

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITÉ MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU
FACULTÉ DU GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

LABORATOIRE DE RECHERCHE EN GÉOMATÉRIAUX, ENVIRONNEMENT ET AMÉNAGEMENT
(L.G.E.A)



THÈSE DE DOCTORAT

SPÉCIALITÉ : GÉNIE CIVIL

Thème

**ÉTUDE EXPÉRIMENTALE DU COMPORTEMENT MÉCANIQUE
DES FINES DANS LA STABILITÉ DES TALUS ET DES FONDATIONS**

Présentée par :

M^r BOUDLAL OMAR

Devant le jury composé de :

Mr AIT TAHAR Kamal	Professeur à l'UMMTO	Président.
Mr MELBOUCI Bachir	Professeur à l'UMMTO	Rapporteur.
Mr BAHAR Ramdane	Professeur à l'USTHB	Examineur.
Mr BELKACEMI Smain	Professeur à l'ENP	Examineur.
Mr BENAMAR Ahmed	M. de Conférences (HDR), Université du Havre (France)	Examineur.
Mr HAMZA Ali	Maitre de Conférences à l'UMMTO	Examineur.

Soutenue le : 28 /11 /2013.

REMERCIEMENTS

Mes premiers remerciements, sont adressés à mon directeur de thèse, le professeur MELBOUCI Bachir, pour son encadrement, pour sa disponibilité et sa patience durant la réalisation de ce travail.

Je remercie vivement le professeur BAHAR Ramdane, directeur du laboratoire de Géomatériaux, Environnement et Aménagement (L.G.E.A) pour les moyens qu'il a mis à notre disposition pour pouvoir réaliser ce travail, je le remercie également pour avoir accepté de l'examiner.

Je tiens à exprimer mes chaleureux remerciements au professeur AIT TAHAR Kamal pour avoir accepté de présider le jury de cette thèse, je le remercie également pour ses encouragements et ses conseils motivants.

J'adresse par ailleurs mes sincères remerciements à Monsieur BELKACEMI Smain, Professeur à l'Ecole Nationale Polytechnique d'Alger (E.N.P) et Monsieur HAMZA Ali, Maître de conférences à l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou (U.M.M.T.O), qui nous ont honoré d'avoir accepté de participer à l'évaluation de ce travail.

Mes profonds remerciements sont adressés sans doute à Mr Ahmed BENAMAR, pour m'avoir accepté dans son équipe au sein du Laboratoire Ondes et Milieux Complexes (L.O.M.C) de l'université du Havre, je le remercie pour ses conseils et pour les moyens qu'il a mis à ma disposition pour finaliser la rédaction de cette thèse. Je suis également honoré par sa présence parmi le jury.

Enfin, mes sincères remerciements et ma profonde gratitude sont exprimés pour tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail, particulièrement, monsieur BOUKHERROUB M^{ed} Améziane (ingénieur du laboratoire pédagogique de mécanique des sols, du département de génie civil, de l'U.M.M.T.O).

RESUME

Les sols en général et les sols fins en particulier composent notre environnement immédiat. Les argiles, les marnes et les sables fins sont universellement répandus dans la nature et rentrent dans de nombreux domaines de l'activité humaine, particulièrement en géotechnique. C'est donc tout naturellement, qu'un effort de recherche important et continu a été déployé dans le monde pour résoudre les problèmes d'instabilité posés par ces sols, avant ou après la construction d'ouvrages.

Cependant, les sols homogènes et plus ou moins les sols hétérogènes en mélanges (sable-argile) ont déjà fait l'objet de différentes recherches en géotechnique. Des travaux de recherche ont permis de mieux appréhender leur comportement dans les ouvrages de génie civil. Tandis que, peu d'auteurs se sont intéressés au comportement des sols anisotropes, (sols stratifiés en couches de différentes natures). Ce domaine, où les études sont très limitées, correspond pourtant à de très nombreux cas pratiques (talus naturel, remblais, barrages en terre, centres de stockage de déchets, travaux routiers...).

Le travail réalisé, comporte une recherche expérimentale ayant pour objectif, l'étude du comportement mécanique des sols fins (argile, marne et sable fin) en mélanges et en multicouches (couches stratifiées). Les essais réalisés au laboratoire (essais œdométriques, essais de cisaillement directe à la boîte et essais triaxiaux), ont permis de montrer sous différents types de sollicitations, l'influence de la nature et de la teneur en fines sur le comportement des mélanges. Ils ont permis également, d'étudier l'influence de la nature, de la proportion, de l'ordre de stratification et de l'inclinaison des couches sur le comportement des multicouches (argile, marne et sable).

Les essais triaxiaux, ont permis de mettre en valeur d'autres détails, tels que, la chronologie de rupture des différentes couches, ainsi que les modes de déformation et la position des plans de rupture par rapport aux plans d'interfaces des couches.

MOTS CLES : Sols fins homogènes (argile, marne, sable fin), mélanges (hétérogénéité), multicouches (anisotropie), essais (œdomètre, boîte de cisaillement, triaxial), comportement.

ABSTRACT

The soils in general and fine soils in particular, compose our immediate environment. Clays, marls and fine sands are universally found in nature and are used in many fields of human activity, especially in geotechnical engineering. In the fact, many researches had been undertaken and continue to be deployed around the world to solve the instability problems of these soils before or after construction of structures.

However, homogeneous soils and more less heterogeneous soil in (sand-clay) mixtures has been the subject of various studies in geotechnics. Some research had led to a better understanding of their behavior in civil engineering structures; however, few authors were interested in the behavior of anisotropic soils (soils stratified in different layers). This field, where the studies are very limited, corresponds to many practical cases (natural slopes, embankments, earth dams, waste storage centers, road works ...).

This work which includes an experimental research, aimed to study the mechanical behavior of fine soils (clay, marl and fine sand) in mixtures and multilayer (stratified layers). The tests performed in the laboratory (oedometer tests, direct shear box tests and triaxial tests) have shown, under different types of solicitations, the influence of the nature and fines content on the behavior of mixtures. They, also, allowed to study the influence of the nature, the proportion, the order of stratification and the inclination of the layers on the behavior of sand, marl and clay multilayer.

The triaxial tests allowed, also developing other details, such as the time of failure of the different layers, the deformation modes and the position of the rupture planes according to layer interfaces plans.

KEYWORDS : Homogeneous fine soils (clay, marl, fine sand), mixtures (heterogeneous), multilayer (anisotropy), tests (oedometer, shear box, triaxial) behavior.

TABLE DES MATIERES

Remerciements

Résumé

Abstract

Liste des principales notations et indices

Liste des tableaux

Liste des figures

Introduction générale	- 1 -
Chapitre I : Caractérisation des sols fins (homogènes, hétérogènes et anisotropes)	- 4 -
1. Introduction	- 4 -
2. Généralités sur les sols fins.....	- 4 -
2.1 Composition minéralogique des sols fins	- 4 -
2.1.1 Les minéraux primaires	- 5 -
2.1.2 Les minéraux secondaires.....	- 5 -
2.1.3 Les sels solubles	- 5 -
2.1.4 Les matières organiques	- 5 -
2.2 Microstructure des sols fins	- 5 -
2.3 Différents types de sols fins.....	- 6 -
3. Les argiles.....	- 6 -
3.1 Les minéraux argileux	- 7 -
3.2 Caractéristiques physiques des argiles.....	- 8 -
3.2.1 Paramètres d'état	- 8 -
3.2.2 Paramètres de nature.....	- 9 -
3.3 Caractéristiques mécaniques des argiles	- 9 -
3.4 Caractéristiques hydrauliques des argiles	- 10 -
3.4.1 Interaction eau-solide: phénomène d'adsorption de l'eau sur les particules solides	- 10 -
3.4.2 Phénomène de gonflement des argiles	- 13 -
3.4.2.1 Les moteurs de gonflement des argiles.....	- 13 -
3.5 Les forces physico-chimiques entre particules	- 14 -
3.5.1 Les forces attractives	- 14 -
3.5.2 Les forces répulsives	- 15 -
4. Les marnes.....	- 15 -
4.1 Genèse des marnes.....	- 16 -
4.2 Influence des cycles humectation-dessiccation sur la dégradation des marnes	- 17 -
4.3 Influence des cycles gel-dégel sur la dégradation des marnes	- 17 -
5. Les sables.....	- 17 -
5.1 Les minéraux sableux	- 17 -
5.2 Microstructure des sables (sols granulaires)	- 18 -
5.3 Quelques propriétés des sables	- 19 -
5.4 Différents types de sable.....	- 20 -
5.5 Variation de volume des sables en cisaillement	- 20 -
5.6 Etudes antérieures sur le comportement des sols homogènes (sable, marne et argile) sous différents types de sollicitations.....	- 21 -
6. Sols hétérogènes	- 24 -
6.1 Sols hétérogènes, mélanges (sables-argile).....	- 25 -

6.1.1	Nature des espaces vides dans les sols en mélanges	- 27 -
6.1.2	Arrangement des particules et des grains dans les sols hétérogènes	- 28 -
6.1.3	Diagramme de phases dans le cas des sols en mélanges de (sable, argile)	- 28 -
6.1.4	Variation de volume des sols en mélanges	- 30 -
6.1.5	Influence des fines sur le comportement des mélanges (sable + argile)	- 31 -
6.1.5.1	Effet des fines sur les indices des vides minimal et maximal (emin et emax)	- 31 -
6.1.5.2	Effet des fines sur l'indice des vides intergranulaire	- 31 -
6.1.5.3	Effet des fines sur l'indice des vides de consolidation	- 32 -
6.1.5.4	Effet des fines sur l'érosion des sols en mélanges	- 32 -
6.2	Etudes antérieures sur le comportement des sols hétérogènes (mélanges de sable argile) sous différents types de sollicitations	- 33 -
6.3	Sols anisotropes, (différents sols en couches stratifiées)	- 35 -
6.3.1	Notion d'anisotropie	- 35 -
6.3.2	Anisotropie des sols	- 36 -
6.3.2.1	Différents types d'anisotropies des sols	- 36 -
6.3.2.1.1	L'anisotropie inhérente ou initiale (Type 1)	- 37 -
6.3.2.1.2	L'anisotropie induite (Type 2)	- 37 -
6.3.2.2	Anisotropie des massifs de sols générée par l'activité humaine	- 38 -
6.4	Etudes antérieures sur le comportement des sols anisotropes (multicouches) sous différents types de sollicitations	- 39 -
7.	Conclusion	- 41 -
Chapitre II : Caractérisation des instabilités des talus et des fondations		- 42 -
1.	Introduction	- 42 -
2.	Définition des mouvements de terrains	- 42 -
3.	Mouvement de terrains en pentes (instabilité des talus)	- 43 -
3.1	Les éboulements	- 43 -
3.2	Les culbutes	- 43 -
3.3	Les dispersions	- 44 -
3.4	Les écoulements (coulées boueuses et laves torrentielles)	- 44 -
3.4.1	Les laves torrentielles	- 44 -
3.4.2	Les coulées boueuses	- 45 -
3.5	Les glissements	- 45 -
3.5.1	Différents types de glissements	- 46 -
3.5.1.1	Le glissement plan	- 46 -
3.5.1.2	Le glissement circulaire ou rotationnel	- 46 -
3.5.1.3	Le glissement quelconque (aléatoire)	- 47 -
3.5.2	Principales causes des mouvements de terrains en pentes	- 48 -
3.5.2.1	Les causes dues à l'intervention humaine	- 48 -
3.5.2.1.1	Les surcharges au sommet du talus	- 48 -
3.5.2.1.2	Les déblais ou les excavations à la base du talus	- 49 -
3.5.2.1.3	La concentration d'eau vers la pente	- 49 -
3.5.2.1.4	La déforestation	- 50 -
3.5.2.1.5	Les explosions	- 50 -
3.5.2.2	Les causes naturelles	- 51 -
3.5.2.2.1	L'inclinaison de la pente (la géométrie)	- 51 -
3.5.2.2.2	Les propriétés géologiques et géotechniques des sols (résistance au cisaillement)	- 51 -
3.5.2.2.3	Les séismes et volcans	- 51 -
3.5.2.2.4	Les conditions hydrauliques (eau souterraine)	- 52 -
3.5.2.2.5	La présence d'érosion	- 53 -
3.6	Quelques statistiques sur les mouvements de terrains en pentes	- 54 -
4.	Instabilité des fondations	- 55 -
4.1	Les causes d'instabilités des fondations	- 55 -
4.1.1	Instabilité des fondations par apport de charges nouvelles à l'ouvrage	- 55 -
4.1.2	Instabilité des fondations par affouillement	- 55 -
4.1.3	Instabilité des fondations par érosion	- 56 -
4.1.4	Instabilité des fondations par tassement dû à un phénomène de liquéfaction	- 57 -
4.1.5	Instabilité des fondations par basculement sous l'effet d'un tassement et liquéfaction	- 57 -
4.1.6	Instabilité des fondations par la modification de l'état de contraintes	- 58 -

4.1.7	Instabilité des fondations par tassement, affaissement et effondrement	- 58 -
4.1.7.1	Les affaissements.....	- 58 -
4.1.7.2	Les tassements	- 58 -
4.1.7.3	Les effondrements	- 58 -
4.1.8	Instabilité des fondations par le phénomène de retrait-gonflement	- 59 -
5.	Les mouvements de terrain en Algérie	- 60 -
5.1	Présentation de quelques glissements en Algérie et la nature des sols instables	- 60 -
5.1.1	Glissement d'Ain-El-Hammam	- 60 -
5.1.2	Glissements d'Azazga	- 62 -
5.1.3	Glissement de la zone axe Nouveau Lycée (Tizi-Ouzou).....	- 64 -
5.1.4	Glissement du site Ciloc à Constantine	- 65 -
5.1.5	Glissement de Boussouf à Constantine.....	- 66 -
5.1.6	Glissements des argiles du "bassin de Mila"	- 67 -
5.1.7	Glissements de terrain du versant d'Aomar (wilaya de Bouira)	- 68 -
5.1.8	Glissements de Mechroha, Zaarouria, Hammam Tassa (Souk-Ahras)	- 69 -
5.1.9	Glissements de Bordj Bounaama, (Tissemsilt).....	- 69 -
5.1.10	Glissements de Médéa	- 70 -
5.1.10.1	La zone du Nouveau Lycée (Médéa).....	- 71 -
5.1.10.2	La zone des 400 logements de l'OPGI (Médéa).....	- 71 -
6.	Conclusion.....	- 72 -

Chapitre III : Présentation des matériaux et des dispositifs expérimentaux utilisés - 73 -

1.	Introduction	- 73 -
2.	Présentation des types de sols reconstitués	- 73 -
2.1	Les sols homogènes étudiés	- 74 -
2.1.1	Les sables.....	- 74 -
2.1.2	Les argiles.....	- 74 -
2.1.3	Les Marnes	- 75 -
2.2	Les sols hétérogènes étudiés	- 75 -
2.2.1	Les mélanges (sables + fines argileuses)	- 75 -
2.2.2	Les mélanges (argile + fines sableuses).....	- 76 -
2.3	Les sols anisotropes étudiés	- 76 -
2.3.1	Les sols multicouches (couches stratifiées de sable, marne, argile)	- 76 -
3.	Présentation et identification des matériaux	- 77 -
3.1	Le sable et les fines sableuses.....	- 77 -
3.2	L'argile	- 79 -
3.3	La marne.....	- 79 -
4.	Préparation des échantillons	- 80 -
4.1	Forme et dimensions.....	- 81 -
4.2	Type d'échantillons préparés	- 81 -
4.2.1	Echantillons en matériaux homogènes (sable, marne ou argile).....	- 81 -
4.2.2	Echantillons en matériaux hétérogènes, (mélanges de sable et d'argile).....	- 82 -
4.2.3	Echantillons en couches stratifiées (multicouches de sable, marne et argile).....	- 82 -
4.2.3.1	Échantillons en couches planes	- 83 -
4.2.3.2	Échantillons en couches inclinées.....	- 85 -
5.	Dispositifs expérimentaux et modes opératoires	- 87 -
5.1	Dispositifs expérimentaux	- 87 -
5.1.1	Appareillage œdométrique.....	- 87 -
5.1.1.1	Mode opératoire.....	- 88 -
5.1.2	Appareillage de cisaillement direct à la boîte de Casagrande.....	- 88 -
5.1.2.1	Mode opératoire.....	- 89 -
5.1.2.2	Paramètres de l'essai	- 90 -
6.	Avantages et inconvénients des essais de cisaillement direct à la boîte, (particularités des essais réalisés)	- 91 -
6.1.1	Appareillage triaxial	- 92 -
6.1.1.1	Mode opératoire.....	- 93 -
7.	Avantages et inconvénients des études expérimentales au laboratoire	- 95 -
8.	Conclusion.....	- 95 -

Chapitre IV : Etude du comportement des sols homogènes, hétérogènes et anisotropes sous sollicitations œdométriques - 96 -

1.	Introduction	- 96 -
2.	Présentation et discussion des résultats	- 97 -
2.1	Etude de la compressibilité des matériaux homogènes (sable, marne et argile)	- 98 -
2.2	Etude de la compressibilité des sols hétérogènes, mélanges de (sable, argile)	- 101 -
2.2.1	Etude de la compressibilité des mélanges (sable + fines argileuses)	- 102 -
2.2.2	Etude de la compressibilité des mélanges (argile + fines sableuses)	- 103 -
2.2.2.1	Evolution de l'indice des vides en fonction de la teneur en fines	- 104 -
2.2.2.2	Evolution des indices de compression et de gonflement en fonction de la teneur en fines ..	- 105 -
2.3	Etude de la compressibilité des sols anisotropes (sols en couches stratifiées).....	- 106 -
2.3.1	Influence de l'ordre de stratification des couches sur la compressibilité des multicouches -	107 -
2.3.2	Etude de la compressibilité d'un sol traversé par une couche de nature différente (tri-couche)...	- 108 -
2.3.2.1	Cas d'un sable traversé par une couche de marne ou d'argile (S-M-S) et (S-A-S) respectivement	- 108 -
2.3.2.2	Cas d'une argile ou d'une marne traversée par une couche de sable.....	- 109 -
2.3.3	Effet de la proportion des couches sur le comportement des sols en multicouches	- 110 -
2.4	Etude de l'évolution des tassements en fonction du temps (consolidation).....	- 112 -
2.4.1	Etude de la consolidation des matériaux homogènes (argile, marne et sable)	- 114 -
2.4.2	Etude de la consolidation des mélanges (sable, argile).....	- 116 -
2.4.2.1	Cas des mélanges de sable + fines argileuses	- 116 -
2.4.2.2	Cas des mélanges d'argile + fines sableuses	- 118 -
2.4.3	Etude de la consolidation des sols stratifiés.....	- 119 -
2.4.3.1	Influence de l'ordre de stratification des couches sur la consolidation des sols en bicouches (sable, argile), (sable, marne) et (argile, marne).	- 120 -
2.4.4	Etude de la consolidation d'un massif de sol traversé par une couche de nature différente (tri-couche).....	- 122 -
2.4.4.1	Cas d'un massif de sable traversé par une couche de marne ou d'argile (S-M-S) et (S-A-S) respectivement	- 123 -
2.4.4.2	Cas d'un massif de marne traversé par une couche d'argile ou de sable (M-A-M) et (M-S-M) respectivement	- 123 -
2.4.4.3	Cas d'un massif d'argile ou de marne traversé par une couche de sable	- 124 -
2.5	Influence de la proportion des couches sur la consolidation des multicouches	- 125 -
2.6	Influence des cycles déchargement-rechargement sur la consolidation des sols	- 126 -
2.7	Etude de la perméabilité des sols homogènes, hétérogènes et anisotropes	- 130 -
2.7.1	Evolution de la perméabilité en fonction du chargement et de la nature du sol.....	- 130 -
2.7.2	Evolution de la perméabilité en fonction du chargement et de la teneur en fine dans le cas des sols en mélanges (sable, argile).....	- 132 -
2.7.2.1	Cas des mélanges de sable + fines argileuses	- 133 -
2.7.2.2	Cas des mélanges d'argile + fines sableuses	- 134 -
2.8	Influence de l'ordre de stratification des couches sur la perméabilité d'un multicouche	- 136 -
2.8.1	Etude de la perméabilité d'un massif de sol traversé par une couche de nature différente (tri-couche).....	- 138 -
2.9	Influence de la proportion des couches sur la perméabilité d'un multicouche	- 139 -
2.10	Influence du mode de répartition des fines sur le comportement du sol à l'œdomètre.....	- 140 -
3.	Conclusion.....	- 142 -

Chapitre V : Etude du comportement des sols homogènes, hétérogènes et anisotropes au cisaillement direct a la boîte - 144 -

1.	Introduction	- 144 -
2.	Présentation et discussion des résultats	- 144 -
2.1	Analyse de la résistance au cisaillement des sols étudiés	- 145 -
2.1.1	Résistance au cisaillement des matériaux homogènes (sable, marne, argile)	- 145 -
2.1.1.1	Influence de la nature du matériau sur la résistance au cisaillement	- 145 -
2.1.2	Influence de la contrainte normale sur la résistance au cisaillement	- 147 -
2.2	Résistance au cisaillement des sols hétérogènes (mélange de sable, argile).....	- 148 -

