paris. Vol. 1, pp. 31-45.
- Atkinson J.H., Salfors G. (1991)**, Experimental determination of soil properties, 10<sup>ème</sup> ECSMFE Firenze, 3,915-956
- Baguelin F., Jézéquel J., (1973)**. Le pressiomètre autoforeur, Suppl. Bull. LPC, Paris, N°67 p. 9-30, l'ITBTP N° 307-308.
- Baguelin F., Jézéquel J. (1977)**. Le pénétromètre latéral autoforeur, Proceedings of 9<sup>ème</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, Vol. 1, pp. 27-30.
- Belanteur N. (1995)**, Contribution à l'étude du comportement mécanique et thermo-mécanique des argiles remaniées, saturées et fortement consolidées. Thèse de doctorat, Université d'Orléans.
- Berry P.L., Wilkinson W.B.** The radial Consolidation of clay soils, *Geotechnique*, 19, 2, 1969, pp.253-284.
- Bescond B., Serratrice J.F. (1986)**, Comportement mécanique d'une marne en compression et en extension. Fiche 1.06.53.3
- Biarez J. (1962)**, Contribution à l'étude des propriétés mécaniques des sols et des matériaux pulvérulents, thèse de doctorat d'état, Institut de mécanique de Grenoble.
- Biarez J., Hicher P. (1994)**, Elementary mechanics of soils behaviour saturated remoulded soils. A.A. Balkema, Rotterdam/ Brookfield/.
- Bishop A.W., Henkel D.J. (1952)**, The Triaxial test. Edward Arnold Eds. London, 228 pages.
- Bishop A.W., Henkel D.J.**, The measurement of soil properties in the triaxial test, 2<sup>nd</sup> ed. Edward Arnold, London, 1962, pp. 189.
- Bjerrum L.**, Récentes recherches sur le comportement en consolidation et en résistance au cisaillement des argiles normalement consolidées, Conférences à l'Impérial collège, Londres, 1971.
- Borel S., Reiffsteck P. (2006)**. Caractérisation de la déformabilité des sols au moyen d'essais en place. Etude et recherches des laboratoires des ponts et chaussées, GT81, 132 pages.

- Boehler J.P. (1975)**, Contribution théorique et expérimentales à l'étude des milieux plastiques anisotropes, thèse de doctorat d'état, Institut de mécanique de Grenoble
- Bouche M. (1974)**, Contribution à l'étude des propriétés hydrauliques des sols fins compactés, Thèse de Doctorat, Tome 1, pp. 4-5.
- Bourges F., Paute J.L. et Mieussens C. (1973)**, Remblais expérimentaux sur vases et sur argiles molles, Bulletin de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées, Spécial T., pp.91-92.
- Brousseau P. (1983)**, Généralisation de l'état limite et de la destruction des argiles et de naturelles, thèse de maîtrise, Département de Génie Civil, Université Laval, Québec, Canada.
- Brucy F.**, Etude de la stabilité et du comportement à court terme des remblais sur sols mous, Travail de fin d'étude à l'école nationale des ponts et chaussées, Paris, France 1976.
- Costet J., Sanglerat G. (1981)**, Cours pratique de mécanique des sols, troisième édition Dunod, tome 1 : 599 pages.
- Crooks J.H.A., Becker D.E., Jefferies M.G., Mckenzie K. (1984)**, Yield behaviour of consolidation -1: Pore pressure response. Proc. ASCE Symp. On sedimentation consolidation models : prediction and validation, pp .768-776.
- Despax D. (1975)**, Etude de l'influence de la température sur les propriétés mécaniques des argiles saturées. Rapport interne, Université Laval, Québec, Canada.
- Duca V. (2001)**, Mesure de contraintes totales dans les sols, thèse de doctorat à L'ENPC.
- El Moutassim M. (1986)**, Comportement des argiles naturelles à l'intérieur de la courbe d'état limite, thèse de Maîtrise, Département de génie civil, Université Laval, Québec, Canada.
- Fauveau Brucy F. (1977)**, Effet du passage en état normalement consolidé sur l'état limite d'une argile naturelle. Thèse de maîtrise. Département de Génie Civil, Université Laval, Québec, Canada.
- Felix B., Magnan J.P., Josseum H., Kenana A., Piyal. M (1985)**, Comportement triaxial de l'argile molle de Cubzac, proc. 11th Inter.Conf on soil Mech, and Found. Eng, San Francisco, vol.2, pp, 451-454.
- Garnier J. (2002)**, Modèles physiques en géotechnique. Validation de la méthode et exemples d'application, Revue française de Géotechnique 2002, N°98, PP 5-28
- Habib P. (1951)**, Nouvelles recherches en mécanique des sols, Annales de l'ITBTP pp224, supplément sols et fondations N° 528pages