2.2.1	Influence de la teneur en fines argileuses sur la résistance au cisaillement des mélanges (sable + fines argileuses)	149 -
2.2.2	Influence de la teneur en fines sableuses sur résistance au cisaillement des mélanges (argiles + fines sableuses)	151 -
2.3	Etude de la résistance au cisaillement des sols anisotropes, (multicouches de sable, marne, argile)	152 -
2.3.1	Influence de l'ordre de stratification des couches planes sur la résistance au cisaillement des bicouches	152 -
2.3.2	Influence de l'ordre de stratification des couches planes sur la résistance au cisaillement des tri-couches.....	155 -
2.3.3	Influence de l'ordre de stratification des couches inclinées sur la résistance au cisaillement des bicouches	158 -
2.3.4	Influence de l'inclinaison des couches sur la résistance au cisaillement des bicouches	159 -
2.4	Etude de la variation de volume des sols étudiés au cours du cisaillement	161 -
2.4.1	Influence de la nature du sol sur la variation de volume au cisaillement.....	162 -
2.4.2	Influence de la contrainte normale sur la variation de volume au cisaillement des sols	163 -
2.5	Etude de la variation de volume au cisaillement des sols hétérogènes, mélanges de (sable, argile)	165 -
2.5.1	Influence de la teneur en fines argileuses sur la variation de volume au cisaillement des mélanges (sable + fines argileuses).....	165 -
2.5.2	Influence de la teneur en fines sableuses sur la variation de volume au cisaillement des mélanges (argile + fines sableuses).....	167 -
2.6	Etude de la variation de volume des sols anisotropes, (sols stratifiés)	168 -
2.6.1	Influence de l'ordre de stratification des couches planes sur la variation de volume au cisaillement des sols en bicouche.....	168 -
2.6.2	Influence de l'ordre de stratification des couches planes sur la variation de volume au cisaillement des sols en tri-couche	169 -
2.6.3	Influence de l'ordre de stratification des couches inclinées sur la variation de volume au cisaillement des sols en multicouche	170 -
2.6.4	Influence de l'inclinaison des couches sur la variation de volume au cisaillement des sols anisotropes	171 -
2.7	Evolution des caractéristiques mécaniques au cisaillement des sols étudiés	173 -
2.8	Evolution des caractéristiques mécaniques des matériaux (sable, marne et argile)	173 -
2.9	Influence de la nature et de la teneur en fines sur l'évolution des caractéristiques mécaniques des sols en mélanges	174 -
2.10	Influence de l'inclinaison des couches sur l'évolution des caractéristiques mécaniques des bicouches (argile, marne) et (argile, sable)	176 -
2.11	Influence de l'inclinaison des couches sur l'évolution des caractéristiques mécaniques des bicouches (sable, marne) et (sable, argile).....	177 -
2.12	Evolution des caractéristiques mécaniques des tri-couches reconstitués de (sable, argile) et (sable, marne).....	178 -
3.	Conclusion	178 -

Chapitre VI : Etude du comportement des sols homogènes, hétérogènes et anisotropes a l'appareil triaxial

1.	Introduction	180 -
2.	Présentation et discussion des résultats	180 -
2.1	Analyse du comportement macroscopique des sols étudiés à l'appareil triaxial	181 -
2.1.1	Analyse du comportement macroscopique des sols homogènes (sable, argile ou marne)....	181 -
2.1.2	Analyse du comportement macroscopique des sols hétérogènes, cas des mélanges de (sable , argiles)	182 -
2.1.2.1	Mélange de sable + fines argileuses	182 -
2.1.2.2	Mélange d' argile + fines sableuses.....	182 -
2.2	Analyse du comportement macroscopique des sols anisotropes, reconstitués en couches stratifiées de (sable, marne, argile)	183 -
2.2.1	Analyse du comportement macroscopique des sols stratifiés (argile et sable)	183 -
2.2.1.1	Cas des échantillons en couches planes	183 -
2.2.1.2	Cas des échantillons en couches inclinées	184 -
2.2.2	Analyse du comportement macroscopique des sols stratifiés (marne et sable)	185 -

2.2.3	Analyse du comportement macroscopique des sols stratifiés (marne et argile).....	- 187 -
5.2.4	Analyse du comportement macroscopique des sols stratifiés de (sable, marne et argile) en couches planes	- 190 -
2.2.5	Analyse du comportement macroscopique des sols stratifiés (sable, marne et argile) en couches inclinées	- 191 -
2.3	Evolution du déviateur des contraintes en fonction des déformations axiales.....	- 193 -
2.3.1	Evaluation de la répétabilité des essais.....	- 193 -
2.3.2	Evolution de la résistance au cisaillement des sols homogènes (sable, marne et argile)	- 194 -
2.3.3	Evolution de la résistance au cisaillement des sols hétérogènes, mélanges de (sable + fines argileuses ou argile + fines sableuses)	- 196 -
2.3.3.1	Cas des mélanges de sable + fines argileuses	- 196 -
2.3.3.2	Cas des mélanges d'argile + fines sableuses	- 196 -
2.3.4	Evolution de la résistance au cisaillement des sols anisotropes (multicouche)	- 197 -
2.3.4.1	Sols en bicouches de (sable, argile)	- 197 -
2.3.4.2	Sols en bicouches de (marne, argile)	- 198 -
2.3.4.3	Sols en bicouches de (sable, marne)	- 199 -
2.3.4.4	Sols en tri-couches reconstitués de deux matériaux différents (sable, argile) ou (sable, marne) ..	- 200 -
2.3.4.5	Sols en tri-couches reconstitués de deux matériaux différents (argile, marne).....	- 201 -
2.3.4.6	Sols en tri-couche, reconstitués de trois matériaux différents, (argile, marne et sable)	- 202 -
2.3.4.6.1	Influence de l'ordre de stratification des couches.....	- 202 -
2.3.4.6.2	Influence de l'inclinaison des couches	- 204 -
2.4	Evolution des pressions interstitielles en fonction des déformations axiales.....	- 205 -
2.4.1	Evolution des pressions interstitielles dans le cas des sols homogènes (sable, marne et argile) ..	- 206 -
2.4.2	Evolution des pressions interstitielles dans le cas des sols hétérogènes, mélanges (sable + fines argileuses et argile + fines sableuses)	- 208 -
2.4.2.1	Cas des mélanges de sable + fines argileuses	- 208 -
2.4.2.2	Cas des mélanges d'argile + fines sableuses	- 209 -
2.4.3	Evolution des pressions interstitielles dans le cas des sols anisotropes, couches stratifiées de (sable , marne , argile).....	- 210 -
2.4.3.1	Sols composés de couches stratifiées (sable, argile) et (sable, marne)	- 210 -
2.4.3.2	Sols composés de couches stratifiées (argile, marne)	- 212 -
2.4.3.3	Sols composés de couches stratifiées (sable, marne, argile).....	- 213 -
2.4	Influence du mode de répartition des fines (anisotropie et hétérogénéité) sur le comportement des sols sablo-argileux aux essais triaxiaux	- 215 -
3.	Conclusion.....	- 216 -

Conclusions et perspectives - 217 -

Références bibliographiques

Annexes

LISTE DES PRINCIPALES NOTATIONS ET INDICES

Symbole	Définition
σ_1	Contrainte normale
σ_3	Contrainte latérale de confinement
$q = (\sigma_1 - \sigma_3)$	Déviateur des contraintes
σ'_p	Pression de préconsolidation
σ'	Contrainte effective
σ	Contrainte totale
τ	Contrainte tangentielle
Cu	Coefficient d'uniformité
Cc	Coefficient de courbure
e_0	Indice des vides initial
e	Indice des vides
e_g	Indice des vides de la fraction sableuse (taux de pores granulaires)
e_{max}	Indice des vides maximal
e_{min}	Indice des vides minimal
n	Porosité
Sr	Degré de saturation
w	Teneur en eau
w_l	Limite de liquidité
w_p	Limite de plasticité
I_p	Indice de plasticité
P_s	Poids sec
P_h	Poids humide
γ_w	Poids volumique de l'eau
γ_d	Poids volumique sec
$G = (\gamma_d / \gamma_w)$	Densité sèche
G_{ss}	Densité des grains de sable
G_{sk}	Densité des particules d'argile
V	Volume
ΔL	Déplacement horizontal
P_s	Poids sec
P_h	Poids humide
ρ_s	Masse volumique des grains solides
ρ_d	Masse volumique sèche
ρ_h	Masse volumique humide
ρ_w	Masse volumique de l'eau
Cc	Indice de compression
Cs	Indice de recompression (gonflement)
Cv	Indice de consolidation verticale
$\Delta H (S)$	Tassements
H_0	Epaisseur initiale de la couche
kv	Coefficient de perméabilité verticale
y	Pourcentage massique d'argile
w	Teneur en eau

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I

Tableau I.1 : Minéraux argileux.

Tableau I.2 : Caractéristiques physiques générales des argiles.

Tableau I.3 : Classification courante des roches selon la teneur en carbonate et en argile.

Tableau I.4 : Caractéristiques physiques générales des sables.

Tableau I.5 : Classes granulaires du sable

Tableau I.6 : Notations utilisées pour les différentes phases.

CHAPITRE III

Tableau III. 1 : Caractéristiques du sable étudié.

Tableau III. 2 : Limites d'Atterberg de l'argile utilisée.

Tableau III. 3 : Caractéristiques physiques de la marne utilisée.

Tableau III. 4 : Contrainte normale de cisaillement (NF P 94-07-2).

CHAPITRE IV

Tableau IV. 1 : Différents cycles de chargement-déchargement.

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I

- Figure I.1 : Cohésion, retrait et gonflement, (Andrei, 1977).
- Figure I.2 : Présentation schématique de la consistance d'un sol à différents niveaux de saturation (d'après Tang, 1979).
- Figure I.3 : Microstructure des sols granulaires (d'après Davalle, 1991).
- Figure I.4 : Variation de volume des sols pulvérulents au cours du cisaillement.
- Figure I.5 : Arrangements des particules élémentaires, (Collins et al, 1974).
- Figure I.6 : Assemblages des particules, (Collins et al, 1974).
- Figure I.7 : Microstructure d'une argile où les arrangements de particules élémentaires sont dominants dans la matrice.
- Figure I.8 : Microstructure d'une argile où les agrégats de plaquettes sont dominants
- Figure I.9 : Microstructure d'un sol fin où la matrice de sable ou de silt est dominante, avec les particules argileuses comme connecteurs entre les grains.
- Figure I.10 : Différents types d'arrangements des constituants d'un sol granulaire hétérogène, (Thevanayagam et al, 2002).
- Figure I.11 : Diagramme de phases dans le cas des sols en mélanges (sable, argile).
- Figure I.12 : Phénomène de ravinement.
- Figure I.13 : L'anisotropie du bois et de la marne noir compacte, (Serratrice, 2005).
- Figure I.14 : Formation de l'anisotropie des sols, (Reiffsteck, 2005).
- Figure I.15 : Formation d'un sol anisotrope lors du dépôt par couches, (Nguyen 2008).
- Figure I.16 : Mise en place de géosynthétiques, (Nguyen 2008).
- Figure I.17 : Coupes de couvertures de centres de stockage de déchets.
- Figure I.18 : Types d'anisotropie dans le cas des sols reconstitués

CHAPITRE II

- Figure II. 1 : Schéma d'éboulement.
- Figure II. 2 : Route de Châtel, France.
- Figure II. 3 : Schéma de culbute.
- Figure II. 4 : Schéma de dispersion.
- Figure II. 5 : Schéma d'écoulement (boue).
- Figure II. 6 : Lave torrentielle (Suisse 2005).
- Figure II. 7 : Coulée de boue.
- Figure II. 8 : Schéma d'un glissement.
- Figure II. 9 : Glissement de terrain (Hong Kong, 1972 et Japon, 2003) respectivement.
- Figure II. 10 : Glissement plan.
- Figure II. 11 : Glissement circulaire (rotationnel).
- Figure II. 12 : Glissement circulaire à flanc de talus, au pied du talus et en profondeur.
- Figure II. 13 : Glissement quelconque (aléatoire).
- Figure II. 14 : Instabilités des talus (cas des routes).
- Figure II. 15 : Surcharge au sommet de talus.
- Figure II. 16 : Déblais ou excavation à la base du talus.
- Figure II. 17 : Concentration d'eau vers la pente.
- Figure II. 18 : Glissements dû à la déforestation.

- Figure II. 19 : Un glissement de terrain causé par une explosion (Italie).
Figure II. 20 : Schéma représentant les différentes forces s'exerçant sur un massif de sol.
Figure II. 21 : Glissement de terrain lors du séisme de Santa Tecla, (Salvador).
Figure II. 22 : Processus d'infiltration de l'eau dans le sol.
Figure II. 23 : Glissement dû au processus d'érosion.
Figure II. 24: Déformation d'un massif de sol sous une charge de surface (Magnant, 2000).
Figure II. 25 : Phénomène d'affouillement au pied d'une pile de pont.
Figure II. 26 : Effondrement du pont Wilson en 1978 par affouillement (France).
Figure II. 27 : Ruine de l'ancienne tour du phare de la Coubre (France).
Figure II. 28 : Tassement dû à une liquéfaction, séisme de Kobé (Japon), 1995.
Figure II. 29 : Basculement d'un immeuble sur radier (séisme de Taiwan, 1999).
Figure II. 30 : Tour de Pise (Italie).
Figure II. 31 : Les effondrements.
Figure II. 32 : Phénomène de retrait-gonflement.
Figure II. 33 : Zone du marché d'Ain-El-Hammam (instable).
Figure II. 34 : Jets de remblais à la partie Ouest de la zone du marché.
Figure II. 35 : Nature du sol de la zone instable (schistes satinés altéré surmontés d'une couche argilo-limoneuse).
Figure II. 36 : Différents désordres enregistrés, (ancienne zone instable à Azazga).
Figure II. 37 : Nouveaux désordres au niveau d'Azazga.
Figure II. 38 : Différents désordres enregistrés, (zone Nouveau Lycée).
Figure II. 39 : Immeubles du site Ciloc affecté par le glissement, (au pied du bâtiment B).
Figure II. 40 : Coupe géologique dans l'axe du glissement de terrain localisé.
Figure II. 41 : Cité neuve inoccupée à cause du risque de glissement, zone de Boussouf (Constantine).
Figure II. 42 : Profile géotechnique du versant Boussouf, (Constantine).
Figure II. 43 : Glissements de terrains, zone des 185 logements de l'OPGI, (Mila).
Figure II. 44 : Glissements de terrains, autoroute Est-Ouest, (contournement de Bouira).
Figure II. 45 : Glissement de Bordj Bounaama (Tissemsilt).
Figure II. 46 : Glissement de terrains à la wilaya de Médéa.
Figure II. 47 : Glissement de terrains, zone du nouveau lycée, (Médéa).
Figure II. 48 : Glissements de terrains, zone des 400 logements de l'OPGI, (Médéa).

CHAPITRE III

- Figure III. 1 : Massifs naturels sableux, (Caplain, 2011).
Figure III. 2 : Massifs naturels argileux.
Figure III. 3 : Massifs naturels marneux.
Figure III. 4 : Massifs naturels de sables argileux.
Figure III. 5 : Massifs naturels d'argiles sableuses.
Figure III. 6 : Massifs naturels en multicouches de (sable, marne, argile).
Figure III. 7 : Sable et fines sableuses utilisés.
Figure III. 8 : Courbes granulométriques (sable utilisé et sable d'Hostun).
Figure III. 9 : Argile utilisée (A).
Figure III. 10 : Marne utilisée (M).
Figure III. 11 : Échantillons de sable, argile et marne, (cisaillement et œdomètre).
Figure III. 12 : Échantillons de sable, argile et marne, (triaxial).
Figure III. 13 : Échantillons en mélanges (sable, argile), (cisaillement et œdomètre).
Figure III. 14 : Échantillons en mélanges (sable, argile), (triaxial).
Figure III. 15 : Échantillons reconstitués en couches stratifiées, (Nguyen, 2008).
Figure III. 16 : Sol en pente, constitué de couches planes.

- Figure III. 17 : Échantillons en deux couches planes (cisaillement et œdomètre).
Figure III. 18 : Échantillons en trois couches planes (cisaillement et œdomètre).
Figure III. 19 : Échantillons en deux couches planes (triaxial).
Figure III. 20 : Échantillons en trois couches planes (essais triaxiaux).
Figure III. 21 : Sol en pente constitué de couches inclinées.
Figure III. 22 : Échantillons en deux couches inclinées (essais triaxiaux).
Figure III. 23 : Échantillons en trois couches inclinées (essais triaxiaux).
Figure III. 24 : Appareillage œdométrique, (Geocomp Corporation).
Figure III. 25 : Principe de l'essai œdométrique.
Figure III. 26 : Appareillage de cisaillement direct à la boîte, (Geocomp Corporation).
Figure III. 27 : Principe de la boîte de cisaillement.
Figure III. 28 : Appareillage triaxial à chargement monotone, (ELE).
Figure III. 29 : Mise en place d'un échantillon dans la cellule triaxial.

CHAPITRE IV

- Figure IV. 1 : Courbes de compressibilité des matériaux (sable, marne et argile).
Figure IV. 2 : Courbes de compressibilité des mélanges (sable + fines argileuses).
Figure IV. 3 : Courbes de compressibilité des mélanges (argile + fines sableuses).
Figure IV. 4 : Influence de la teneur en fines sur l'évolution des indices des vides.
Figure IV. 5 : Influence de la teneur en fines sur l'évolution des indices (C_c et C_s).
Figure IV. 6 : Effet de l'ordre de stratification des couches sur la compressibilité des échantillons en bicouche.
Figure IV. 7 : Compressibilité des échantillons (S-M-S) et (S-A-S).
Figure IV. 8 : Compressibilité des échantillons (A-S-A) et (M-S-M).
Figure IV. 9 : Effet de la proportion des couches sur la compressibilité des multicouches.
Figure IV. 10 : Paliers de chargement et de rechargement (418 kPa 1 et 418 kPa 2).
Figure IV. 11 : Consolidation des matériaux argile, marne et sable.
Figure IV. 12 : Phase instantanée dans le cas d'un mélange (sable, argile).
Figure IV. 13 : Phase de consolidation primaire dans le cas d'un mélange (sable, argile).
Figure IV. 14 : Consolidation des mélanges (argile + fines sableuses).
Figure IV. 15 : Consolidation des mélanges (argile + fines sableuses).
Figure IV. 16 : Consolidation des bicouches reconstitués de (sable, argile, marne).
Figure IV. 17 : Couche de sol comprise entre deux couches drainantes, (Kacprzak, 2006).
Figure IV. 18 : Effet d'une couche de marne ou d'argile sur la consolidation d'un sable.
Figure IV. 19 : Effet d'une couche d'argile ou de sable sur la consolidation d'une marne.
Figure IV. 20 : Effet d'une couche de marne ou de sable sur la consolidation d'une argile.
Figure IV. 21 : Influence de la proportion des couche sur la consolidation des multicouches de (sable, argile).
Figure IV. 22 : Influence de la proportion des couche sur la consolidation des multicouches de (sable, marne).
Figure IV. 23 : Influence de la proportion des couche sur la consolidation des multicouches de (marne, argile).
Figure IV. 24 : Effet du cycle déchargement-rechargement sur la consolidation des sols (sable, marne et argile).
Figure IV. 25 : Influence du cycle chargement-rechargement sur la consolidation des mélanges (sable + fines argileuses).
Figure IV. 26 : Influence du cycle chargement-rechargement sur la consolidation des mélanges (argile + fines sableuses).
Figure IV. 27 : Influence du cycle chargement-rechargement sur la consolidation des multicouches.

Figure IV. 28 : Evolution de la perméabilité en fonction du chargement dans le cas des matériaux (sable, argile et marne).

Figure IV. 29 : Nature des vides dans un sol.

Figure IV. 30 : Evolution de la perméabilité en fonction du chargement dans le cas des mélanges de sable + fines argileuses.

Figure IV. 31 : Evolution de la perméabilité en fonction de la teneur en fines argileuses.

Figure IV. 32 : Evolution de la perméabilité en fonction de la teneur en fines sableuses.

Figure IV. 33 : Evolution de la perméabilité en fonction de la teneur en fines sableuses.

Figure IV. 34 : Evolution de la perméabilité en fonction de l'ordre de stratification des couches (cas des échantillons en bicouches).

Figure IV. 35 : Evolution de la perméabilité d'un massif de sol traversé par une couche de différente nature.

Figure IV. 36 : Evolution de la perméabilité en fonction de la proportion des couches.

Figure IV. 37 : Evolution de la perméabilité en fonction de la proportion des couches.

Figure IV. 38 : Effet du mode de répartition des fines sur la compressibilité des sols.

Figure IV. 39 : Effet du mode de répartition des fines sur la consolidation des sols.

Figure IV. 41 : Effet du mode de répartition des fines sur la perméabilité des sols.

CHAPITRE V

Figure V. 1 : Evolution de la résistance au cisaillement en fonction de la nature du sol.

Figure V. 2 : Zoom sur un contact de grains.

Figure V.3 : Evolution de la résistance au cisaillement en fonction de la contrainte normale.

Figure V. 4 : Résistance au cisaillement des mélanges (sables, argile) en fonction de la teneur en fines argileuses.

Figure V. 5 : Résistance au cisaillement des mélanges (argile, sable) en fonction de la teneur en fines sableuses.

Figure V. 6 : Echantillons en bicouches après cisaillement (couches planes).

Figure V. 7 : Résistance au cisaillement des bicouches (couches planes).

Figure V. 8 : Position du plan de cisaillement par rapport au plan d'interfaces.

Figure V. 9 : Echantillons en tri-couches après cisaillement (couches planes).

Figure V. 10 : Résistance au cisaillement des tri-couches (couches planes).

Figure V. 11: Résistance au cisaillement des tri-couches (A-S-A et M-S-M).

Figure V. 12 : Effet des couches adjacentes sur le cisaillement d'une couche intermédiaire.

Figure V. 13 : Echantillons en bicouches après cisaillement, (couches inclinées).

Figure V. 14 : Résistance au cisaillement des bicouches (couches inclinées).

Figure V. 15 : Résistance au cisaillement des bicouches (A/S et S/A).

Figure V. 16 : Influence de l'inclinaison des couches sur la résistance au cisaillement des bicouches (A-M , A/M) et (M-A , M/A).

Figure V. 17 : Position du plan de cisaillement (couches planes et couches inclinées).

Figure V. 18 : Influence de l'inclinaison des couches (A-S , A/S) et (M-S , M/S).

Figure V. 19 : Influence de l'inclinaison des couches (S-M , S/M) et (S-A , S/A).

Figure V. 20 : Variation de volume en cisaillement des matériaux (sable, marne et argile).

Figure V. 21 : Effet de la contrainte normale sur la variation de volume en cisaillement des matériaux (sable, marne et argile).

Figure V. 22 : Effet de la teneur en fines argileuses sur la variation de volume en cisaillement des mélanges (sables, argile).

Figure V. 23 : Effet de la teneur en fines sableuses sur la variation de volume des argiles.

Figure V. 24 : Influence de de l'ordre de stratification des couches planes sur la variation de volume en cisaillement des bicouches (argile, marne).