**Habib P. (1953)**, Influence de la variation de la contrainte principale moyenne sur la résistance au cisaillement des sols 3<sup>ème</sup> international Conf. On soil Mechanics and Found. Engng., 1, 131-136

**Habib P. (1984)**, Les surfaces de glissement en mécanique des sols, Revue française de géotechnique N°27, pp7-24

**Hicher P.Y. (1985)**, Comportement des argiles saturées sur divers chemins de sollicitations monotones et cycliques. Application à une modélisation élastoplastiques et viscoplastique, thèse de doctorat d'état, université Paris VI.

**Janbu N. (1963)**, soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests  
Proceedings of European conference on soil mechanics and foundation engineering (ECSMFE), Wiesbaden, vol.1, p.19-25.

**Jézéquel J., Le Méhauté (1978)**, Le pressiomètre autoforeur - Projet de mode opératoire, LRPC St Brieuc, 40 pages.

**Josseume H., Blondeau F. et Pilot G. (1977)**, Résistance au cisaillement des argiles molles, LCPC, Mécanique des sols, Bulletin de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées, numéro spécial V.I.F, pp. 122-123.

**Josseume H., Lozac'H H.P., Meimon Y.**, Détermination de la loi de comportement des argiles molles en laboratoire. Application à la vase de Lanester. Bull. Liaison Labo.P. et Ch.N° Spécial II, Stabilité des talus, tome II, Remblais et Déblais, 1976.

**Josseume H., Pilot G.**, Paramètres de comportement non drainé des argiles molles, C.R. 9<sup>ème</sup> congré international de mécanique des sols et travaux de fondation., Tokyo 1977, et présent numéro.

**Kabbaj M., Oka F., Leroueil S. and Tavenas F. (1986)**, Consolidation of natural clays and laboratory testing, in young .R.N and Townsend .F.C( eds), Consolidation of soil, Testing and Evaluations ASTM STP892, ASTM, 1986,pp.378-404.

**Kattan A. (1990)**, Fluage et consolidation des sols saturés et quasi- saturés, Analyse numérique thèse de doctorat ENPC.

**Khémissa M. (1992)**, Recherche expérimentales sur les propriétés mécaniques d'un argile molle (argile de Guiche, vallée de l'Adour) thèse de doctorat ENPC.

**Khmissa M. et J.P. Magnan (2000)**, Variabilité des résultats d'essais oedométrique sur l'argile molle de Guiche, Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées, N° 227, Juillet Août 2000.

**LCPC (1986)**, Mode opératoire Essai triaxial

**Larsson R. (1986)**, Consolidation of soft soils. Swedish Geotechnical Institute, Stockholm, Sweden, Report 29.

**Lemasson H.**, Une nouvelle méthode pour la mesure en place de l'anisotropie des argiles, Bulletin de liaison laboratoire des ponts et chaussées. N° Spécial III, Stabilité des talus, tome 2, Déblais et remblais, 1976, pp.107-116.

**Lepidas L., Magnan J.P. (1990)**, Fluage et consolidation des sols argileux, modélisation numérique, rapport de recherche LCP n° 157, 170 pages.

**Leroueil S. (1977)**, Quelques considérations sur le comportement des argiles sensibles, Thèse de doctorat, Université Laval Québec., Canada.

**Leroueil S., Tavenas F., Le Bihan J.P (1983)**, Propriétés caractéristiques des argiles de l'est du Canada. Revue canadienne de géotechnique, vol 20(4), pp.803-816.

**Magnan J.P, Shahanguian S., Josseaume H. (1982)**, Etude en laboratoire des états limites d'une argile molle organique. Revue française de géotechnique, N° 20, août 1982, PP.13-19.

**Magnan J.P., Schlosser F. et R.D. Holtz (1985)**, Construction géotechnique. Rapport sur l'état de connaissances. Compte rendu du 11<sup>e</sup> Congrès International de Mécanique des sols et des travaux de fondations, Vol 1, pp. 54-211.

**Magnan J.P, Mouratidis A.**, Modèle élastoplastique anisotrope avec écrouissage sur sols compressibles. Rapport de recherche LCP, N°121, 128 page.