- Figure V. 25 : Influence de l'ordre de stratification des couches planes sur la variation de volume des bicouches (sable, argile) et (sable, marne).
- Figure V. 26 : Influence de l'ordre de stratification des couches planes sur la variation de volume des tri-couches.
- Figure V. 27 : Influence de l'ordre de stratification des couches inclinées sur la variation de volume des bicouches (A/M et M/A).
- Figure V. 28 : Influence de l'ordre de stratification des couches inclinées sur la variation de volume des bicouches (A/S et S/A) et (S/M et M/S).
- Figure V. 29 : Position du plan de rupture (cisaillement) en couches inclinées.
- Figure V. 30: Influence de l'inclinaison des couches sur la variation de volume des bicouches (argile, marne).
- Figure V. 31 : Droites intrinsèques des matériaux (sable, marne et argile).
- Figure V. 32 : Droites intrinsèques des mélanges (sable, argile).
- Figure V. 33 : Evolution de la cohésion et de l'angle de frottement interne en fonction de la nature et de la teneur en fines.
- Figure V. 34 : Droites intrinsèques des bicouches (argile, marne et argile, sable).
- Figure V. 35 : Droites intrinsèques des bicouches (marne, sable).
- Figure V. 36 : Droites intrinsèques des échantillons en tri-couches.

CHAPITRE VI

- Figure VI. 1 : Echantillons d'argile, de marne et de sable après rupture.
- Figure VI. 2 : Mélange de sable + fines argileuses.
- Figure VI. 3 : Mélange d'Argile + fines sableuses.
- Figure VI. 4 : Multicouches de (sable, argile) en couches planes.
- Figure VI. 5 : Multicouches de (sable, argile) en couches inclinées.
- Figure VI. 6 : Multicouches de (sable, argile) en couches inclinées.
- Figure VI. 7 : Bicouches de (Sable, Marne) en couches planes.
- Figure VI. 8 : Tri-couches de (sable, Marne) en couches inclinées.
- Figure VI. 9 : Multicouches de (Argile, Marne) en couches planes.
- Figure VI. 10 : Multicouches de (Argile, Marne) en couches planes et inclinées.
- Figure VI. 11 : Tri-couches de Sable, Marne et Argile (couches planes).
- Figure VI. 12 : Tri-couches de Sable, Marne et Argile (couches planes).
- Figure VI. 13 : Tri-couches de Sable, Marne et Argile (couches inclinées).
- Figure VI. 14 : Tri-couches de Sable, Marne et Argile (couches inclinées).
- Figure VI. 15 : Répétabilité des essais triaxiaux.
- Figure VI. 16 : Echantillons d'argile, de marne et de sable après rupture.
- Figure VI. 17 : Influence des fines argileuses sur la résistance au cisaillement des sables.
- Figure VI. 18 : Influence des fines sableuses sur la résistance au cisaillement des argiles.
- Figure VI. 19 : Influence de l'ordre de stratification et de l'inclinaison des couches sur l'évolution du déviateur des contraintes des bicouches (sable, argile).
- Figure VI. 20 : Influence de l'ordre de stratification et de l'inclinaison des couches sur la résistance des bicouches (argile, marne).
- Figure VI. 21 : Influence de l'ordre de stratification et de l'inclinaison des couches sur l'évolution du déviateur dans le cas des bicouches (sable, marne).
- Figure VI. 22 : Influence de la proportion et de l'inclinaison des couches sur l'évolution du déviateur dans le cas des tri-couches (sable, argile) et (sable, marne).
- Figure VI. 23 : Influence de la proportion et de l'inclinaison des couches sur la résistance des tri-couches (argile, marne).
- Figure VI. 24 : Influence de l'ordre de stratification des couches sur le déviateur des contraintes, (aux deux états plan et incliné).

- Figure VI. 25 : Influence de l'inclinaison des couches sur le déviateur des contraintes.
- Figure VI. 26 : Influence de la nature des matériaux (sable, marne et argile) sur l'évolution des pressions interstitielles des échantillons.
- Figure VI. 27 : Pressions interstitielles des matériaux, (marne et argile).
- Figure VI. 28 : Influence de la teneur en fines argileuses sur l'évolution des pressions interstitielles des mélanges, (sable + fines argileuses).
- Figure VI. 29 : Influence de la teneur en fines sableuses sur l'évolution des pressions interstitielles des mélanges, (argile + fines sableuses).
- Figure VI. 30 : Influence de l'ordre de stratification des couches et de leur inclinaison sur l'évolution des pressions interstitielles des multicouches (sable, argile) et (sable, marne).
- Figure VI. 31 : Influence de la proportion des couches sur l'évolution des pressions interstitielles des multicouches (sable, argile) et (sable, marne).
- Figure VI. 32 : Influence de l'ordre de stratification des couches et de leur inclinaison sur l'évolution des pressions interstitielles des multicouches (marne, argile).
- Figure VI. 33 : Influence de l'ordre de stratification des couches et de leur inclinaison sur l'évolution des pressions interstitielles des multicouches (marne, argile).
- Figure VI. 34 : Influence de l'ordre de stratification des couches sur l'évolution des pressions interstitielles des multicouches (sable, marne, argile).
- Figure VI. 35 : Influence de l'inclinaison des couches sur l'évolution des pressions interstitielles des multicouches (sable, marne, argile).
- Figure VI. 36 : Effet du mode de répartition des fines sur le comportement des sols.

INTRODUCTION GENERALE

Les sols en général et les sols fins en particulier composent notre environnement immédiat. La compréhension de cet environnement, paraît tellement intrinsèque à la survie de l'homme que toutes les civilisations ont contribué à son développement depuis les pyramides jusqu'aux gratte-ciels. Ainsi, depuis longtemps, de nombreux procédés industriels reposent sur l'exploitation des poudres et des grains. Ces procédés, pourtant simples et faciles à appréhender, ont nécessité, pour leur mise au point, de nombreuses années d'amélioration patiente, de germination d'idées astucieuses et d'utilisation d'associations d'idées et de résultats expérimentaux plus ou moins simples.

L'étude du comportement des sols a mobilisé, depuis de nombreuses années, un important effort de recherche dans des disciplines diverses telles que la géologie, la mécanique des sols et des roches, le génie des procédés et la physique de la matière. L'activité économique autour du sol ne se limite cependant pas à des techniques industrielles anciennes. En parallèle, avec les besoins actuels de l'homme (bâtiments, barrages, tunnels, ponts, aérodromes ...), s'impose la nécessité de nombreuses applications nouvelles, accompagnées de connaissances expérimentales et théoriques accrues, du comportement mécanique et rhéologique des sols pour optimiser leur exploitation, et faire face aux différents désordres (instabilité des pentes, tassements, tassements différentiels, liquéfaction, notamment suite aux tremblements de terre...) qui surviennent avant ou après la construction des différents ouvrages de génie civil.

Les sols (sable, marne et argile) sont universellement répandus dans la nature et rentrent dans de nombreux domaines de l'activité humaine, particulièrement en géotechnique. Ils jouent un rôle de support aux différentes structures en génie civil ou en travaux publics, et ils sont également les éléments de base d'une large gamme de construction en géotechnique. C'est donc tout naturellement qu'un effort de recherche important et continu a été déployé dans le monde pour résoudre les problèmes posés par l'utilisation de ces sols.

Les sables, les argiles et les marnes se présentent à l'état naturel comme matériaux plus ou moins homogènes, mais également sous forme de mélanges (sols hétérogènes) ou de multicouches (sols anisotropes). Les sols homogènes et plus ou moins les sols en mélanges (sable-argile) ont fait l'objet de plusieurs recherches en géotechnique. Des travaux ont permis de mieux appréhender leur comportement dans les ouvrages de génie civil et de travaux publics, malgré que la compréhension de leur comportement soit une tâche qui est loin d'être achevée. En fait, ces travaux ont permis de montrer que, même si chaque grain est un objet assez simple, l'ensemble de grains est un système très complexe, dans lequel le désordre et le caractère divisé du milieu jouent un rôle capital.

En revanche, peu d'auteurs se sont intéressés au comportement des sols stratifiés (multicouches). Ce domaine, où les études sont très limitées, correspond pourtant à de très nombreux cas pratiques : talus naturels, remblais ou barrages en terre, couvertures étanches des centres de stockage de déchets, travaux routiers... . Dans certains cas (couvertures étanches), plusieurs types de couches de sols sont nécessaires pour répondre à différentes fonctionnalités parfois même opposées (imperméabilité, résistance, flexibilité ...) et doivent pouvoir se déformer sous différents types de sollicitations, sans s'endommager.

Ainsi, cette thèse a pour objectifs, d'étudier sous différents types de sollicitations (la compressibilité à l'œdomètre et le cisaillement à la boîte et au triaxial) le comportement des sols fins hétérogènes (mélanges) ou anisotropes (stratifiés en couches de différents matériaux) à l'état naturel ou artificiels (reconstitués) en s'intéressant à :

- L'influence de la nature et de la proportion des fines sur le comportement des sols en mélange, en se basant d'une part sur l'étude du comportement des mélanges de sable avec différentes proportions de fines argileuses, et d'autre part, sur le comportement des mélanges d'argile avec différentes proportions de fines sableuses.

- L'influence de la nature des couches, de l'ordre de leur stratification, de leur proportion (épaisseur), et de leur inclinaison sur le comportement des sols en multicouche, en se basant sur des échantillons reconstitués en deux ou trois couches stratifiées selon plusieurs combinaisons des matériaux (sable, marne et argile) à l'état plan ou incliné, tout en s'intéressant à la détermination de la position du plan de rupture et du mode et de la chronologie des déformations des différentes couches.

Des essais sur des matériaux homogènes (sable, argile, et marne) sont également réalisés pour servir de références.

Cette thèse s'articule principalement en deux parties : une recherche bibliographique et une étude expérimentale.

La première partie comporte deux chapitres :

Le premier chapitre est consacré aux généralités sur les sols, particulièrement, les sables, les marne, les argiles, les différents types de mélanges sable-argile et les sols stratifiés (anisotropes). Il s'étale principalement sur leur minéralogie et leurs caractéristiques mécaniques et hydrauliques.

Dans le deuxième chapitre, sont exposés des généralités sur les mouvements de terrains en général, et ceux surgissant dans les terrains en pentes en particulier, ainsi que les facteurs déclenchant. Sont présentés également les instabilités des fondations et les causes principales de leurs désordres. Des cas réels de mouvements de terrains en Algérie sont exposés en se basant principalement sur la nature des terrains instables et les causes d'instabilité.

La deuxième partie comporte quatre chapitres :

Le chapitre trois, introduit la partie expérimentale de cette étude. Il comporte la présentation des massifs naturels et des matériaux étudiés, ainsi que les résultats d'essais d'identification. Dans ce chapitre sont présentés également les différents types

d'échantillons soumis aux essais, ainsi que les différents dispositifs expérimentaux (œdomètre, boîte de cisaillement et triaxial) et les modes opératoires adoptés.

Le chapitre quatre, englobe la première série d'essais mécaniques réalisée au laboratoire. Dans ce chapitre est traité le comportement des sols étudiés à l'œdomètre du point de vue compressibilité, consolidation et perméabilité en fonction des paramètres caractérisant les différents échantillons, à savoir la nature et la proportion des fines, la nature et la proportion des couches et leur ordre de stratification dans le multicouche.

Dans le cinquième chapitre, sont présentés les résultats d'essais de cisaillement direct à la boîte de Casagrande. L'objectif principal étant d'étudier l'évolution du comportement des sols traités en terme de résistance au cisaillement et de variation de volume, ainsi que l'évolution des caractéristiques mécaniques de cisaillement (c' et ϕ'), en fonction des différents paramètres cités ci-avant.

Le sixième et dernier chapitre, comporte la dernière série d'essais. Il s'agit d'essais de cisaillement à court terme à l'appareil triaxial permettant d'étudier le comportement du matériau dans le cas le plus défavorable. Dans ce chapitre est exposé d'abord le comportement macroscopique des échantillons en se basant sur une analyse visuelle caractérisée par des photographies prises au cours des essais. Cette analyse a permis d'apporter des précisions importantes concernant la chronologie, les modes et les plans de rupture des différentes couches. Ensuite, est présentée l'influence des paramètres de l'essai sur l'évolution du déviateur des contraintes et des pressions interstitielles en fonction des déformations axiales.

Enfin, cette thèse se termine par des conclusions permettant de synthétiser les principaux résultats obtenus et d'envisager quelques perspectives.

CHAPITRE I

CARACTERISATION DES SOLS FINS (HOMOGENES, HETEROGENES ET ANISOTROPES)

1. Introduction

En fonction de l'environnement de leur formation naturelle, les sols se présentent à l'état homogène, mais souvent à l'état hétérogène (en mélanges) notamment de (sable, argile) ou encore stratifiés en couches par la sédimentation de plusieurs matériaux différents (multicouches anisotropes).

Bien que ces types de sols (mélanges et multicouches) sont exploités à l'état naturel comme support de fondations de différents ouvrages de génie civil, néanmoins, ils peuvent être également reconstitués au laboratoire ensuite sur chantier, de telle sorte à assurer certaines fonctions d'étanchéité, de résistance et de flexibilité dans le cas des ouvrages en terres (routes, barrages, barrières étanches, ...).

Par ailleurs, l'hétérogénéité et l'anisotropie de ces sols, nécessitent des études plus approfondies et plus complexes pour comprendre et maîtriser leur comportement mécanique sous les différentes sollicitations auxquelles ils seront confrontés lors de leur mise en service.

Dans ce chapitre sont présentés les sols fins en général, et les sols étudiés dans cette recherche en particulier, à savoir : l'argile, la marne et le sable fin, sous forme homogène (un même matériau), hétérogène (mélanges de sable, argile) ou anisotrope (multicouche).

2. Généralités sur les sols fins

Comme tous les autres types de sols, les sols fins sont des matériaux meubles issus de la dégradation et de la décomposition des roches par des agents atmosphériques et des activités biologiques. Ils sont caractérisés par une forme en feuillet (le rapport de la longueur sur l'épaisseur est supérieur à 10), ce qui donne aux particules une apparence semblable à celle d'une feuille de papier. En général, ces particules sont plus flexibles que les particules volumineuses. Les sols qui en sont constitués sont donc plus compressibles et ils se déforment facilement sous l'effet d'une charge statique, par contre, ils peuvent présenter une meilleure stabilité face aux vibrations et aux chocs.

2.1 Composition minéralogique des sols fins

Les sols sont généralement le résidu de l'altération de différents types de substrats rocheux ou meubles, leur composition minéralogique dépend donc directement de celle de la roche mère. Cependant, l'altération peut modifier cette composition. Les particules solides des sols sont composées de divers minéraux. Ils sont souvent classés en quatre catégories (minéraux primaires, minéraux secondaires, sels et matières organiques) suivant leur composition, leur mode de formation et leur cause de formation, (Xiang-Ling LI, 1999).

2.1.1 Les minéraux primaires

Ce sont les minéraux résiduels qui ont échappé à l'altération, ils sont stables (ils conservent alors la signature minéralogique et géochimique des matériaux source), ou instables (n'ayant pas subi suffisamment les effets de l'altération). Le quartz, les feldspaths et les micas qui se retrouvent dans diverses fractions granulométriques sont les minéraux primaires les plus abondants dans les sols. Ils peuvent résulter d'une simple érosion des substrats avec tris granulométriques au cours du transport, surtout par l'eau, et au cours de la sédimentation. Cette catégorie de minéraux se retrouve souvent dans les sols grenus (sables grossiers, graviers, etc.).

2.1.2 Les minéraux secondaires

Ils résultent de la transformation (ou dégradation) géochimique des minéraux primaires, ce qui implique donc un changement de statut minéralogique accompagné d'une réduction de taille. Ils comprennent divers types de minéraux argileux (simples ou interstratifiés), ainsi que des hydroxydes ou oxydes généralement de Fe, parfois de Mn ou d'Al. Les minéraux argileux se cantonnent dans une gamme granulométrique comprise entre le micron et quatre microns.

2.1.3 Les sels solubles

Les solutions qui résultent de l'altération par hydrolyse, transportent des éléments chimiques actifs tels que K, Na, Ca, Mg. Soit ces éléments quittent définitivement les sites de l'altération, soit ils y demeurent en constituant des phases minérales neuves (carbonates, sulfates, sels). Les carbonates peuvent jouer un rôle de ciment temporaire ou définitif scellant les minéraux argileux. K et Na peuvent aussi subsister dans ou à proximité des minéraux argileux. Par conséquent, ces sels peuvent influencer fortement le comportement hydromécanique des sols.

2.1.4 Les matières organiques

Elles résultent de la transformation hydrolytique ou biologique des résidus végétaux à la surface des sols. Ces résidus peuvent être réincorporés plus bas dans le matériau argileux du sol. La matière organique, à raison de quelques pour-cent, peut être présente dans les sédiments. Elle se caractérise par une forte capacité de rétention d'eau, ainsi, agit sensiblement sur le comportement géomécanique d'un matériau argileux.

2.2 Microstructure des sols fins

Dans les sols fins, les forces de surface sont très importantes. Les forces d'attraction et de répulsion jouent donc un rôle prépondérant dans la mise en place des particules élémentaires (plaquettes). Ce sont des phénomènes extrêmement complexes. Les plaquettes peuvent être arrangées dans une gamme de configurations géométriques extrêmement étendue, et même chaotique. Dans certaines circonstances de sédimentation, les plaquettes d'argile peuvent se combiner et former des agrégats sous des formes diverses et se comportent comme des unités individuelles.

Selon Collins et al (1974), la microstructure d'un sol fin résulte essentiellement des conditions suivantes :

- Acidité;
- Vitesse de dépôt;
- Minéralogie des sols;
- Etat d'agitation de l'eau;
- Quantité de matière organique;
- Dimension et forme des particules;
- Caractéristiques et charge électrique des ions échangeables;
- Histoire des sollicitations : séchages, mouillages, charges mécaniques, etc.
- Mode de dépôt et caractéristiques électrochimiques de l'électrolyte au moment de dépôt du sol (concentration, etc.);

Cependant, Collins et McGown (1974), ainsi que Collins (1984), suggèrent de décrire la microstructure d'un sol à l'aide des trois types d'unités de base suivantes :

- Les espaces vides.
- L'assemblage des particules;
- L'arrangement des particules élémentaires (plaquettes);

2.3 Différents types de sols fins

Selon Collins (1974), les sols fins sont les matériaux dans lesquels les particules de nature argileuse occupent une place prédominante. Cependant, lorsque les particules argileuses sont supérieures à 3%, et les particules grossières sont inférieures à 10 %, le matériau est classé comme étant un sol fin.

Les sols à grains fins regroupent évidemment tous les sols dont les particules sont invisibles à l'œil nu. Suivant la classification des sols par granulométrie, le vocable sols fins désigne en général les argiles, les silts et les limons.

- **Les silts et les limons**, sont composés de fines particules de roche dont le diamètre équivalent varie de 0,002 mm à 0,08 mm, et dont la forme peut être observée à la loupe ou au microscope optique. Habituellement, même dans des conditions similaires de compacité, le silt ne peut supporter des charges aussi importantes que le gravier et le sable. Sa compressibilité est d'ailleurs plus grande que celle de ces deux types de sols, ce qui occasionne des tassements accrus. Quant à sa perméabilité, elle est très faible, (Robitaille et Tremblay, 1997).
- **Les argiles**, sont constituées de particules cristallines qui proviennent de la décomposition chimique des constituants de roche. Le diamètre équivalent des particules d'argile varie approximativement de 1 nm à 0,002mm, (Robitaille et Tremblay, 1997).

3. Les argiles

D'une manière générale, un sol contenant plus de 3% de particules argileuses possède déjà des propriétés d'un sol argileux. Lorsque la proportion de particules argileuses dépasse 30%, le sol est considéré comme une argile, (Xiang-Ling LI, 1999).

Les particules d'argile présentent la fraction minérale inférieure à 2 μm . L'argile étant pratiquement imperméable, elle est souvent employée comme matériaux d'étanchéité dans les noyaux de barrage en terre ou de digues. Toutefois, sa compressibilité est élevée, et en

général, les charges qu'elle peut supporter sont de loin inférieures à celles que supportent le gravier et le sable. Les particules d'argile, contrairement à celles des autres types de sols, sont attirées les unes vers les autres et se regroupent. Cette attraction, qui porte le nom de cohésion, est à l'origine de la consistance. Dans des conditions d'humidité favorables, la consistance est telle que l'argile devient plastique et qu'il est possible de la façonner, une opération pratiquement irréalisable avec le gravier ou le sable, (Robitaille et Tremblay, 1997).

3.1 Les minéraux argileux

Les sols fins (les argiles) sont essentiellement composés de minéraux argileux. Les caractéristiques physico-chimiques de ces derniers sont donc des facteurs déterminants pour le comportement mécanique. Les particules des minéraux argileux présentent, en effet, deux caractéristiques particulières et importantes, (Xiang-Ling LI, 1999) :

- Elles sont de très petite taille et associent l'eau à leur structure, ce qui leur confère des propriétés colloïdales intéressantes du point de vue géomécanique ;
- La majorité des minéraux argileux se caractérise par une microstructure lamellaire ou foliaire organisée elle-même selon une intégration multi-échelle. En conséquence, la surface spécifique des minéraux argileux ainsi que la capacité d'échange cationique peuvent être élevées. Ces deux paramètres rendent compte de plusieurs propriétés hydromécaniques importantes, tels que le phénomène d'adsorption d'eau autour des particules argileuses et au sein de la structure foliaire, la capacité de gonflement chez certaines espèces minérales, l'étendu du domaine plastique, etc...

Les trois familles les plus connues de minéraux argileux sont la kaolinite, la montmorillonite et l'illite (voir tableau I.1).

- **La kaolinite**, ce nom vient du mot Kauling, qui désigne le haut sommet d'une colline située près de Jaucha Fu en Chine où cette argile blanchâtre a été découverte il y a quelques siècles. La kaolinite est formée de couches élémentaires comprenant chacune un feuillet tétraédrique et un feuillet octaédrique qui renferme des atomes d'aluminium (gibbsite).




Les argiles de la famille de la kaolinite sont les constituants essentiels de la plupart des argiles utilisées en céramique. Ces minéraux sont relativement inactifs, non gonflants. La formule chimique de cette famille est du type $[\text{Si}_2\text{Al}_2\text{O}_5(\text{OH})_4]$ pour une demi-maille, elle est donc assez riche en alumine.

- **L'illite**, a été découverte pour la première fois à l'université de l'Illinois (USA) par le professeur R.E. Grim. Les argiles de la famille de l'illite sont parmi les minéraux les plus répandus à la surface de la terre. La structure de l'illite est analogue à celle des micas, mais la matière est beaucoup plus finement divisée. Elles sont moyennement gonflantes. La formule chimique pour une demi-maille de l'illite est de la forme : $[\text{Si}(4-x)\text{Al}_x\text{Al}_2\text{O}_{10}(\text{OH})_{2x}\text{K}]$.