**Magnan J.P., Soyer B. (1985)**, Compressibilité consolidation tassement, Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, N° 139, pp.5-18.

**Magnan J.P. (1986)**, Modélisation numérique du comportement des argiles molles naturelles, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, N°141, p.255.

**Magnan J.P., Mieussens C., Soyer B., Vautrain J. (1985)**, Essais oedométriques. Laboratoire central des ponts et chaussées. Paris, Méthode d'essai LPC.13,83 pages.

**Mestat P. (1993)**, Lois de comportement des géomatériaux et modélisation par la méthode des éléments finis. Etude et recherches des laboratoires des Ponts et chaussées Série géotechnique, ISSN 1157-3910, mars 1993, 193 pages.

- Nguyen Pham P.t., Reiffsteck P. (2007)**, Evolution a long terme de la loi de comportement d'une argile organique sous les remblais d'une autoroute urbaine, proceedings of 14<sup>th</sup> European Conference on soil Mechanics Foundation Engineering (ECMSFE), Madrid.
- Nguyen Pham P.t., Reiffsteck P. (2005)**, Evolution de la surface de charge 23<sup>ième</sup> rencontres universitaires de Génie Civil, Risque et Environnement, session ESSS.
- Nguyen Pham P.T. (2006)**, Détermination expérimentale des courbes d'états limites de l'argile de Cubzac-les-ponts. Rapport interne du LCPC, 30 pages.
- Parcevaux Ph. (1980)**, « étude microscopique et macroscopique du gonflement des sols argileux, Thèse de Doctorat, pp.1-13, 13 novembre 1980.
- Piyal M., Magnan J.P. (1984)**, Paramètres d'élasticité anisotrope de l'argile molle organique de Cubzac-les-Ponts à l'état surconsolidé, rapport de recherche LCPC N° 131,108pages.
- Reads D.W., Green G.E. (1976)**, Independent stress control and triaxial extension tests and sand, Geotechnique 26,N°4,pp.551-576
- Saada A.S., Ou C.D. (1973)**, Strain- stress relations and failure of anisotropic clays SMFD American society of Civil Engineering, vol.99N°SM12 pp1091-1111.
- Stephen G. Evans (1998)**, Les glissements de terrain dans la ville de Constantine, Commission géologique du Canada, 25 Septembre 1998
- Tavenas F., Leroueil S. (1977)**, Effets des contraintes et du temps sur l'état limite des argiles. Conference on soil mechanics and foundation engineering 9, Tokyo, July 1977. Proceedings, vol. 1pp, 319-326
- Tavenas F., Leroueil S. (1979)**, Les concepts d'état limite et d'état critique et leurs applications pratiques à l'étude des argiles, Revue française de géotechnique, N°6, fév. 1979, pp.27-49.
- Tavenas F. Leroueil S. (1989)**, « Propriétés fondamentales des sols compressibles dans le monde, Symposium international de mécanique des sols, Tiaret, 03 au 07 juin 1989, Tome 1.
- Tcheng Y. (1977)**, Modèles hydrauliques de fondations, 9<sup>ième</sup> International Conf. On soil mechanics and found. Enging, Tokyo,(1) 769-772.
- Temimi M. (1993)**, Utilisation des cendres volantes dans l'élaboration des matériaux argileux stabilisés à froid à l'aide de différents liants et mis en forme par extrusion , thèse .de doctorat, pp. 19-27, 16 décembre 1993.

**Thomann G.**, Essai oedométrique avec mesure des pression interstitielles, Bulletin de liaison laboratoire des ponts et chaussés, N° Spécial T, Remblais sur sols compressibles, Paris (France), 1973, pp.335-345.

**Vaid Y.P, Campanella R.G. (1974)**, Triaxial and plane strain behaviour of natural clay, journal Geo. Eng. Div, American Society of Civil Engineering ASCE,100 GT3,207-224

**Vayssade B. (1978)**, Contribution à l'étude du gonflement inter particulaire de sols argileux, pp. 7-8.

**Vualliat P. (1980)**, Propriétés visqueuse d'une argile. Expériences et formulation incrémental, Thèse de doctorat, INPG, Février 1980.

**Yong R.N., Silvestri V. (1979)**, Anisotropic behaviour of the sensitive clay, Can. Geotech.J., vol.16,N°2,pp335-350

**Zdravkovic L., Jardine J. (2000)**, Undrained anisotropy of Ko consolidated silt, Can.Geotech. J.37, pp.178-200