- **La montmorillonite**, a été découverte à monmorillon en France. Elle est constituée de deux feuillets tétraédriques placés de part et d'autre d'un feuillet octaédrique contenant des atomes d'aluminium (gibbsite), elle porte parfois le nom de Smectite.

Les sols de la famille de la montmorillonite (smectites) peuvent absorber de l'eau dans des proportions considérables, donnant lieu à des gonflements caractéristiques. Ceci est dû au fait que les liaisons d'un feuillet à l'autre sont faibles à cause de la structure floconneuse, et l'eau pénètre facilement entre les feuillets. La montmorillonite est alors une famille de minéraux argileux actifs. La formule chimique des montmorillonites est du type $[\text{Si}_4\text{Al}_{(2-x)}\text{Mg}_x\text{O}_{10}(\text{OH})_{2x}(\text{cations échangeables})_n\text{H}_2\text{O}]$.

Tableau I.1 : Minéraux argileux.

Type d'argile	Feuillets Elémentaires	Nombre de feuillets par particule	Dimensions d'une particule		Surface spécifique en m^2/g
			largeur en μm	épaisseur en μm	
Kaolinite		100-150	1	0.1	20-70
Illite		10	0.3	0.01	65-180
Montmorillonite		1	0.1	0.001	800

3.2 Caractéristiques physiques des argiles

L'argile en particulier a fait l'objet de nombreux travaux de recherche sur sa nature minéralogique (Kamel, 1981; Rico, 1984 ; Tardy et Touret, 1987; Touret, 1988). La différenciation entre les différents types d'argile se fait essentiellement par un certain nombre d'essais en laboratoire ou in situ, qui permettent de déterminer les paramètres d'état et de nature du matériau (voir tableau I.2), ainsi que son comportement mécanique et hydraulique.

Tableau I.2 : Caractéristiques physiques générales des argiles.

Caractéristique physique	Notation	Valeur moyenne	Unité
Poids volumique humide	γ ou γ_h	16 à 22	kN/m^3
Poids volumique sec	γ_d	10 à 20	kN/m^3
Poids volumique saturé	γ_{sat}	19 à 22	kN/m^3
Poids volumique déjaugé	γ'	9 à 12	kN/m^3
Densité relative	G_s	2,60 à 2,86	/
Porosité	n	0,20 à 0,80	/
Indice des vides	e	0,3 à 1	/
Teneur en eau	w	10 à 20	%

3.2.1 Paramètres d'état

L'eau joue un rôle très important sur les propriétés physiques des sols fins, ainsi, deux variables sont nécessaires pour décrire l'état d'un sol :

- La teneur en eau, w exprimée en %, (NF P94-050).
- Le poids volumique sec et/ou humide γ exprimé en kN/m^3 , (NF P94-053).

Certains paramètres d'état, nécessaires à la caractérisation du matériau naturel, font appel aux limites d'Atterberg. Les études de (Baver, 1930 ; Combeau et Quantin, 1963) ont montré que les limites d'Atterberg dépendent étroitement de la granulométrie de l'échantillon. Les valeurs des limites de liquidité et de plasticité ainsi que celle de l'indice de plasticité augmentent régulièrement avec le taux d'éléments fins dans le sol.

3.2.2 Paramètres de nature

Ces paramètres se composent de la granulométrie, de l'argilosité et de la minéralogie.

- La granulométrie, de l'argile se fait par le tamisage ou la sédimentation. L'analyse granulométrique est effectuée suivant les normes NF P94-056 et NF P94-057. La répartition des tailles des grains de sol est prise en compte jusqu'à $80 \mu\text{m}$. C'est-à-dire que la fraction granulaire d'argile reste inférieure à $80 \mu\text{m}$. Il est à définir également la notion de «teneur en argile» qui est le pourcentage d'éléments inférieurs à $2 \mu\text{m}$.
- L'argilosité, est déterminée par l'indice de plasticité IP suivant la norme NF P94-051. Il mesure l'étendue de la plage des teneurs en eau dans laquelle le sol se trouve dans un état de plasticité. L'indice de plasticité dépend de la nature du sol et de la quantité des minéraux argileux qu'il contient. Il est d'autant plus élevé que le sol contient plus d'argile, d'où son importance capitale pour quantifier la sensibilité des sols fins à l'eau (Saadi, 2003).
- La minéralogie, consiste en la détermination de la composition chimique, par les méthodes courantes, fluorescence X, absorption atomique, etc.

3.3 Caractéristiques mécaniques des argiles

Le comportement mécanique des matériaux est caractérisé par des paramètres qui permettent d'estimer les tassements, la compressibilité ou la consolidation, et la résistance au cisaillement des sols, (LÊ ThịNgọcHà, 2009). Ces paramètres sont obtenus à partir des essais géotechniques en laboratoire, notamment :

- L'essai de compactage Proctor, il a pour objectif d'étudier l'influence de la teneur en eau d'un échantillon de sol sur le poids volumique sec de cet échantillon soumis à une énergie de compactage déterminée, il permet ainsi, de déterminer la teneur en eau optimale nécessaire pour avoir la densité maximale du sol ou des matériaux analysés.
- L'indice portant immédiat (IPI), à teneur en eau naturelle exprime la capacité au poinçonnement d'une éprouvette de sol compacté à énergie Proctor
- L'essai de cisaillement direct à la boîte, a pour objectif de déterminer la résistance au cisaillement du sol (la contrainte de cisaillement à la rupture τ), ainsi que les caractéristiques mécaniques (c et ϕ) pour une contrainte normale donnée (σ), suivant un plan de cisaillement horizontal imposé.

- L'essai de cisaillement à l'appareil triaxial, a pour objectif de déterminer la résistance au cisaillement du sol ainsi que les caractéristiques mécaniques (c et ϕ) pour une contrainte de confinement donnée σ_3 .
- L'essai de compression simple, a pour objectif de mesurer la force axiale de rupture de l'échantillon sous une vitesse de compression donnée.
- L'essai œdométrique, permet d'évaluer le tassement et le gonflement du matériau au cours du temps. Il permet également de classer les sols vis-à-vis de leur compressibilité.

3.4 Caractéristiques hydrauliques des argiles

Les sols fins en général et les argiles en particuliers sont connus par leur faible perméabilité, cette caractéristique est d'une importance capitale dans le cas de certains ouvrages en terres tels que les barrages, les barrières étanches, etc.

L'argile est un milieu poreux dit "imperméable". Son coefficient de perméabilité k varie de 10^{-10} à 10^{-13} m/s, et peut être plus faible parfois. Soit Q le débit d'eau s'écoulant à travers une éprouvette d'argile de section S . En divisant ce débit par S , sera obtenue la vitesse fictive de l'eau à la sortie du massif, comme si toute la section de l'échantillon était soumise à l'écoulement. Cette vitesse, notée V , est appelée vitesse de filtration, (Boucly-Norotte, 1991).

3.4.1 Interaction eau-solide: phénomène d'adsorption de l'eau sur les particules solides

Selon la théorie chimique des colloïdes, lorsque le diamètre d'une particule solide est inférieur à $0,2 \mu\text{m}$, cette particule possède des propriétés colloïdales. A cette très petite taille, il existe certains atomes et ions libres sur la surface des particules. Par conséquent, les particules sont dans un champ électrostatique non symétrique. Il en résulte que les particules colloïdales ont tendance à adsorber des molécules polaires ou des ions venant du milieu extérieur afin d'atteindre un équilibre électrique. Cette capacité d'adsorption est appelée la charge surfacique. C'est essentiellement cette charge surfacique qui provoque, autour des plaquettes d'argile, le phénomène d'adsorption qui influence fortement le comportement hydromécanique des sols argileux.

Les minéraux argileux ont une autre caractéristique importante : une partie de Si et /ou Al (ou Mg) peut être remplacée par certains cations de basse valence. La conséquence directe de cette substitution isomorphe est de créer un déficit de charges positives dans la structure des minéraux. Ce déficit peut être compensé par l'adsorption d'un nombre équivalent de cations (Ca, Mg, K, Na etc....) présents dans la solution. Cette capacité d'échange d'ions est la deuxième cause du phénomène d'adsorption autour des plaquettes d'argile.

Les théories les plus couramment utilisées conduisent à représenter les plaquettes d'argile avec des charges négatives sur les grandes faces et des charges positives sur les petites (Andrei, 1977), ce qui permet de neutraliser la charge globale (Bolle, 1993). Certains ions sont attirés et retenus à proximité immédiate de la plaquette et constituent ainsi une couche de contre-ions. Les charges négatives sur les faces de la plaquette sont alors équilibrées par ces contre-ions. La concentration de contre-ions diminue avec la distance par rapport à la

surface de plaquette. De ce fait, deux couches de contre-ions sont à distinguer. La première est très dense et bien fixée sur la surface (couche fixe). La deuxième est maintenue à une certaine distance (couche diffuse). L'ensemble des charges négatives sur les faces de la plaquette et la couche de contre-ions est connu sous le nom de "double couche électrique". C'est ainsi que ça s'explique la présence, à proximité de la plaquette, d'une couche d'eau adsorbée constituée par une auréole d'ions et de molécules d'eau.

Il y a deux raisons pour lesquelles l'eau est adsorbée sur les faces de la plaquette : la première est que la structure de la molécule d'eau est dipolaire et, en conséquence, la molécule d'eau s'oriente facilement dans un champ électrique et peut être adsorbée par les plaquettes ; la deuxième est qu'elle peut aussi être attirée par d'autres ions présents dans la solution, formant ainsi des ions hydratés qui, à leur tour, sont attirés par les plaquettes.

Plus la distance des ions ou dipôles par rapport à la plaquette est petite, plus grandes sont les forces de rétention qui empêchent leurs mouvements. Par conséquent, le mouvement de l'eau adsorbée est plus ou moins restreint. L'épaisseur de la couche d'eau dépend de la nature et de la charge électrique des ions.

Plus les charges sont grandes, plus l'épaisseur est réduite. Les propriétés hydromécaniques des sols fins sont fortement influencées par la présence des couches d'eau adsorbée.

Le phénomène d'adsorption facilite l'établissement de ponts de liaison constitués par les ions et les dipôles d'eau. Ces ponts sont l'origine principale de la cohésion des sols fins (voir figure I.1), grâce à laquelle ils ont la capacité de résister à des contraintes de traction ou de cisaillement.

La présence de couches d'eau adsorbée peut également influencer la microstructure des sols fins. La modification de l'épaisseur des couches d'eau adsorbée est aussi la cause essentielle du gonflement et du retrait des sols fins soumis à mouillage ou à séchage.

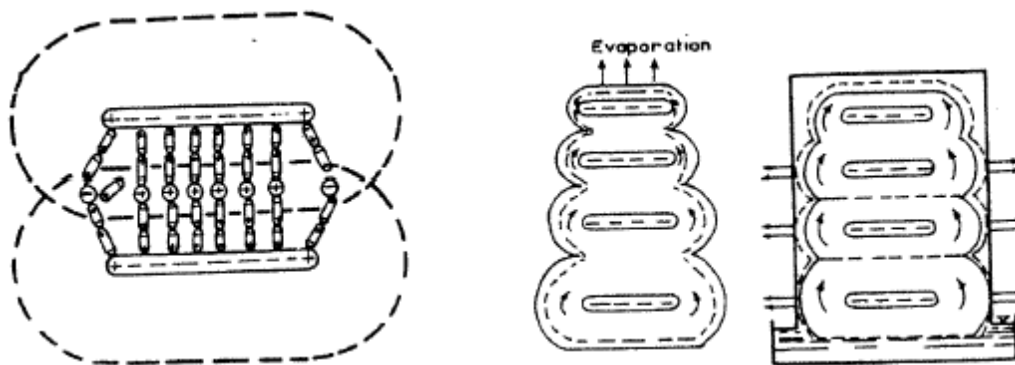


Figure I.1 : Cohésion, retrait et gonflement, (Andrei, 1977).

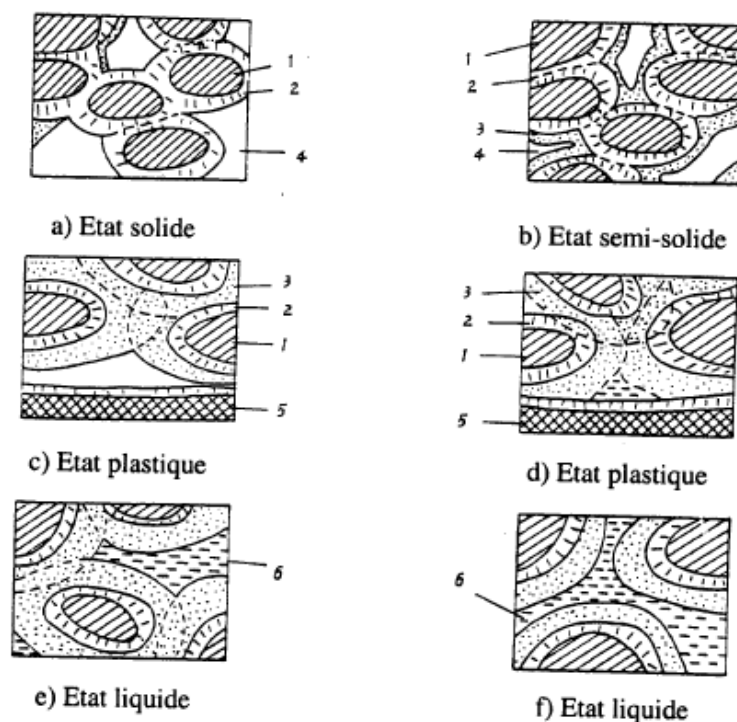
Pour un même sol et une même teneur en eau, lorsque l'épaisseur des couches d'eau adsorbée est plus grande, les pores occupés par l'eau libre sont plus petits et par conséquent, la perméabilité hydraulique est plus faible. Ceci implique que la perméabilité d'un sol peut varier en fonction de l'environnement où il se trouve.

D'une manière analogue (voir figure I.2), peut être expliqué le fait que la consistance d'un sol fin soit conditionnée par la variation de la teneur en eau et de la saturation, (Tang, 1979).

Lorsque la teneur en eau est extrêmement basse, il n'y a que l'eau adsorbée de la couche fixe dans le sol et l'épaisseur de celle-ci est extrêmement fine ; les liaisons constituées par les couches d'eau d'adsorbée communes entre les grains sont extrêmement fortes: le sol se comporte alors comme un solide. Quand la teneur en eau est très grande, les particules sont écartées complètement par l'eau libre, il n'y a plus aucun contact entre les particules, c'est presque une suspension. Le sol ne présente alors aucune résistance et se comporte comme un liquide : c'est l'état liquide.

Entre l'état solide et liquide, il y a l'état semi-solide et l'état plastique. Dans l'état semi-solide, la teneur en eau est encore faible, mais les couches d'eau adsorbée de la couche diffuse sont présentes et elles sont mises en commun. Les liaisons entre les particules sont encore suffisamment fortes ce qui rend le sol difficilement déformable. Si la teneur en eau continue à augmenter, le sol entre en état plastique. La plasticité dépend donc du degré de saturation.

La compressibilité, la résistance au cisaillement, la perméabilité varient selon la consistance qui peut être caractérisée au niveau macroscopique par les limites d'Atterberg.



1 - particules solides (assemblage de plaquettes) ; 2 - eau adsorbée de la couche fixe ; 3 - eau adsorbée de la couche diffuse ; 4 - air ; 5 - autres matériaux solides ; 6 - eau non adsorbée
(a → f : la teneur en eau augmente, la consistance du sol varie).

Figure I.2 : Présentation schématique de la consistance d'un sol à différents niveaux de saturation (d'après Tang, 1979).

3.4.2 Phénomène de gonflement des argiles

Dans les processus d'altération et de gonflement des roches, interviennent des phénomènes physiques et chimiques qui perturbent la stabilité des minéraux composant la roche et par conséquent, la roche elle-même. Les processus physiques provoquent normalement la fracturation de la roche en créant les conditions pour une attaque chimique plus profonde. Dans les processus d'altérations chimiques, la présence d'eau a une grande importance, étant donné que les minéraux ont des susceptibilités différentes à l'eau. Les minéraux argileux sont parmi les plus sensibles en fonction de leur grande surface spécifique et des phénomènes d'adsorption et absorption, qui peuvent provoquer le gonflement et par conséquent l'altération des caractéristiques mécaniques de la roche, (Pejon, et al, 1997).

Le gonflement est un phénomène complexe, relié à certaines caractéristiques physiques ou à des caractéristiques minéralogiques (chimiques) de la roche, il peut être ainsi associé à une diversité de paramètres, à savoir :

- L'oxydation de la pyrite ;
- Le type et le pourcentage d'argile ;
- La présence de matières organiques ;
- La compressibilité de l'air dans les pores ;
- La structure de la roche et structure de ses minéraux ;
- Les cations disponibles (concentration saline de l'eau des pores) et cations adsorbés par les argiles.

3.4.2.1 Les moteurs de gonflement des argiles

Le gonflement des argiles est considéré comme un processus d'interaction entre les molécules polaires d'eau et la surface électriquement chargée des argiles (Seedsman, 1987). Ces dernières présentent de grandes surfaces avec des charges négatives, compensées par des cations adsorbés et par des molécules d'eau orientées qui jouent un rôle important dans le phénomène de gonflement. Il existe deux types de couches d'hydratation :

- L'eau adsorbée a environ 1 nm d'épaisseur;
- La double couche d'eau d'épaisseur voisine de 10 à 20 nm.

Même si l'épaisseur des couches d'eau est semblable pour les différentes argiles, le gonflement est significativement plus grand pour le groupe de la montmorillonite, qui est constitué de particules dont la dimension est beaucoup plus petite. Pour les illites, même si l'hydratation préférentielle est externe comme pour la kaolinite, le gonflement peut être significatif, puisqu'elles peuvent présenter des dimensions sensiblement inférieures. Ce qui, selon (Seedsman, 1987) contrôle leur gonflement. Suivant le niveau d'interaction entre les molécules d'eau et la surface des minéraux argileux il peut y avoir un gonflement inter-couches qui est essentiellement osmotique ou un gonflement structural, au niveau cristallin (Seedsman, 1993).

3.5 Les forces physico-chimiques entre particules

Les substitutions isomorphes de Si et Al par d'autres cations sont courantes dans les argiles et s'accompagnent de modifications de la charge électrique des particules vers des charges négatives. Ces déficits en charge peuvent aussi provenir de l'interruption du cristal.

Ainsi les arêtes seront chargées négativement car il n'y a pas d'autres tétraèdres ou octaèdres à mettre en commun. Ce phénomène est plus marqué pour de petites particules et est à l'origine de l'attraction de cations divers et de la répulsion des anions. Les cations, plus ou moins hydratés selon leur nature, influenceront l'hydratation des particules argileuses.

Ceci montre l'existence de forces physico-chimiques qui régissent l'équilibre entre les particules. Les observations au microscope électronique à balayage sur les associations de particules témoignent de l'importance de ces forces. Celles-ci sont de deux types : attractives ou répulsives (Boucly-Norotte, 1991).

3.5.1 Les forces attractives

Elles proviennent des liaisons:

- **De covalence** : mise en commun d'un ou plusieurs électrons de deux atomes pour assurer la neutralité électrique ;
- **Ionique** : les cations apportent l'électroneutralité. Dans le cas de l'illite, les atomes de potassium sont piégés entre les groupes hydroxyles plus petits et l'eau ne peut pénétrer. Cette liaison est forte. Dans le cas des smectites, les cations Na^+ , Ca^{2+} sont attirés par la surface des feuillets. L'espace interfoliaire est suffisant pour laisser pénétrer les molécules d'eau, et l'hydratation libère une énergie supérieure aux forces d'attraction entre couches d'argile. Les liaisons deviennent faibles et l'espace interfoliaire augmente avec H_2O , d'où un gonflement important du minéral.
- **Hydrogène** : liaison entre un groupement A-H et un atome B pour autant que l'électronégativité de B et la distance A...B soient adéquates. Dans le cas de la kaolinite, une face d'une couche comporte des oxygènes considérés comme pôles négatifs, et l'autre face des groupes hydroxyles contenant H^+ . Cet ion de diamètre très faible forme une liaison hydrogène entre les deux couches successives et est à l'origine de leur empilement. L'eau ne peut donc y pénétrer. Ce lien est très fort perpendiculairement aux feuillets et faible tangentiellement. Ce type de lien puissant intervient entre la surface d'une particule chargée en O et la molécule H_2O , et donne à la première couche d'eau une structure particulière proche de la glace.
- **De Van Der Waals** : ce sont des liaisons électromagnétiques entre dipôles. A tout moment il y a plus d'électrons d'un côté du noyau d'un atome que de l'autre, d'où formation de dipôles qui se rattachent par leur côté opposé électriquement. Les forces mises en jeu sont faibles mais additives (d'où leur importance) et diminuent très lentement avec la distance. Elles sont suffisamment fortes pour déterminer l'arrangement final de certains solides et sont une source majeure de cohésion dans les sols fins (Mitchell, 1976). Les

forces d'adhésion dans les sols argileux "humides" sont principalement du type Van Der Waals (Rosenqvist, 1959).

3.5.2 Les forces répulsives

L'hydratation des ions et particules argileuses orientent les molécules d'eau et génèrent des répulsions pour les particules proches jusqu'à une distance de 20 Å (Huret, 1985).

4. Les marnes

La marne est nommée aussi en fonction de sa qualité, pierre de France ou encore pierre de Maastricht. C'est une roche sédimentaire contenant du carbonate de calcium CaCO_3 (composant principal du calcaire) et de l'argile en quantités à peu près équivalentes (35 % à 65 %). Les marnes sont intermédiaires entre les calcaires et les argiles, ainsi les calcaires marneux, contiennent que 5% à 35% d'argile, les marnes argileuses (de 65% à 95% d'argile), tandis que les marnes au sens stricte contiennent (de 35% à 65% d'argile).

Comme les argiles, les marnes sont tendres, finement poreuses, friables quand elles sont sèches, plastiques lorsqu'elles sont mouillées. Mais, à la différence des argiles, elles font effervescence avec les acides à cause de la présence du calcaire. La finesse des particules constitutives (minéraux argileux, carbonates et parfois, silice en faible quantité) place les marnes dans le groupe des lutites, ou pélites. Suivant la composition minéralogique, on peut distinguer des marnes dolomitiques, glauconieuses, magnésiennes, gypseuses, micacées, sableuses, humifères.

Tableau I.3 : Classification courante des roches selon la teneur en carbonate et en argile.

Classification de Jung		Classification LCPC	
Roches	% d'argile	% de CaCO_3	Roches
Calcaire	0 à 5	0 à 10	Argile ou Silt
Calcaire argileux	5 à 35	10 à 30	Argile ou Silt-Marneux
Marne	35 à 65	30 à 70	Marne
Argile calcaire	65 à 95	70 à 90	Calcaire-Marneux
Argile	95 à 100	90 à 100	Calcaire

Source : (Pejon, Le roux et Guignard, 1997).

Delahaye et Le Roux (1975), ont défini la marne comme étant un matériau de transition entre le calcaire et l'argile ; c'est une roche carbonatée contenant de 30 à 70 % d'argile. Ainsi, elle tient de la fraction carbonatée une structure plus ou moins résistante et de la fraction argileuse une possibilité d'évolution par destruction de la structure par suite de l'action de l'eau sur l'argile, conduisant à un matériau plastique.

Cette définition purement pétrographique, a été sensiblement élargie sur le plan du pourcentage d'argile. En pratique, en génie civil, le nom marne peut être attribué pour toutes roches carbonatées contenant de 10 à 90 % d'argile, que l'effervescence à l'acide chlorhydrique dilué à froid soit visible ou non sur le matériau.

La marne renferme de très nombreux éléments accessoires, visibles uniquement au microscope et dont le rôle peut être prépondérant, tels que : grains de quartz, paillettes de micas, cristaux de gypse, micro-organismes, etc. A côté de ces éléments visibles

uniquement au microscope, on peut trouver des éléments volumineux tels que : nodules de pyrite, quartz, gypse fer de lance ou encore en rose des sables, macrofossiles, etc. Ces différents éléments responsables de la couleur et de l'aspect permettent de définir :

- Selon la couleur :
 - Les marnes bleues d'Argenteuil ;
 - Les marnes rouges de Marseille ;
 - Les marnes vertes du bassin de Paris ;
 - Les marnes bariolées du Trias lorrain ;
 - Les marnes grises, vertes et bleues de la Grande Kabylie.
- Selon les constituants remarquables:
 - Les marnes micacées ;
 - Les marnes sableuses ;
 - Les marnes dolomitiques ;
 - Les marnes bitumineuses ;
 - Les marnes glauconieuses ;
 - Les marnes gypseuses, etc.
- Selon l'intérêt stratigraphique et paléontologique:
 - Les marnes à spongiaires ;
 - Les marnes à foraminifères ;
 - Les marnes à pholadomyies ;
 - Les marnes à radiolaires, etc.

4.1 Genèse des marnes

Les argiles qui rentrent dans la constitution des marnes proviennent soit de l'altération des massifs émergés, (les argiles héritées), soit de la reprise des sols où se mêlent les argiles héritées et les argiles néoformées. Après un transport, plus ou moins long, les minéraux argileux arrivent au bassin de sédimentation. Dans ce cas, les marnes auront une origine détritique. Dans les étapes proprement chimiques du cycle sédimentaire, les néoformations dominent (carbonate, silex, phosphate). Il existe aussi des néoformations de silicates et en particulier d'argiles. Les minéraux argileux dans ce cas s'édifient de toute pièce comme les autres minéraux d'origine chimique à partir des ions en solution dans l'eau. Au cours, et après le dépôt, interviennent les phénomènes de diagénèse (somme de processus de formation des roches à partir des boues. Dunoyer (1969) a distingué les phénomènes suivants:

- Diagénèse des carbonates : l'étude de la sédimentologie des carbonates, a fourni de très nombreuses données sur les premiers stades de la diagénèse :
 - Ceux qui affectent la composition minéralogique et chimique (remplacement, recristallisation, dissolution, cimentation, formation de nodule),
 - Ceux qui altèrent la structure (fracturation, déformation plastique, tassement par dessiccation), (Schmidt, 1965);
- Diagénèse des minéraux argileux : les transformations diagénétiques affectent particulièrement les minéraux argileux en raison de leur taille, de leur surface spécifique

élevée, et de leur structure feuilletée facilitant les échanges d'ions entre le minéral et son entourage.

L'ensemble des phénomènes diagénetiques conduit à la formation d'un matériau dont les propriétés dépendront en grande partie, de l'intensité des phénomènes qui se sont produits.

4.2 Influence des cycles humectation-dessiccation sur la dégradation des marnes

Les résultats obtenus par Monnet et al (2011) sur des échantillons de marne de Draix soumis à cinq cycles de dessiccation-humectation pendant 16 heures à 103 degrés au four, et saturation pendant 8 heures à 20 degrés dans l'eau ont montré un changement très important au niveau de la granulométrie. Le D_{10} est passé de 2,62 à 1,31 mm, soit une réduction d'environ 50% qui s'est traduite par l'apparition d'un grand nombre de particules de petites tailles, une étude dans le même sens a été menée par Klotz (2002), mais avec un protocole différent qui consiste en une saturation plus complète et un séchage à l'air libre. Ce protocole paraît plus approprié pour mesurer la dégradation en conditions naturelles.

4.3 Influence des cycles gel-dégel sur la dégradation des marnes

Rovera et Robert (2005) ont étudié l'influence de la gélifraction sur des blocs de marne. Les blocs sont soumis à des cycles de 12 heures à -15° suivis de 12 heures en atmosphère ventilée à 15° . Les débris récupérés sont séchés à 20° pendant 24 heures puis pesés. Les résultats quantifiés sous forme d'un coefficient (amenuisement) variant de 15% jusqu'à 100% correspondants aux blocs le plus résistant et le plus fragile respectivement. Cette variabilité est expliquée selon les auteurs par la variabilité de la porosité.

5. Les sables

Le sable, est un matériau granulaire constitué de petits éléments (provenant de la désagrégation d'autres roches) dont la dimension est comprise entre 0,063 et 2 mm selon la définition des matériaux granulaires en géologie. Un élément individuel est appelé grain de sable. La composition du sable peut révéler jusqu'à 180 minéraux différents. Les principaux sont le quartz, les micas et les feldspaths, ainsi que des débris calcaires de coquillage et de corail.

5.1 Les minéraux sableux

Le sable est souvent le produit de la décomposition du granite du fait de l'érosion. Ainsi, le plus fréquent de ses composants est le quartz, constituant le moins altérable du granite, ainsi que des micas et feldspaths. Un sable issu d'une roche volcanique est plutôt noir, tandis qu'un sable marin s'enrichit de débris de coquillages ; ainsi, le sable peut avoir plusieurs couleurs en fonction de sa nature.

- Le quartz, est une espèce minérale du groupe des silicates, sous-groupe des tectosilicates composé de dioxyde de silicium de formule SiO_2 (silice), avec des traces de (Al, Li, B, Fe, Mg, Ca, Ti, Rb, Na et OH). Il se présente soit sous la forme de grands cristaux incolores, colorés ou fumés, soit sous la forme de cristaux microscopiques d'aspect translucide.

Constituant 12 % (en masse) de la lithosphère, le quartz est un composant important du granite, dont il remplit les espaces résiduels, et des roches métamorphiques granitiques (gneiss, quartzite) et sédimentaires (sable, grès).

- Le mica est le nom d'une famille de minéraux du groupe des silicates, sous-groupe des phyllosilicates formé principalement de silicate d'aluminium et de potassium. Avec le quartz et le feldspath, il est l'un des constituants du granite. Il est caractérisé par sa structure feuilletée (phyllosilicates), son éclat métallique et sa grande résistance à la chaleur. Les propriétés des micas, leur transparence, leur hétérogénéité, leurs propriétés d'isolant thermique, font qu'on les retrouve dans de nombreuses utilisations. Les micas sont classés en deux séries :

- Les micas blancs dioctaédriques $XY^{3+}_2[AlSi_3O_{10}(OH,F)_2]^{7-}$ sont des silicates riches en aluminium et en potassium. Le mica blanc le plus fréquent est la muscovite $K^+Al^{3+}_2[AlSi_3O_{10}(OH,F)_2]^{7-}$;
- Les micas noirs trioctaédriques $XY^{2+}_3[Al_{1+x}Si_{3-x}O_{10}(OH)_2]^{7-}$ sont des silicates contenant surtout du magnésium avec du potassium et du fer. De couleur brun à noir, les micas noirs font partie des principaux composants des granites, des gneiss et des micaschistes. Leur altération les transforme en chlorites. Le mica noir le plus fréquent est la biotite $K^+(Mg,Fe,Ti)^{2+}_3[Al_{1+x}Si_{3-x}O_{10}(OH)_2]^{7-}$.

- Le feldspath, est un minéral à base de silicate double d'aluminium, de potassium, de sodium ou de calcium. Les feldspaths sont de la famille des tectosilicates. Il existe de nombreux feldspaths, dont les principaux sont l'orthoclase (potassique), l'albite (sodique) et l'anorthite (calcique). Le mélange de ces deux derniers donne la série des plagioclases.

Il est à distinguer les feldspaths alcalins, souvent translucides, blanchâtres ou roses et riches en alcalins (Na^+ , K^+), des plagioclases qui diffèrent des précédents par la présence de calcium (Ca^{2+}) et l'absence de potassium (K^+). Les feldspaths forment le plus important groupe de minéraux de la croûte terrestre. Ils sont hautement cristallisés et ont la propriété de former des macles et de rayer le verre.

5.2 Microstructure des sables (sols granulaires)

La microstructure d'un sol dépend de sa granulométrie. Un sol granulaire n'a pas la même microstructure qu'un sol argileux.

Les sols granulaires sont des matériaux dont les grains ne sont pas de nature argileuse et donc, ne possèdent pas ou presque pas de propriétés colloïdales. Ils sont généralement tridimensionnels et non pas du type feuillet. Les liaisons entre les grains sont extrêmement faibles puisqu'il n'y a pas de couche d'eau adsorbée sur la surface du grain. Toutefois, lorsque le sol est en état non saturé, la succion fournit une certaine cohésion et donc renforce les liaisons entre les grains.

Les interactions entre grains sont principalement dues aux forces de contact. En conséquence, les frottements sont souvent grands dans les sols granulaires. Les grains composant la structure sont imbriqués les uns dans les autres et de multiples possibilités d'arrangement existent.

Quelques structures représentatives des sols granulaires sont schématisées sur la figure I.3, (Davallo, 1991).

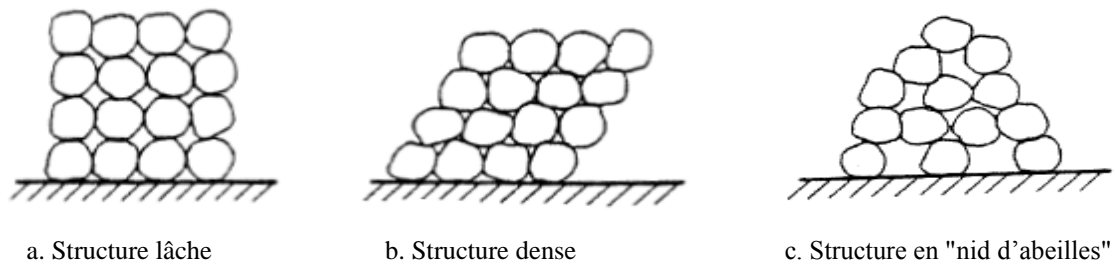


Figure I.3 : Microstructure des sols granulaires (d'après Davalle, 1991).

En raison de la structure granulaire et de l'absence de cohésion, les déformations d'un sol non cohérent peuvent s'expliquer par trois mécanismes (Davalle, 1991), liés à la mobilité plus ou moins importante des grains :

- Réarrangement et compressibilité instantanée des grains;
- Glissement et rotation des grains;
- Rupture et écrasement des grains.

Ainsi, toute variation volumique d'un échantillon de sable s'explique par le déplacement relatif des grains : le désenchevêtrement des grains provoque la dilatation et l'enchevêtrement entraîne la compaction. Les résistances des sols ayant une structure lâche ou dense diffèrent fortement. Le comportement hydraulique est également influencé par la structure, en effet, la perméabilité d'un sable lâche est plus grande que celle d'un sable dense.

Outre la structure, le comportement hydromécanique des sols granulaires est influencé par le degré de saturation en eau, puisqu'il conditionne directement le niveau de succion. La succion augmente les efforts de contact et, par conséquent, le frottement. Sous l'effet de la succion, les grains se rapprochent les uns des autres, le sol devient en quelque sorte plus serré. La structure d'un tel sol peut être poreuse et instable quand la succion disparaît, surtout dans le cas de la structure en nid d'abeilles.

5.3 Quelques propriétés des sables

Les sables sont identifiés grâce à la granulométrie (la grosseur des grains). Le sable se caractérise par sa capacité à s'écouler. Plus les grains sont ronds, plus le sable s'écoule facilement. Le sable artificiel, obtenu par découpage ou broyage mécanique de roches, est principalement composé de grains aux aspérités marquées.

Il peut être également différencié un sable transporté par le vent d'un sable transporté par l'eau. Le premier est de forme plus ronde, sphérique, alors que le deuxième est plus ovoïde. De plus, le sable éolien présente une diaphanéité plus mate que le sable fluviatile ou marin qui est dit "émoussé-luisant". L'aspect de la surface du grain de sable éolien est dû aux multiples impacts que subit le sable lors de son déplacement.

La masse volumique du sable sec varie selon sa granulométrie et sa composition, de 1700 à 1900 kg/m³, en moyenne 1850 kg/m³. Le sable forme naturellement des pentes stables jusqu'à environ 30°, au-delà de cet angle, il s'écoule par avalanches successives pour retrouver une pente stable.

Tableau I.4 : Caractéristiques physiques générales des sables.

Caractéristique physique	Notation	Valeur moyenne	Unité
Poids volumique humide	γ ou γ_h	17 à 20	kN/m ³
Poids volumique sec	γ_d	14 à 18	kN/m ³
Poids volumique saturé	γ_{sat}	19 à 22	kN/m ³
Poids volumique déjaugé	γ'	9 à 12	kN/m ³
Densité relative	G_s	2,65 à 2,67	/
Porosité	n	0,25 à 0,50	/
Indice des vides	e	0,50 à 1	/
Teneur en eau	w	1 à 15	%

Source : (Léreau, 2006).

5.4 Différents types de sable

Selon la taille des grains, il est à distinguer trois types de sable (voir tableau I.5).

Tableau I.5 : Classes granulaires du sable

Type de sable	Dimension des grains
Sable grossier	0,6 à 2 mm
Sable moyen	0,2 à 0,6 mm
Sable fin	0,06 à 0,2 mm

Source : (Magnan, 1997).

5.5 Variation de volume des sables en cisaillement

Le cisaillement d'un matériau granulaire s'accompagne d'une variation de son volume qui est fonction de son état de compacité initial (Philipponnat & Hubert, 2002). Un sol compact a tendance à augmenter de volume lorsque le cisaillement augmente. Son comportement est dilatant. A l'inverse, un sol initialement à l'état lâche a tendance à diminuer de volume au cours du cisaillement. Son comportement, dit contractant, traduit un réarrangement des grains (diminution de la porosité et augmentation de la masse volumique) (Pedro, 2004).

Leonards (1968), a illustré le phénomène élémentaire régissant les variations de volume par la figure I.4.

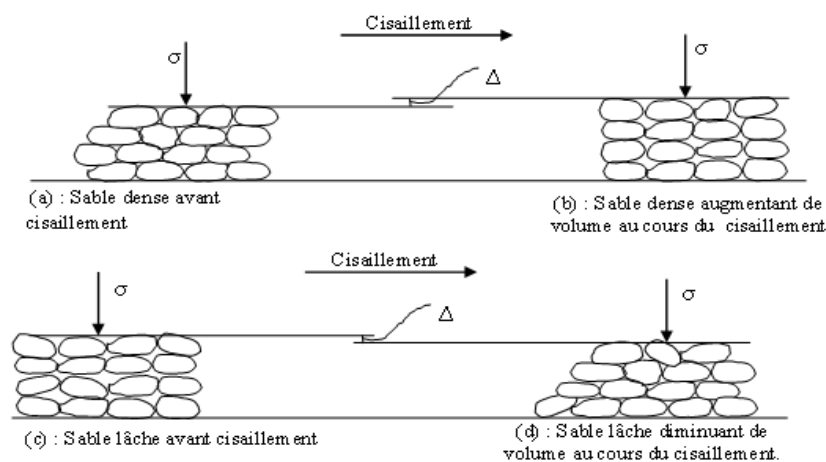


Figure I.4 : Variation de volume des sols pulvérulents au cours du cisaillement.

C'est une représentation schématique d'un sol fortement tassé (figure I.4.a) où les grains sont en ce point enchevêtrés, et leur déformation est impossible, à moins qu'elle ne s'accompagne d'un décompactage (dilatance) représenté sur la figure I.4.b. Si le sol est peu tassé (figure I.4.c), les déformations de cisaillement provoquent la pénétration des particules dans les espaces vides, ce déplacement s'accompagne d'une réduction de volume (contractance), comme le montre la figure I.4.d.

5.6 Etudes antérieures sur le comportement des sols homogènes (sable, marne et argile) sous différents types de sollicitations

Les sols homogènes tels que les argiles, les sables fins et plus ou moins les marnes sont fréquemment sujets d'études en laboratoire et in-situ (Nguyen pham, 2008 ; Khemissa et Magnan, 2000 ; Hight et al, 1992 ; Josseaume et al, 1991 ; Giroud et Bottero, 1972...), malgré tous ces efforts, leurs comportements restent toujours non maîtrisés et ces sols peuvent présenter divers comportements tels que la liquéfaction, l'effondrement, le glissement....

En effet, les argiles par exemple, constituent un domaine de recherche très vaste mais assez compliqué, ainsi, elles peuvent être traitées selon plusieurs aspects :

Selon Skempton (1952), la compressibilité des sols fins (argiles) est influencée, en plus de la plasticité, par le mode de dépôt géologique et donc par la structure des grains (état en place). Dans le même contexte, Mitchell (1976), constate que la composition minéralogique, influe principalement sur les caractéristiques des particules fines, (dimension, forme et surface). Les interactions de ces caractéristiques avec la phase liquide, déterminent l'activité, la plasticité, la compressibilité, le gonflement, et le comportement hydraulique des argiles.

Le type des minéraux et la formation des sédiments argileux selon Christoulas et al (1987), peuvent être considérés comme fondamentaux pour comprendre les propriétés géotechniques et souvent le comportement spécifique de ces sols. La relation entre la teneur en eau, les limites de consistance et l'activité sont les principaux paramètres qui différencient les argiles sensibles de celles non sensibles. Talme et al (1966), par contre ont prouvé que la différence en sensibilité est due aux conditions microstructurales, physiques et chimiques de l'eau interstitielle de l'argile.

En s'intéressant toujours à la sensibilité des argiles, les essais œdométriques réalisés par Touiti-Bouebdellah (2009) sur des argiles de Tunis prélevées de différents sites ont montré des résultats très dispersés. Les courbes de consolidation obtenues sont totalement différentes. Elles montrent parfois des phases de déstructuration et des phases de restructuration. Les phases de déstructuration correspondent à un effondrement partiel de la structure durant la consolidation. Cette déstructuration liée directement à la sensibilité de l'argile en question (en état métastable) est, en effet, une transformation du squelette de l'échantillon vers un échantillon de nature différente.

La compressibilité des argiles a fait l'objet d'une étude expérimentale réalisée par Josseaume et al (1991) sur les argiles raides des Flandres au port de Dunkerque. Il a montré que la réalisation d'essais œdométriques à basse pression (par paliers ou à vitesse

de déformation contrôlée) sur ce type de sol sont totalement inadaptés et doivent être remplacés par des essais à haute pression.

En se basant sur des essais œdométriques, Bjerrum (1967) s'est intéressé particulièrement à l'étude du fluage des argiles, en laissant l'échantillon fluer pendant plusieurs jours sous un même chargement. Les recherches de Bjerrum sur l'argile de Drammen, relatives à l'étude de l'effet du temps sur l'argile naturelle, ont montré que l'indice des vides de cette argile diminue avec le temps sous une contrainte de confinement constante par l'effet de la consolidation secondaire. Cette diminution de l'indice des vides, entraîne l'augmentation de la contrainte de préconsolidation.

La résistance au cisaillement peut dépendre de plusieurs paramètres en plus de la nature des sols et des efforts appliqués. De Bruyn et Thimus (1996) ainsi que Tinh, (2008) ont montré que la résistance au cisaillement de l'argile de Boom et de l'argile d'Opalinus varie en fonction de la température. Ces matériaux deviennent généralement moins résistants et plus ductiles à des températures plus élevées.

Une tendance inverse par contre a été observée dans les travaux de Cekerevac et Laloui (2004) sur une kaolinite reconstituée et d'Abuel-Naga et al (2006.a, b) sur l'argile naturelle de Bangkok. Ce matériau a montré une augmentation de la résistance au cisaillement avec la température. Une observation similaire a été également effectuée par Abuel-Naga et al (2006.b) dans les cas d'essais non drainés sur des échantillons surconsolidés et normalement consolidés. Ceci ne peut être expliqué que par la structure interne et la composition minéralogique (chimique) des argiles.

Les résultats obtenus par Alshihabi et al (2001) dans leur étude sur l'influence du confinement sur la résistance d'une argile compactée réalisée à l'aide d'un appareil triaxial à succion contrôlée, a montré que la résistance d'un sol quasi-saturé se rapproche de celle d'un sol saturé pour les confinements élevés. Pour les faibles confinements, le sol quasi-saturé présente une résistance sensiblement plus élevée que celle du sol saturé. Ce qui fait que le calcul de la stabilité des remblais avec les paramètres du sol saturé place les ingénieurs du côté de la sécurité.

Pour caractériser le comportement mécanique des argiles de l'Aisne (argiles raides), un vaste programme d'essais (plus de mille essais) de laboratoire au triaxial a été réalisé par Tchiye Piepi (1995). L'analyse des résultats a permis de mettre en évidence que les argiles étudiées présentent, un comportement de type élastoplastique à court terme, tandis que ce comportement est du type viscoplastique à long terme.

- Les marnes sont assez abordées dans les travaux de recherche au même titre que les argiles du fait que ces dernières font partie de leur composition. Néanmoins, les études les plus fréquentes sur ces matériaux sont liées généralement à l'influence de l'eau sur l'évolution de leurs caractéristiques.

Cependant, Le Bouteiller (2011) a étudié le processus d'évolution des marnes sous les cycles gel/dégel et humectation dessiccation, en quantifiant la vitesse de leur altération. Elle s'est intéressée particulièrement aux sédiments marneux et leur dégradation sous l'effet de la fragmentation et de l'abrasion à l'échelle d'un caillou. Les résultats obtenus

ont montré un taux de dégradation dépassant les 35% en fonction des différents types de marne étudiés.

Dans le même sens mais sous un autre aspect ; Delahaye et Leroux (1975), ont étudié l'influence de l'eau sur l'évolution du matériau marne. Ils ont montré que son comportement dépend des proportions des composants, de la texture initiale et de la nature de la fraction argileuse. Dans certains cas les marnes à des teneurs en eau voisines de la limite de liquidité ne semblent présenter des désordres, tandis que dans d'autres cas, la structure du matériau intervient et l'effet de l'eau sur l'argile peut causer différents désordres, notamment, de type tassement. Cette étude a montré également l'influence des méthodes d'extraction (granularités discontinue) et de mise en œuvre sur le comportement des remblais marneux (défaut de compactage, existence des vides).

Les observations faites par Pejon et al (1997) au microscope à balayage électronique ont permis d'expliquer le gonflement des marnes argileuses. Ils ont montré que la texture et l'oxydation de la pyrite ont une importance prépondérante sur l'activation et l'amplitude du phénomène de gonflement des marnes. La proportion d'argile même faible peut également avoir une forte influence sur le gonflement.

Kouri et vogt (1993) de leur côté ont développé une approche méthodologique pour déterminer la sensibilité des terrains marneux au ravinement. Par conséquent, ils ont proposé une carte de sensibilité des terrains marneux dans le bassin de la Mina (Algérie) qui permettrait de guider le repérage des zones d'interventions prioritaires pour la conservation des sols.

- Les sables également ont fait l'objet de plusieurs recherches (sable d'Hostun, sable de Fontainebleau...). Ils ont été traités surtout du point de vue liquéfaction (Arab, 2008 ; Gajo et al, 2000) et cisaillement (Magnan, 1991 ; Coquillay, 2005), par contre leur compressibilité n'est généralement pas significative en tant que matériaux propres, bien que leur comportement peut être sensiblement compressible en présence de fines argileuses, (mélanges de sable, argile).

En se référant aux conditions de drainage, Dubois (2008), dans son étude sur les sédiments marins a essayé de reproduire deux types de cisaillement en fonction du drainage. Il s'est basé sur la vitesse de cisaillement pour distinguer entre les deux types d'essais. Les essais drainés sont réalisés à une vitesse très lente (0,025 mm/mn), et les essais non drainés sont réalisés à une vitesse relativement rapide (0,6 mm/mn) ne permettant pas la dissipation de l'eau au cours du cisaillement. Le LPC 21, (1987) par contre, préconise de reproduire les conditions non drainées par une vitesse de 1,5 mm/mn dans le cas d'un sol plastique imperméable.

Cependant, ce type d'essai (cisaillement non drainé à la boîte) est déconseillé par les recherches les plus récentes effectuées dans le domaine, du fait que les conditions non drainées ne sont pas garanties par le dispositif classique de cisaillement.

Dans le cas des sables, Algali et al (2007), ont réalisé des expériences à l'appareil triaxial sur le sable d'Hostun à l'état lâche saturé et en conditions non drainées. C'est des conditions rarement adoptées dans le cas des sables. Ils ont mis en évidence que, au point

d'effondrement, l'augmentation de la pression n'est pas la cause mais une conséquence de l'effondrement.

Une étude menée en conditions drainées et non drainées au triaxial par Bahda (1997) a permis d'identifier expérimentalement les principaux traits du comportement du sable en petites et grandes déformations pour différents types de chargement. En particulier l'auteur s'est intéressé à l'évaluation d'un critère de stabilité dans les sables lâches ainsi qu'à la caractérisation de l'état de rupture en moyennes et grandes déformations et à l'identification du type d'élasticité dans les sables. Dans cette étude, Bahda a également abordé les problèmes des différents types d'anisotropie (structurale, induite), qui paraît plus difficile à observer en extension.

6. Sols hétérogènes

La nature des matériaux à granulométrie étendue varie selon leur origine géologique. Sont recensés sous cette dénomination : éboulis, moraines, alluvions grossières, dépôts issus de lave torrentielles, cônes de déjection torrentielle, sol d'arénisation, dépôts anthropiques... La courbe granulométrique cumulée de ce type de matériaux présente fréquemment une rupture de pente assez nette précédée d'un palier (Aboura, 1999 ; Bonnet-Staub, 1999 ; Rey, 2001), traduisant la coexistence d'une fraction fine (palier) avec des particules de taille importante (décimétrique à métrique). Dans ce cas, une représentation du sol sous forme d'un milieu hétérogène diphasique peut alors être proposée. Le sol est alors modélisé par des inclusions isolées dans une matrice continue correspondant à la fraction fine du matériau.

Une telle représentation, basée sur des critères purement granulométriques, ne fait pas apparaître la porosité du matériau comme une phase à part entière. Basée sur des critères physico-chimiques, la représentation classique d'un sol non saturé est un matériau hétérogène à trois phases : particules solides + eau + air, (Rey, 2005).

Selon Kacprzak (2006), les mélanges de (sable, argile) sont également considérés comme étant des sols hétérogènes. Ce type de sol est couramment utilisé en génie civil. Ces mélanges (remaniés ou reconstitués) sont utilisés pour la réalisation de tapis d'étanchéité dans des projets de stockage de déchets. Ils sont employés pour la réalisation de digues ou de barrages. Ils peuvent être mis en œuvre en remblai ou en couche de forme dans des projets routiers. Les matériaux de ce type sont très souvent des constituants majeurs de nombreux dépôts naturels. Ils existent à l'état naturel dans les bassins de sédimentations en milieux fluviaux glaciaires mais également dans les fonds marins sous forme d'épaisses couches sédimentaires.

D'après Georgiannou et al (1990), la sédimentation d'une fraction sableuse, à travers une suspension de kaolinite, conduit à un matériau sensiblement moins stable qu'un sable obtenu par sédimentation dans de l'eau claire. Le sable argileux ainsi obtenu se trouve dans un état de compacité plus lâche que celle d'un sable propre.

6.1 Sols hétérogènes, mélanges (sables-argile)

Le comportement hydraulique et mécanique de tel type de sols reste à ce jour mal appréhendé (Kacprzak, 2006). Les caractéristiques de ces sols sont souvent déterminées de manière simplifiée en fonction du pourcentage des différents constituants.

Le comportement mécanique des mélanges composés de sable et d'argile a été abordé le plus souvent à partir d'un sable argileux prélevé sur site (Tanaka et al, 2001), ou d'un mélange reconstitué au laboratoire (Kimura et al, 1994 ; Rossato et al, 1992 et Muondo-Ondoa, 1979). Parfois, il s'agit d'associer les deux démarches en même temps (Georgiannou et al, 1991 et Nakase et al, 1985).

Dans le premier cas, l'objectif est de déterminer les caractéristiques mécaniques d'un sol qui existe à l'état naturel, afin de les appliquer directement à la résolution de problèmes géotechniques divers tels que le calcul des fondations.

Dans les deux derniers cas, l'intérêt est donné au comportement de plusieurs sols, reconstitués au laboratoire à partir d'un sable et d'une argile selon des proportions variées.

Les résultats ainsi obtenus, peuvent être transposés et appliqués pour comprendre le comportement d'autres classes de sols rencontrés dans la nature, et ayant une structure qui ressemble à celle des sols artificiels. Cette option est souvent réservée au programme de recherche à long terme, ainsi qu'aux travaux de modélisation physique qui nécessite de grosses quantités de matériaux.

Les travaux de recherche effectués dans ce domaine, confirment sans doute que le comportement du sol dépend de la teneur en sable et en argile. Ainsi Martin et Lambe (1957), Faure (1978), Muondo-Ondoa (1979), Daskalova (1980) et Istvan (1990) définissent différents comportements pour des sols reconstitués suivant la teneur en sable et en argile. Ces auteurs montrent que les sols du point de vue compactage peuvent avoir un comportement :

- Sableux, s'ils contiennent plus de 90 % de sable. Dans ce cas, la densité du mélange dépend peu de la teneur en eau et l'optimum de densité est relativement faible.
- Sablo-argileux, s'ils contiennent entre 80 et 70 % de sable. L'optimum de densité est mieux marqué.
- Argilo-sableux, s'ils contiennent moins de 70 % de sable. Dans ce cas, la densité du mélange dépend fortement de la teneur en eau et la densité optimale est élevée.

L'arrangement des particules dépend des interactions entre les particules élémentaires individuelles, par exemple de l'interaction entre les plaquettes individuelles (figure I.5.a) ou entre de petits groupes des plaquettes (figure I.5.b).

Lorsque les particules de silt ou de sable sont présentes dans le sol fin, de multiples possibilités de contacts entre les particules solides existent. Il a été constaté que, dans une argile limoneuse (silteuse), les particules de silt ou de sable sont souvent recouvertes par des plaquettes d'argile ou d'autres matières (clothed silt or sand particles) comme le montre la figure I.5.c.

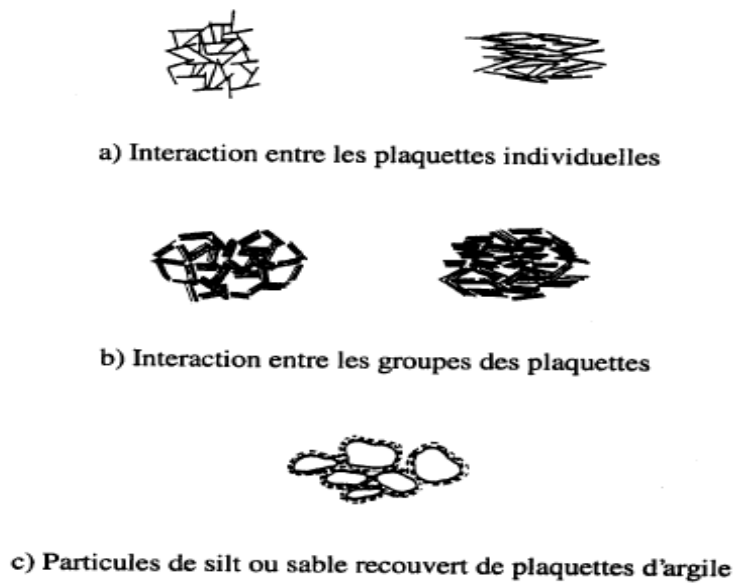


Figure I.5 : Arrangements des particules élémentaires, (Collins et al, 1974).

De nombreux modèles ont été employés pour décrire l'arrangement des particules élémentaires. Les plus représentatifs sont schématisés sur la figure I.5, (Collins et al, 1974).

Plusieurs plaquettes se groupent souvent et forment de grandes particules ayant une frontière physique plus ou moins claire, appelés agrégats. Leur forme dépend essentiellement de la concentration en électrolyte. Sont observés par exemple des ponts (ou des chaînes), des agrégations, des faisceaux entrelacés, des matrices, etc. Certains sont présentés schématiquement à la figure I.6, (Collins et al, 1974).

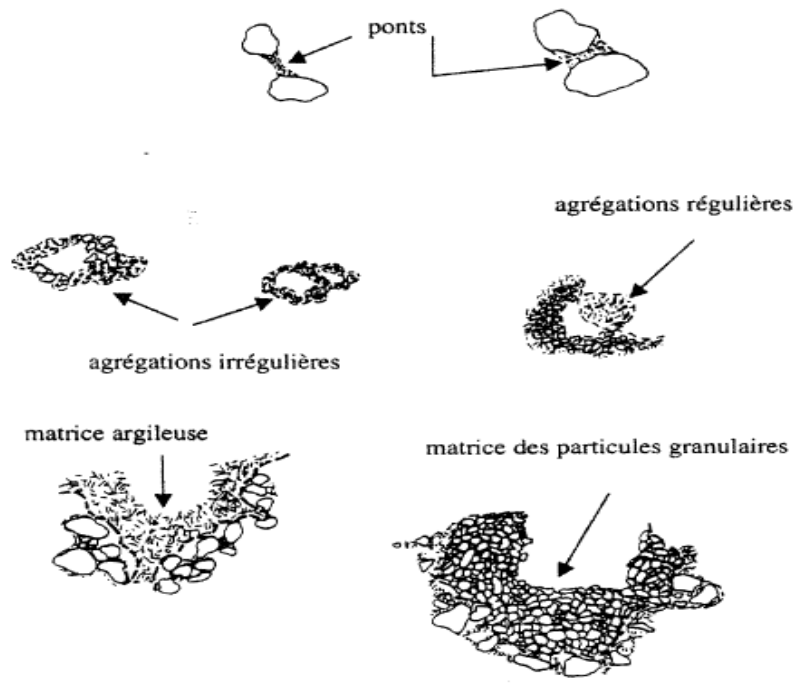


Figure I.6 : Assemblages des particules, (Collins et al, 1974).

Les ponts (ou les chaînes) sont des assemblages de particules formés entre des grains de silt et de sable. Ils relient les grains de silt ou de sable. Les agrégations sont des agrégats qui se comportent comme des unités individuelles. Les matrices sont essentiellement de deux sortes : matrice argileuse et matrice des particules granulaires.

6.1.1 Nature des espaces vides dans les sols en mélanges

Les espaces vides existent dans les sols en mélanges sous diverses formes. En général, ils sont classés en trois types :

- Les pores inter-élémentaires ;
- Les pores inter-agrégats ;
- Les pores intra-agrégats.

Les figures I.7, I.8 et I.9 montrent les types les plus fréquents de microstructures de sols (mélanges) sur la base de ces trois unités fondamentales (Alonso et al, 1987).

Le premier type représenté sur la figure I.6 est souvent présent dans des sols gonflants.

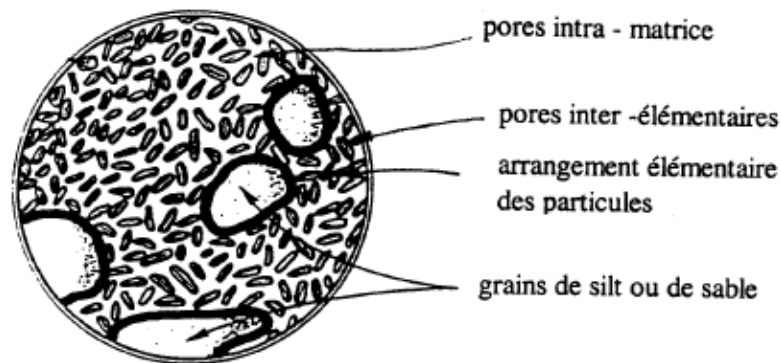


Figure I.7 : Microstructure d'une argile où les arrangements de particules élémentaires sont dominants dans la matrice.

Tandis que, le deuxième et le troisième type présentés sur les figures I.7 et I.8 respectivement, apparaissent régulièrement dans des sols manifestant des comportements d'effondrement lors du mouillage sous certaines charges.

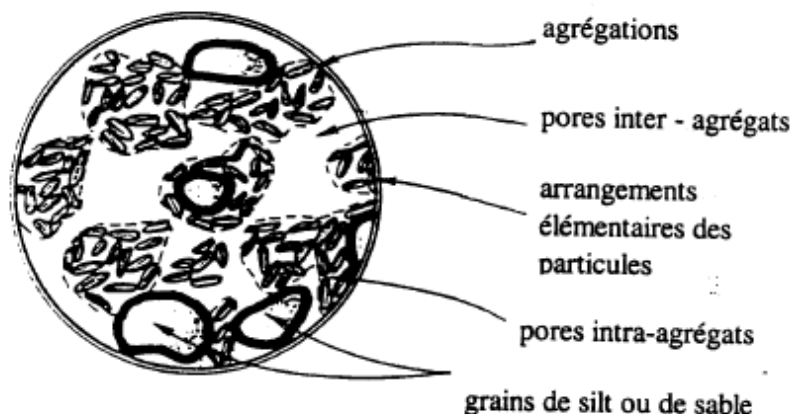


Figure I.8 : Microstructure d'une argile où les agrégats de plaquettes sont dominants

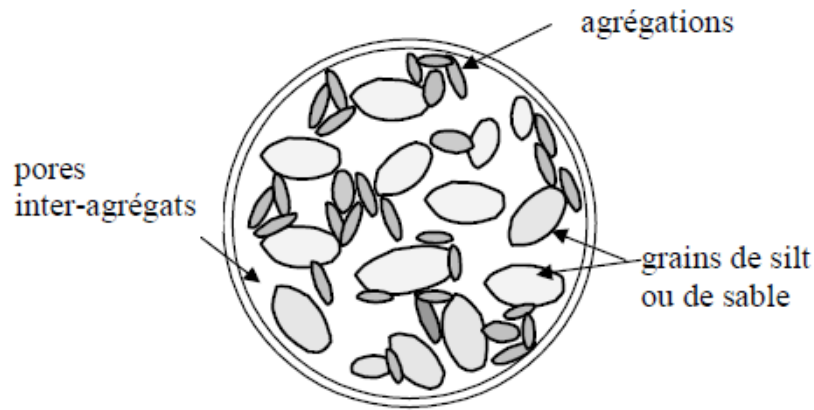


Figure I.9 : Microstructure d'un sol fin où la matrice de sable ou de silt est dominante, avec les particules argileuses comme connecteurs entre les grains.

6.1.2 Arrangement des particules et des grains dans les sols hétérogènes

Thevanayagam et Liang, (2001), pensent que pour évaluer théoriquement les paramètres élastiques des sols hétérogènes, une description globale de l'arrangement des grains par l'indice des vides (e), ne convient pas. Ils proposent donc de distinguer l'arrangement des inclusions (e_c) de l'arrangement des grains de la matrice (e_m), et de définir un indice des vides équivalent (e_{eq}). Ce paramètre est calculé à partir des différentes configurations théoriques d'arrangement dans le cas d'un milieu granulaire hétérogène (voir figure I.10).

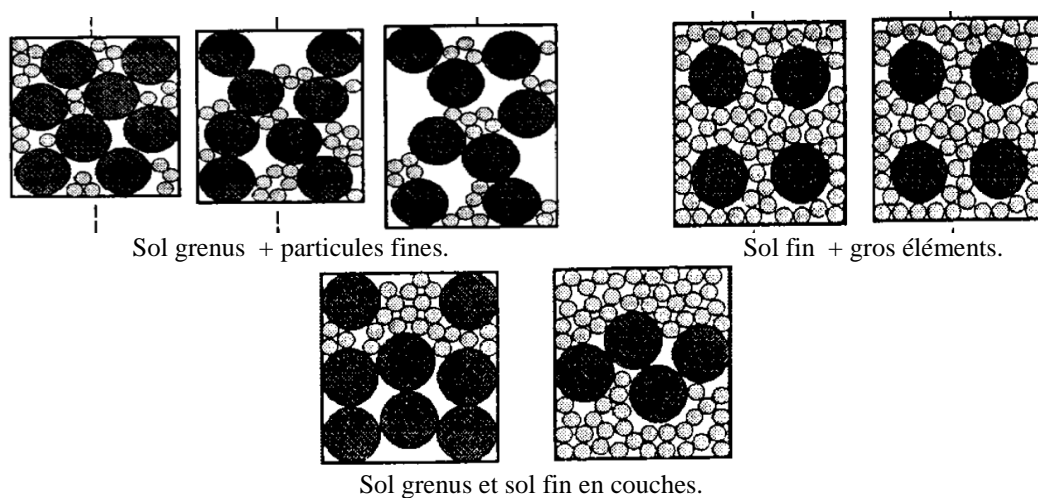


Figure I.10 : Différents types d'arrangements des constituants d'un sol granulaire hétérogène, (Thevanayagam et al, 2002).

6.1.3 Diagramme de phases dans le cas des sols en mélanges de (sable, argile)

Pour clarifier les volumes, les masses spécifiques et les indices des vides des différents composants à l'état initial de confection des sols en mélanges, Duttine (2005) a présenté le diagramme de phase suivant (voir figure I.11) :

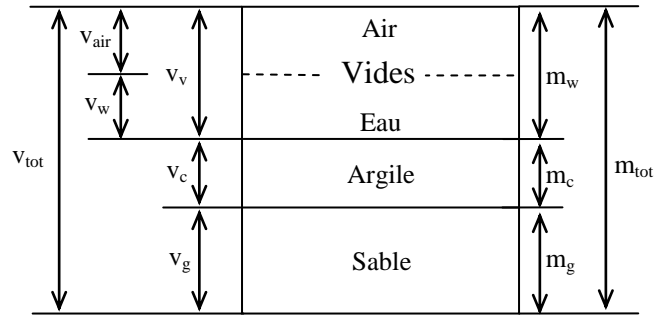


Figure I.11 : Diagramme de phases dans le cas des sols en mélanges (sable, argile).

Tableau I.6 : Notations utilisées pour les différentes phases.

	Abréviation	Masse	Volume	Masse volumique
Echantillon	tot	m_{tot}	v_{tot}	ρ_{tot}
Sable	g	m_g	v_g	ρ_g
Argile	c	m_c	v_c	ρ_c
Eau	w	m_w	v_w	ρ_w
Air	a	--	v_a	--

La décomposition fait ainsi apparaître une phase granulaire (sable et argile), une phase liquide et une phase gazeuse. Il est d'usage de considérer la masse volumique des grains de sable et d'argile comme identiques, notée ρ_s aux alentours de 2,65 t/m³.

$$\rho_g = \rho_c = \rho_s$$

Les indices des vides respectivement de l'échantillon (e), du sable (e_g), de l'argile (e_c), la porosité (n) de l'échantillon, sa teneur en eau (w) ainsi que la teneur en eau rapportée à l'argile (w_c) et enfin, le degré de saturation (S_r) sont alors définies par les relations suivantes :

Les indices des vides :

$$e = \frac{v_v}{v_c + v_g} = \frac{v_a + v_w}{v_c + v_g} \quad (I.1)$$

$$e_g = \frac{v_v + v_c}{v_g} = \frac{v_a + v_w + v_c}{v_g} \quad \text{et} \quad e_c = \frac{v_v}{v_c} = \frac{v_a + v_w}{v_c} \quad (I.2)$$

La porosité :

$$n = \frac{v_v}{v_{tot}} = \frac{e}{1 + e} \quad (I.3)$$

La teneur en eau :

$$w = \frac{m_w}{m_c + m_g} ; \quad w_c = \frac{m_w}{m_c} \quad (I.4)$$

Le degré de saturation :

$$S_r = \frac{v_w}{v_v} = \frac{v_w}{v_a + v_w} \quad (I.5)$$

La fraction argileuse est définie par :

$$c = \frac{v_c}{v_c + v_g} \quad (I.6)$$

6.1.4 Variation de volume des sols en mélanges

La variation de volume d'un sol fin peut être attribuée à deux mécanismes. D'une part, la compressibilité de certains sols fins est essentiellement contrôlée par la résistance au cisaillement aux alentours des points de contact des particules, et les variations de volume se développent par déplacement relatif ou glissement entre les particules. D'autre part, pour certains sols, la compressibilité est gouvernée par les phénomènes d'adsorption des doubles couches d'eau. Les observations expérimentales montrent que le premier mécanisme est essentiellement présent dans les sols fins non gonflants, tandis que le deuxième apparaît dans les sols gonflants (Sridharan et Allam, 1982).

Or la microstructure des sols fins influence fortement ces deux mécanismes. Par conséquent, les variations de volume des sols fins dépendent largement de la microstructure. Si, dans la structure de la matrice d'une argile, les arrangements des particules élémentaires de plaquettes sont dominants, le gonflement est plus ou moins important en fonction de leur composition minéralogique puisque dans ce cas, le phénomène d'adsorption est dominant à cause des propriétés colloïdales des plaquettes.

Par contre, les comportements d'effondrement se manifestent souvent dans des sols fins dans lesquels les particules de silt ou de sable sont présentes en grande proportion. Les particules élémentaires (plaquettes) se présentent alors en agrégations ou comme des connecteurs ou même parfois comme "couverture" des particules granulaires. Dans ce type de sols, la plus grande partie du volume des pores est du type inter-agrégats ou inter-grains et ils occupent une place relativement grande par rapport aux pores intra-agrégats. La microstructure qui possède ainsi des espaces vides de grande taille est considérée comme une structure ouverte. Les liaisons entre les particules ont plusieurs origines dans ce cas : les effets électrochimiques, les connecteurs composés de matière argileuse et les effets capillaires. Dans tous les cas, plus la teneur en eau est basse, plus les liaisons entre les particules sont fortes.

Il est observé que, en cas d'hydratation, lorsque le sol est soumis à une sollicitation mécanique faible, il se produit un gonflement, tandis que l'effondrement se manifeste quand cette sollicitation est importante. Cela s'explique en fonction de la microstructure (Alonso et al, 1987 ; Collins et al, 1974 ; Barden et al, 1973) : lorsque la sollicitation mécanique est faible, les plaquettes d'argile dans les agrégats et les ponts se gonflent lors de l'hydratation, mais la structure du sol est préservée. Par contre quand elle est plus élevée, les liaisons entre les grains de silt ou de sable peuvent être détruites : les ponts entre les grains peuvent être cassés, les agrégats se déforment sous cette charge élevée et, en conséquence, les grains de silt ou de sable glissent les uns par rapport aux autres.

Le résultat de ces mouvements relatifs entre grains est que les agrégats sont déformés. Les ponts cassés se réfugient dans les pores de grandes tailles. Il en résulte que le volume du sol diminue, c'est l'effondrement. De plus, les effets capillaires entre les agrégats et les

particules granulaires diminuent. Cela facilite la rupture des liaisons entre les particules et donc l'effondrement (Dudley, 1970). En même temps, le gonflement continue puisque les plaquettes d'argile se gonflent sous les effets de l'hydratation, mais ce gonflement est souvent masqué par l'effondrement.

Ainsi, l'effondrement par hydratation apparaît en la présence des trois critères suivants : un sol avec une structure ouverte et métastable, une sollicitation mécanique importante et une succion initiale importante.

Les cycles de séchage-hydratation peuvent modifier considérablement la microstructure d'un sol, notamment les liaisons entre les particules ou les plaquettes, et donc provoquer des variations de volume et modifier la résistance au cisaillement. Le séchage suscite l'agglomération des particules (diminution de l'épaisseur de la couche d'eau adsorbée et rapprochement des particules) et crée souvent certaines liaisons chimiques par des ions Ca, Mg, Al, et Fe.

Par conséquent, la compressibilité d'un sol séché est plus faible que celle d'un sol mouillé et sa résistance au cisaillement est plus importante. Les variations de volume lors du séchage sont dues aux deux mécanismes décrits précédemment. Par contre, les variations de volume durant l'hydratation sont beaucoup plus compliquées, elles dépendent de la sollicitation mécanique et de la microstructure : il peut y avoir gonflement ou effondrement, comme il a été décrit ci-avant, (Xiang-Ling, 1999).

6.1.5 Influence des fines sur le comportement des mélanges (sable + argile)

L'histoire montre que la plupart des sols instables par (tassement, glissement, liquéfaction, ...) sont des sols de nature argileuse ou de nature alluvionnaire avec un pourcentage significatif de fines. Ceci a été confirmé par plusieurs études (Arab, 2008), (Lade et Yamamuro, 1997).

6.1.5.1 Effet des fines sur les indices des vides minimal et maximal (e_{\min} et e_{\max})

Kuerbis et al (1988) dans leurs travaux ont montré que la teneur en fines allant de 0% à 20% diminue de plus en plus les indices des vides e_{\max} et e_{\min} d'un sable limoneux. Les mêmes conclusions sont tirées par Rajeev Gupta et Ashutosh Trivedi (2009) dans leurs travaux sur le sable de Indo-Gangetic Plain. Tandis que Lade et al (1998), dans leurs recherches sur les sables de Nevada et Cambria ont montré que, l'indice des vides e_{\max} augmente considérablement même à faibles pourcentages de fines (inférieure à 20%). Les petites particules sont poussées et regroupées à part; d'où création d'une structure instable sous cisaillement.

6.1.5.2 Effet des fines sur l'indice des vides intergranulaire

Selon Kenny (1977) et Mitchell (1993), le comportement d'un mélange sable-limon dépend de l'indice des vides inter-granulaire (e_s) :

$$e_s = \frac{v_v + v_f}{v_s} \quad (I.7)$$

Avec : v_v : Volume des vides ; v_f : Volume des fines ; v_s : Volume des grains solides.

Dans le cas où les masses spécifiques du limon et du sable sont très proches, cet indice (e_s) peut être exprimé en fonction de l'indice des vides global (e) et de la fraction des fines (F_c) par l'expression (I.8), (Thevanayagam, 1998).

$$e_s = \frac{e + (F_c/100)}{1 - (F_c/100)} \quad (\text{I.8})$$

6.1.5.3 Effet des fines sur l'indice des vides de consolidation

Des essais triaxiaux sont réalisés par Pitman et al (1994) sur trois séries de sable d'Ottawa mélangé avec des fines plastiques et non-plastiques à différentes proportions. Les échantillons sont préparés de telle sorte à avoir le même indice des vides initial. Il a été remarqué à la phase de consolidation, des variations des indices des vides en fonction de la teneur et de la nature de la fraction fine. Les fines plastiques sont plus compressibles et se déforment facilement autour des grains de sable incompressible. Tandis qu'avec les fines non plastiques, la variation de l'indice des vides en fonction de la proportion des fines est presque négligeable.

6.1.5.4 Effet des fines sur l'érosion des sols en mélanges

En présence d'eau, les ouvrages en terre peuvent subir des dommages irréversibles suivant trois mécanismes principaux : le glissement, la submersion et l'érosion interne. Foster et al (2000) précisent que sur les 11192 barrages en terre observés, 136 d'entre eux ont subi des accidents dont 5,5 % par glissement, 46 % par érosion interne et 48 % par surverse.

L'érosion interne provient de la migration, sous l'action d'un écoulement, de certains grains constitutifs de l'ouvrage (grains fins). Cette migration engendre une modification des caractéristiques hydrauliques et mécaniques du matériau constituant l'ouvrage. La perméabilité du matériau peut être considérablement modifiée ce qui peut provoquer une perte d'étanchéité ou des surpressions interstitielles. L'arrachage de certains grains porte préjudice à la stabilité structurelle du matériau et peut même conduire à la rupture de l'ouvrage. L'arrachage des particules peut se produire principalement selon les deux processus suivants :

- **Le renard** : ce phénomène provoque un arrachage régressif des particules, de l'aval du sol vers un milieu extérieur et en progressant vers l'amont jusqu'à la formation d'un conduit continu. La granulométrie du sol varie donc avec une augmentation de la perméabilité. Généralement l'apparition du phénomène de renard dans les sols cohésifs est favorisée par des défauts de perméabilité.
- **La suffusion** : ce phénomène se traduit par une redistribution interne des particules fines dans le sol. La granulométrie globale du sol ne change pas, par contre la perméabilité diminue. Cette redistribution des particules provoque une surpression localisée en aval de l'écoulement et peut engendrer un glissement du sol.

Dans les régions tropicales comme le Brésil, le processus d'érosion hydrique est la première cause de dégradation des sols. Le résultat de ce processus est la formation de grands ravinements, qui peuvent atteindre jusqu'à 20 m de profondeur comme le montre la figure I.12.



Figure I.12 : Phénomène de ravinement.

La formation de ces ravins reste encore inconnue avec précision parce qu'il existe plusieurs phénomènes qui contribuent à leur déclenchement, tels que : le déplacement des particules provoqué par l'impact des gouttes de pluie, le transport des particules du sol provoqué par écoulements diffus ou concentrés, le glissement des talus, la liquéfaction des matériaux de sol, l'affouillement de la base des talus et l'érosion interne, dont le phénomène de renard par exemple, (Goutte-Lima et al , 2006).

6.2 Etudes antérieures sur le comportement des sols hétérogènes (mélanges de sable argile) sous différents types de sollicitations

Le comportement des sols en mélanges (sable, argile) a également fait l'objet de différentes études, entre autres celles réalisées par Kacprzak (2006) dans le but d'étudier l'influence de l'état de consistance des fines (plastique ou liquide) sur la compressibilité, le gonflement et la perméabilité des mélanges. Il a traité également les effets de la température sur la pâte argileuse qui se présente entre les grains de sable, ce qui a montré des comportements très différents pour des températures élevées.

D'autres auteurs (Cola, 2002 ; Tanaka et al, 2001 et Kimura et al, 1994) ont constaté un comportement intermédiaire dans le cas des mélanges (sable, argile) où la proportion des fines est comprise entre 20 % et 50 %.

Azam (2007) par contre, a constaté qu'une teneur en fines de 10 à 40% change le comportement sableux du mélange vers un comportement argileux, notamment du point de vue compressibilité et gonflement. Ces résultats ont fait l'objet d'une analyse "discussion" présentée par Aiban (2007).

Dans le cas des sols en mélange (hétérogènes), les essais de cisaillement réalisés par Kouloughli et Bencheikh (2005), dans le but d'étudier l'effet des fines sur la résistance au cisaillement d'un sol en mélange (sable, bentonite) pour réaliser une barrière étanche, ont permis de constater qu'en variant le pourcentage de bentonite de 3 à 22 % dans les mélanges, l'angle de frottement interne chute d'une manière drastique de 36° (très dense) à 19° (lâche), avec des valeurs de 27° et 25° pour les teneurs en bentonite de 8 et 10% des mélanges respectives. Cependant, une teneur en bentonite supérieure à 10% fait chuter la résistance au cisaillement des mélanges.

Dans le même sens, Boussaid (2005) s'est intéressé à l'étude des sols intermédiaires (mélanges) constitués de sable de Fontainebleau et de Kaolin Speswhite. Il a étudié l'effet de l'eau, de la teneur en Kaolin, de la méthode et de l'intensité du compactage, ainsi que de

la vitesse de cisaillement sur le comportement des mélanges. Dans les conditions de l'optimum correspondant à chaque mélange, ce sont les mélanges de 30 et 40% de kaolinite qui permettent d'obtenir la plage de résistance au cisaillement la plus intéressante en termes de cohésion et d'angle de frottement. Boussaid, a projeté également ses essais sur modèles réduits, traitant le comportement des fondations superficielles sur ce type de sols.

Des essais sur des sols en mélanges, mais grossiers, sont réalisés par Karzan et al (2006) sur une boîte de cisaillement de plus grande dimension, en vue d'étudier le comportement à la rupture des sols hétérogènes constitués d'une matrice sablonneuse fine et de graviers (inclusions). Ce qui a permis d'étudier l'effet des inclusions sur le comportement du mélange.

Dans le but d'avoir une meilleure représentativité, des essais dans le même sens sont réalisés sur des boîtes de cisaillement de grande dimensions allant jusqu'à 1000 mm de côté, (Bourdeau, 1997 ; Wiseman et al, 1987 ; Fukuoka, 1957).

Pour mieux approcher la réalité et contourner au maximum le problème du remaniement du sol, Pedro (2004) a présenté des essais de cisaillement permettant la caractérisation du comportement mécanique des sols grossiers in situ. Des procédures et des moyens particuliers sont utilisés dans cette étude. Elle consiste à enfoncez une boîte de cisaillement dans le sol in situ. L'effort de cisaillement peut être appliqué par traction de la boîte de cisaillement (Laréal et al, 1973 ; Matsuoka et al, 2001), ou par poussée de celle-ci (Romana & Simic, 1983; Jain & Gupta, 1974). L'effort vertical, dont la valeur est maintenue constante pendant le cisaillement, est appliqué en utilisant un vérin hydraulique ou en chargeant la face supérieure de l'éprouvette avec des charges mortes.

Cette méthode peut effectivement refléter le comportement réel du sol, néanmoins, sa mise en œuvre est très délicate, en plus des frottements importants qui peuvent se développer entre les éléments de la boîte et entre le sol et la boîte.

Bourdeau et al, (1989) ont montré que le développement de ces frottements induit une réduction de l'effort normal appliqué dans le plan de cisaillement.

Les sols hétérogènes appelés également sols intermédiaires ont fait l'objet d'expérimentations triaxiales. Les mélanges de sable de (Fontainebleau - kaolinite Speswhite) traités par Boussaid (2005) ont montré que la teneur en Kaolin, la teneur en eau et la vitesse de cisaillement exercent un effet non négligeable sur le comportement au cisaillement des mélanges.

Les résultats expérimentaux d'essais triaxiaux non consolidés non drainés obtenus par Kacprzak (2006) ont montré que l'augmentation de l'indice des vides granulaire entraîne une chute de la résistance au cisaillement. La rupture de la plupart des mélanges (sable, argile) se produit par l'écoulement plastique avec un niveau plat du déviateur des contraintes.

Georgiannou et al (1990) de leur côté, ont effectué des essais triaxiaux non drainés sur des mélanges constitués de sable «Ham River» et de kaolinite Speswhite. Ils ont constaté que

l'effet de l'argile dans les sables argileux va dépendre de plusieurs facteurs à savoir, la minéralogie de l'argile, la granulométrie du sable, la nature chimique de l'eau interstitielle et le pourcentage d'argile ainsi que sa distribution dans le sol.

L'instabilité par liquéfaction est souvent rencontrée dans les mélanges (sable, argile). En effet, Arab (2008) a montré que la résistance à la liquéfaction est très affectée par la présence des fines. Le potentiel de liquéfaction diminue avec l'augmentation de la teneur en fines jusqu'à ($F_c = 20\%$) ensuite une légère augmentation de ce potentiel est constatée.

En revanche, Pedro et al (2005) ont effectué des recherches sur des sols hétérogènes (mélanges) composés de sols grossiers constitués de gros éléments (gravier) entourés par une matrice relativement fine (sable de fontainebleau), dans lesquelles il a étudié l'influence de la proportion du gravier (inclusions) sur le comportement et le critère de rupture des mélanges.

Dans la pratique, les défauts opposés des deux grandes classes du sol, à savoir les sables et les argiles, sont souvent attribués aux sols intermédiaires (Boussaid, 2005). Ils sont considérés soit comme des sables lorsqu'il s'agit d'une excitation dynamique afin de prendre en compte le cas défavorable de la liquéfaction, soit comme des argiles pour le cas d'une sollicitation statique. Néanmoins, certains auteurs (Kimura et al, 1994 et Nakase, 1985) se sont interrogés sur la fiabilité de cette approche, ce qui a incité d'orienter d'avantage des recherches plus pointues vers ce domaine.

6.3 Sols anisotropes, (différents sols en couches stratifiées)

6.3.1 Notion d'anisotropie

Par définition, un matériau isotrope est un matériau dont les propriétés sont identiques dans toutes les directions. Pour ce matériau, tous les repères sont équivalents et la loi de comportement est invariante par rotation de la configuration de référence. En revanche, un matériau anisotrope est un matériau dont les propriétés dépendent fortement de l'orientation de l'échantillon.

L'anisotropie est une caractéristique du comportement physique des matériaux dont une ou toutes les propriétés sont dépendantes de la direction (Boehler, 1984). Autrement dit, un matériau anisotrope pourra présenter différentes caractéristiques selon l'orientation. Cette particularité peut être liée, par exemple dans un minéral, à une structure cristalline elle-même non isotrope et résultant généralement d'un mode de fabrication favorisant une certaine organisation des atomes parallèlement à un plan particulier (par exemple celui du support sur lequel le dit matériau vient se déposer). Les propriétés concernées sont aussi bien électriques, mécaniques que chimiques (Nguyen, 2008).

L'anisotropie est un phénomène fréquent, elle se trouve dans la plupart des matériaux (par exemple des matériaux naturels comme le bois (Figure I.13), les roches, les sols, etc. et des matériaux artificiels comme le papier, les composites, etc.).

Compte tenu de leurs modes de formation, les matériaux géotechniques possèdent souvent une structure hétérogène et il est rare qu'une couche de roche soit constituée par un matériau unique. De cette hétérogénéité résulte généralement l'anisotropie des roches.

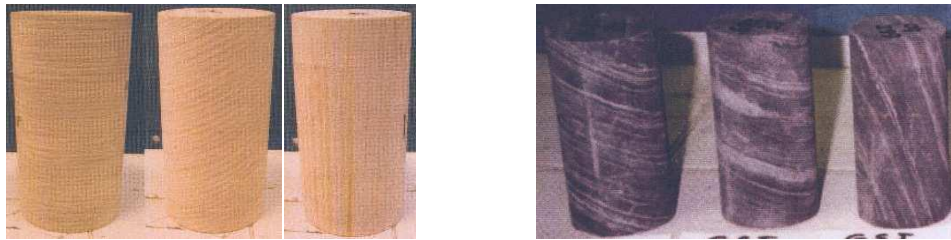


Figure I.13 : L'anisotropie du bois et de la marne noir compacte, (Serratrice, 2005).

6.3.2 Anisotropie des sols

Les sols in situ subissent au cours du temps plusieurs types de sollicitations aléatoires dues aux mouvements de l'écorce terrestre (séisme, tremblement de terre...), et de successions de charge-décharge causées par des phénomènes naturels (érosion, sédimentation, pluie, neige, déneigement, changement du niveau de la nappe phréatique...) ou par des activités humaines (excavation, enlèvement de surcharge...), ce qui leur confère divers caractères tels que lâches ou denses, isotropes ou anisotropes, normalement consolidés ou surconsolidés... De tels préchargements ont certes une influence primordiale sur le comportement postérieur de ces sols, (Finge Bousaïd, 2004).

En général, l'anisotropie des sols est due au mode de déposition ou aux déformations verticales qu'ils subissent au cours de leur histoire. Ainsi leurs propriétés sont différentes verticalement et horizontalement.

6.3.2.1 Différents types d'anisotropies des sols

L'anisotropie des sols est un phénomène complexe du fait de la variété de la nature ainsi que des modes de formation du sol. Un sol sédimentaire formé grâce au dépôt des couches de différents matériaux présente un comportement anisotrope marqué. En outre, un sol «homogène» peut se comporter de manière anisotrope s'il a subi au cours de sa formation des surcharges saisonnières, des cycles de séchage ou des actions climatiques. Ces deux exemples montrent le rôle incontestable du mode de formation des sols par rapport à son comportement anisotrope (Nguyen, 2008).

En s'appuyant sur ces observations, deux types principaux d'anisotropie des sols peuvent être distingués selon Casagrande et Carrillo (1944) et Reiffsteck (2005) en :

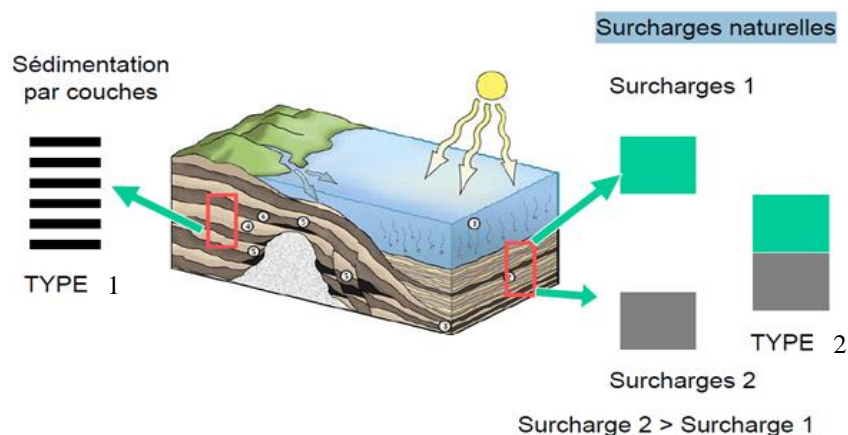


Figure I.14 : Formation de l'anisotropie des sols, (Reiffsteck, 2005).

6.3.2.1.1 L'anisotropie inhérente ou initiale (Type 1)

C'est une caractéristique physique inhérente au matériau et complètement indépendante des déformations appliquées. L'anisotropie inhérente est conférée aux sols au cours de leur déposition (Oda, 1972 ; Arthur et Dunstan, 1969). En effet, les particules de sols ont tendance à se déposer, sous l'action de la gravité, avec leurs axes longitudinaux parallèles au plan horizontal appelé "bedding plane". Certains modes de fabrication des échantillons aux laboratoires favorisent aussi la création d'une structure d'anisotropie inhérente.

Selon Rey, (2005) et Nguyen (2008), ce type d'anisotropie, est celui de dépôts sédimentaires ayant subi un transport par l'eau ou la glace (alluvions fluviaux, deltaïques, fluvio-glaciaires, laves torrentielles, moraine...), l'anisotropie étant due dans ce cas à une orientation préférentielle de particules allongées ou aplaties (non-sphériques) sous l'influence d'un écoulement (afin de minimiser la résistance à l'écoulement). La sédimentation est faite par couches stratifiées horizontales, qui ont subi dans le passé un même état de contrainte.

6.3.2.1.2 L'anisotropie induite (Type 2)

C'est une caractéristique physique exclusivement due aux déformations irréversibles associées à une contrainte appliquée. La réponse anisotrope sous chargement non drainé des sols isotropes a poussé quelques auteurs à introduire la notion de l'anisotropie induite par le chargement "stress induced anisotropy", (Ohta et Nishihara, 1985).

Le préchargement est connu comme l'un des facteurs les plus prépondérants affectant le comportement des matériaux granulaires, suite à l'anisotropie induite dont il est susceptible de créer. D'un point de vue micromécanique, Gajo et al (2000) ont expliqué cette modification du comportement par le fait que les normales aux contacts et les forces de contacts entre les particules seront principalement orientées suivant la direction de la contrainte principale au cours du chargement. Cette réorientation conduit à une rigidité plus importante dans la direction de cette contrainte.

Selon Rey, (2005) et Nguyen (2008), ce type d'anisotropie est le plus évident, il correspond à celui d'un milieu stratifié formé par la superposition de couches (alternances marno-calcaires, par exemple). La surconsolidation peut être due à des surcharges, des pressions tectoniques ou des actions climatiques, toutes trois anciennes et aujourd'hui disparues.

En d'autres termes, Boehler (1984) a lié l'anisotropie des sols aux deux causes suivantes :

- L'histoire du chargement des sols (anisotropie induite) : consolidation en condition œdométrique, aux cycles de dépôt et d'érosion, aux surcharges, aux contraintes tectoniques, aux actions climatiques.
- L'hétérogénéité de la structure du sol (anisotropie inhérente) due à la sédimentation homogène ou hétérogène (voir Figure I.15), à la cimentation interne, aux actions physicochimiques.

- Dans un milieu homogène :
 - pour les particules qui ont une dimension privilégiée nette, la sédimentation sous des actions extérieures se réalise dans une direction préférentielle.
 - pour les particules dont la géométrie est identique dans toutes les directions, la structure anisotrope est due à l'arrangement non aléatoire des particules.
- Dans un milieu multicouche :

L'anisotropie structurelle peut provenir d'une alternance de couches sédimentaires des différents matériaux, (voir Figure I.15), c'est le cas traités dans cette étude.



Figure I.15 : Formation d'un sol anisotrope lors du dépôt par couches, (Nguyen 2008).

Kurukulasuriya et al (1999) par contre, ont considéré que l'anisotropie inhérente et induite sont identiques d'un point de vue microstructural. La consolidation modifie la microstructure formée au cours de la sédimentation créant une nouvelle microstructure anisotrope qui en général est considérée comme une anisotropie induite. Cependant, Kurukulasuriya et al, appellent la modification de la structure jusqu'à la fin de la consolidation comme anisotropie inhérente, et toute modification ultérieure de la microstructure due aux déformations comme anisotropie induite.

6.3.2.2 Anisotropie des sols générée par l'activité humaine

Certains ouvrages en terre (routes, barrages, barrières étanches, ...) nécessitent des sols reconstituées en plusieurs couches de différentes natures, de telle sorte à assurer plusieurs fonctions simultanées et parfois opposées, à savoir (étanchéité, stabilité, rigidité, flexibilité, ...).

Les caractéristiques des multicouches obtenus sont réellement améliorées en augmentant la résistance au cisaillement ou en facilitant la dissipation des surpressions interstitielles, etc. En parallèle, l'implantation de ces matériaux naturels ou artificiels entraîne également des modifications du comportement mécanique des sols qui devient anisotrope.



Figure I.16 : Mise en place de géosynthétiques, (Nguyen 2008).

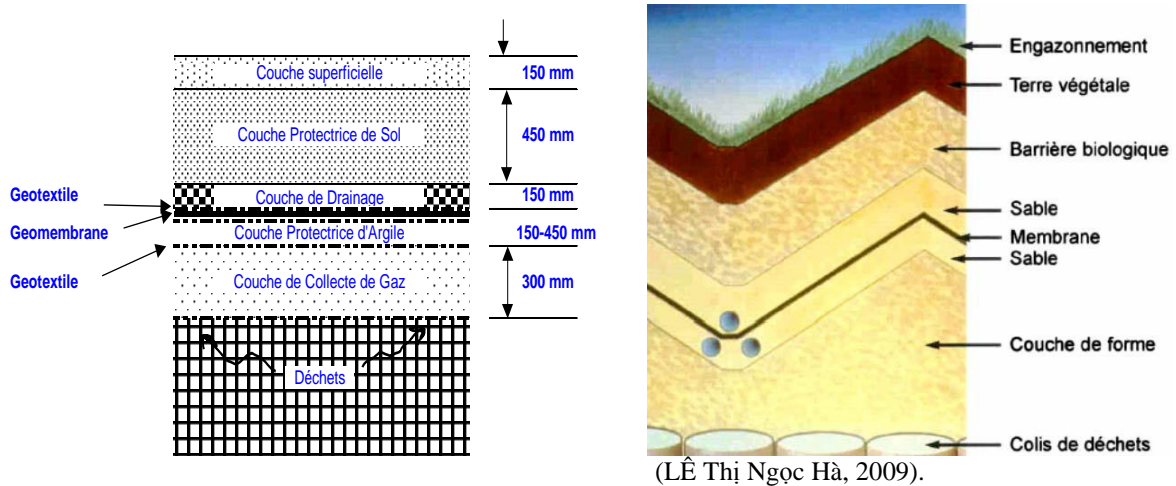


Figure I.17 : Coupes de couvertures de centres de stockage de déchets.

Par exemple, la mise en place de géotextiles dans un remblai crée une séparation des couches d'un massif initialement homogène (voir figures I.16 et I.17). À une échelle suffisamment grande, le comportement des sols traités est similaire à celui d'un sol naturel périodiquement sédimenté et donc anisotrope, ce qui nécessite des études plus approfondies pour comprendre son comportement et un modèle de calcul adaptés (Gerrard, 1982, Rowe et Booker, 1982 et 1984, Reiffsteck, 1998).

Ainsi, l'emploi des lois de comportement isotrope pour un matériau anisotrope ou la non prise en compte de l'anisotropie dans les calculs des massif de sols entraîne une mauvaise appréciation de la stabilité des ouvrages en service, (Nguyen, 2008).

6.4 Etudes antérieures sur le comportement des sols anisotropes (multicouches) sous différents types de sollicitations

Les sols en multicouche par contre, sont rarement abordés dans les travaux de recherche en géotechnique. Néanmoins, sont présentées certaines études réalisées par le laboratoire central des ponts et chaussées, menées particulièrement par Nguyen (2008), Nguyen et al (2008) et Reiffsteck (2005). Ce dernier, a traité le comportement anisotrope lié à la complexité structurelle des sols multicouches (limon sur argile sur sable) en couches planes et en couches inclinées de 45°, 60° et 90 degré.

Une étude sur l'influence de l'hétérogénéité géologique et mécanique sur la réponse des sols multicouches a été également réalisée par Badaoui (2008). L'objectif était d'établir une formulation probabiliste, permettant l'analyse de la réponse d'un sol multicouche ayant des caractéristiques aléatoires en se basant particulièrement, sur la consolidation et la réponse sismique.

Par ailleurs, Zhang et al (2007) a étudié l'effet de l'anisotropie sur le cisaillement de l'argile (stratifiée) d'Opalinus en plaçant des capteurs en parallèle ou en perpendiculaire à la stratigraphie du sol. La différence du comportement en parallèle et en perpendiculaire au litage est due selon les auteurs à l'anisotropie significative du sol.

Dans le même sens, pour étudier l'influence de l'anisotropie, les essais de cisaillement direct effectués par Arthur (1977) sur le sable de Leighton Buzzard ont montré que

l'orientation des couches du sable par rapport au plan de cisaillement avait un effet important sur les valeurs mesurées de l'angle de frottement interne.

Ces deux dernières études : Arthur (1977) et Zhang et al (2007), ont traité l'anisotropie pour un même type de sol (argile ou sable). Tandis que dans le cas de cette étude ; les sols traités sont à la fois anisotropes et hétérogènes, cas des multicouches de (sable, marne, argile).

Nguyen (2008) et Nguyen et al (2008), ont réalisé une série d'essais à l'appareil triaxial, sur des échantillons reconstitués à partir de sable et de kaolinite, compactés suivant des procédures spécifiques afin d'obtenir deux types de comportement anisotrope (voir figure I.18). Le premier type correspond à des éprouvettes homogènes, consolidées de manière à obtenir un comportement anisotrope (anisotropie induite par des différences de consolidation). Le second type correspond à une anisotropie matérielle, due à la structure des éprouvettes constituées de couches alternées de sable et de kaolinite (anisotropie inhérente, représentative de la sédimentation dans la nature).

Des essais sont réalisés également par les mêmes auteurs sur des couches inclinées de 30, 45, 60 et 90 degrés afin de permettre de mieux comprendre le comportement des sols anisotropes et de proposer d'éventuelles modifications pour les modèles théoriques existants. Des études sur l'anisotropie des sols avec différentes orientations des couches ont aussi été menées avec des sols naturels et des sols reconstitués en laboratoire, (Piyal et Magnan, 1984).

Par ailleurs, la recherche réalisée par Finge Bousaid (2008) s'inscrit dans le cadre de l'étude de l'influence du préchargement en général et de la surconsolidation en particulier sur le comportement non drainé, en compression et en extension, des sables lâches, notamment le sable d'Hostun. Cette influence est explorée à travers des chemins de contraintes isotropes ou déviatoriques, avec des états initiaux isotropes ou anisotropes au début du cisaillement non drainé. Cette étude fournit une compréhension de l'anisotropie induite par le préchargement et son influence sur la résistance non drainée et le déclenchement de l'instabilité. Elle permet de déterminer, entre autres, plusieurs éléments à prendre en compte dans une approche de modélisation élastoplastique.

Une autre forme d'anisotropie engendrée par la présence d'inclusions allongées et orientées selon une direction préférentielle est étudiée par Rey (2005) par des méthodes géophysiques. Ce type d'anisotropie est une configuration qui peut être observée par exemple dans le cas de matériaux déposés par des courants à forte énergie (alluvions, laves torrentielles, pavages torrentiels), ou encore dans des moraines ayant subi des déformations importantes liées aux mouvements des glaciers (Rappol, 1985 ; Dowdeswell & Sharp, 1986 ; Fabre et al, 1999).

L'anisotropie des sols est donc un phénomène complexe du fait de la variété de la nature ainsi que des modes de formation du sol. Un sol sédimentaire formé grâce au dépôt des couches de différents matériaux présente un comportement anisotrope marqué. En outre, un sol "homogène" peut se comporter de manière anisotrope s'il a subi au cours de sa formation des surcharges saisonnières, des cycles de séchage ou des actions climatiques.

Ces deux exemples montrent le rôle incontestable du mode de formation des sols par rapport à leur comportement anisotrope, (Nguyen, 2008).

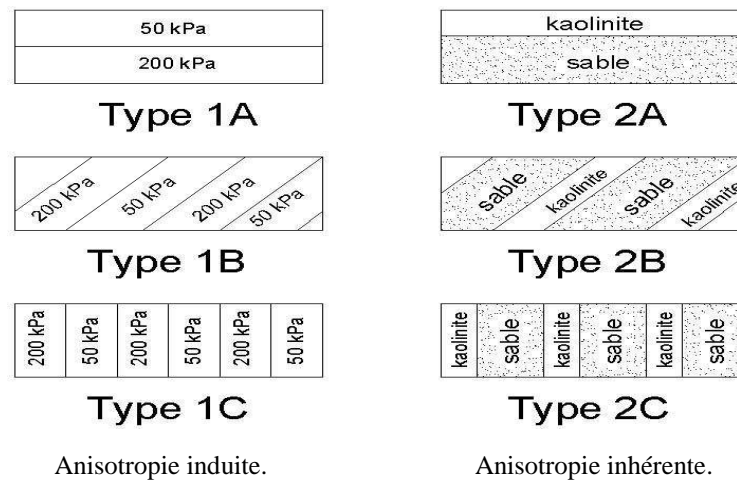


Figure I.18 : Types d'anisotropie dans le cas des sols reconstitués, (Nguyen Pham, 2008).

7. Conclusion

Le comportement des sols est influencé par de nombreux éléments. Les plus importants sont : la minéralogie, la granulométrie, la microstructure, la saturation (la teneur en eau), la succion, l'état de surface. Bien entendu, le comportement hydromécanique des sols dépend également de la nature des sollicitations auxquelles il sera soumis.

Par ailleurs, dans le cas des sols hétérogènes (mélanges) et des sols en multicouches (anisotropes), s'ajoutent d'autres paramètres pouvant influencer sensiblement leur comportement, à savoir : la nature et la teneur des différentes fractions constituant les mélanges, ainsi que la nature, l'épaisseur, l'ordre de stratification et l'inclinaison des différentes couches dans le cas des multicouches.

En rapport avec le taux d'hétérogénéité et d'anisotropie, de nombreux types de déformations et de ruptures peuvent affecter ces massifs et être à l'origine d'instabilité de talus, d'ouvrages en terre et de fondations de structures.

La présentation de cas réels des différents désordres et instabilités constatés fera l'objet du prochain chapitre.

CHAPITRE II

CARACTERISATION DES INSTABILITÉS DES TALUS ET DES FONDATIONS

1. Introduction

Qu'ils soient lents (affaissements, tassements de sol, retrait-gonflement de sols argileux...) ou brutaux (effondrements de cavités, éboulements rocheux, coulées de boue...), les mouvements de terrain constituent une menace permanente pour les personnes, les biens et l'environnement des zones exposées.

Cependant, comparativement aux séismes et aux volcans, les mouvements de terrain constituent généralement des phénomènes ponctuels, de faible ampleur et d'effets limités. Mais par leur diversité et leur fréquence, ils sont néanmoins responsables de dommages et de préjudices importants et coûteux. D'origine naturelle ou anthropique, selon Faye et Lakhdar (2000) ils seraient à l'origine de 800 à 1000 morts chaque année dans le monde.

Les problèmes d'instabilité des terrains se rencontrent fréquemment au cours des différentes activités du génie civil, notamment, dans la construction des routes, des ponts, des tunnels, des digues et des barrages, ainsi que les grands édifices comportant les irrégularités exigées par l'aspect architectural. Toutefois, en fonction de leurs natures, de leurs inclinaisons, et des agents climatiques, certaines pentes naturelles sont ou peuvent devenir instables même si aucune des actions citées ci-dessus ne les sollicitent.

Dans ce chapitre sont présentés les différents types d'instabilités des talus et des fondations, les principales causes les provoquant, ainsi que quelques statistiques de cas réels d'instabilités qu'a connu l'histoire à travers le monde et en Algérie particulièrement.

2. Définition des mouvements de terrains

Vu leur diversité, plusieurs définitions ont été proposées pour exprimer les mouvements de terrain ; néanmoins, elles convergent toutes vers le même sens. Faye et Lakhdar (2000) ont résumé les différentes propositions pour définir ces phénomènes, comme étant un ensemble de déplacements, plus ou moins brutaux du sol ou du sous-sol sous l'effet d'influences naturelles (fontes des neiges, pluviométrie anormalement forte, érosion, séisme, volcan ...) ou anthropiques (terrassment, vibrations, exploitation de matériaux ou de nappes aquifères, déboisement,...). Ces phénomènes comprennent diverses manifestations, lentes ou rapides, en fonction des mécanismes initiateurs, des matériaux considérés et de leur structure.

Les mouvements de terrain ont pour caractéristiques d'être difficilement prévisibles et constituent un danger pour la vie humaine en raison de leur intensité, de la soudaineté et du caractère dynamique de leur déclenchement.

Selon la vitesse de déplacement, deux ensembles de mouvements peuvent être distingués :

Les mouvements rapides (les plus dangereux pour les vies humaines) se propagent de manière brutale et soudaine. Ils regroupent les effondrements, les chutes de pierres et de blocs, les éboulements et les coulées boueuses. Tandis que, les mouvements lents entraînent une déformation progressive des terrains, pas toujours perceptible par l'homme. Ils regroupent les affaissements, les tassements, la solifluxion, le fluage, le retrait-gonflement et les glissements. Les conséquences des mouvements lents sont essentiellement socioéconomiques ou d'intérêt public.

3. Mouvement de terrains en pentes (instabilité des talus)

En l'absence de tout chargement ou déchargement, Magnant (2000) stipule que le sol est soumis par la pesanteur à un champ de contraintes déviatoriques qui tend à le déformer de façon progressive, sans changement de volume significatif.

Les mouvements qui affectent les versants selon Colas et Pilot (1976) sont extrêmement variés par leur dimension, leur morphologie, leur évolution cinématique et la nature des matériaux les constituant. Ils sont classés également selon plusieurs paramètres (la vitesse de rupture, le type de rupture,...).

Escario et al (1997) classent les mouvements de talus en cinq types de base, tout en sachant qu'il peut y avoir la combinaison de plusieurs types en un même mouvement.

3.1 Les éboulements

Un éboulement (voir figures II.1 et II.2), débute par le détachement du sol ou de la roche sur une pente raide le long d'une surface sur laquelle il y a peu ou aucun mouvement cisailant. La matière descend ensuite par chute libre, saut ou roulement.

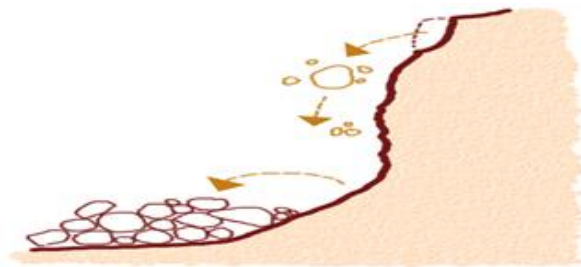


Figure II. 1 : Schéma d'éboulement.



Figure II. 2 : Route de Châtel, France.

3.2 Les culbutes

Une culbute (voir figure II.3), est la rotation vers l'avant, hors de la pente, d'une masse de sol ou de roche autour d'un point ou d'un axe en dessous du centre de gravité de la masse qui bascule.



Figure II. 3 : Schéma de culbute.

3.3 Les dispersions

Une dispersion (voir figure II.4), est une extension d'une masse de sol ou roche cohésive, combinée à un affaissement général de la masse fracturée de matériau cohésif dans un matériau sous-jacent plus tendre. La surface de rupture n'est pas une surface de cisaillement intense. Les dispersions peuvent résulter de la liquéfaction ou de l'écoulement des matériaux plus tendres.

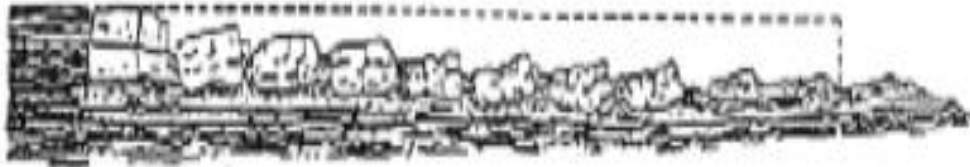


Figure II. 4 : Schéma de dispersion.

3.4 Les écoulements (coulées boueuses et laves torrentielles)

D'une manière générale, un écoulement est un mouvement continu où les surfaces de cisaillement sont brèves, très rapprochées, sans généralement être préservées, (voir figure II.5). La distribution des vitesses dans la masse en déplacement ressemble à celle d'un fluide visqueux.

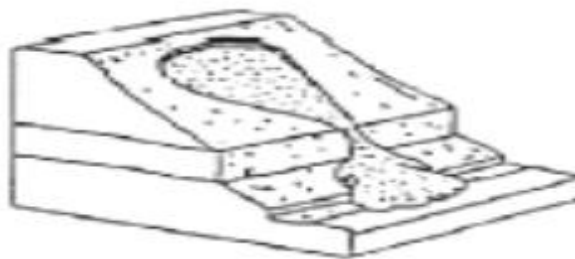


Figure II. 5 : Schéma d'écoulement (boue).

Deux types d'écoulements sont à distinguer :

3.4.1 Les laves torrentielles

C'est un mélange de matériaux solides (blocs, graviers, etc.), transportés par un fluide visqueux (composé de sédiments fins, d'argiles et d'eau) sous l'action de la gravité et, qui prend naissance dans le réseau de drainage, (voir figure II.6). Les laves torrentielles ne surviennent qu'à l'intérieur de chenaux préexistants caractérisés par une inclinaison souvent forte (pente $> 5^\circ$ en général).



Figure II. 6 : Lave torrentielle (Suisse 2005).

3.4.2 Les coulées boueuses

Elles consistent en la propagation de matériaux sans cohésion ou ayant perdu leur cohésion dès la mise en mouvement, matériaux intimement mélangés à une quantité d'eau telle que la masse en mouvement a franchi sa limite de liquidité. Les matériaux susceptibles de perdre ainsi leur cohésion sont des argiles, des limons, des roches décomposées ou des éboulis fins. Les coulées boueuses surviennent suite à une instabilité de terrain dans la pente, sans qu'il y ait un chenal, (voir figure II.7). Lorsqu'une coulée boueuse rejoint un chenal d'écoulement et se mélange à un fluide clair ou visqueux, on parle alors de lave torrentielle.



Figure II. 7 : Coulée de boue.

3.5 Les glissements

Un glissement (voir figures II.8 et II.9), est le mouvement de descente sur la pente, d'une masse de sol sous l'effet de la gravité selon une surface de rupture (plane, circulaire ou quelconque).

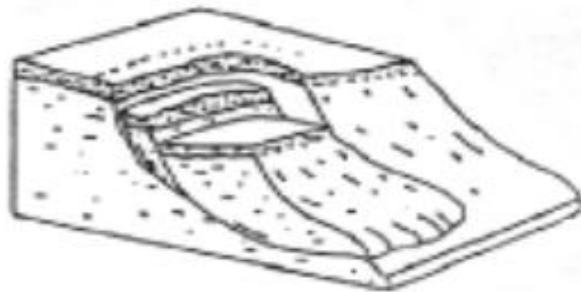


Figure II. 8 : Schéma d'un glissement.

Selon Sève et Durville (1996), les glissements se produisent lorsque les contraintes de cisaillement, dues aux forces motrices telles que le poids, excèdent la résistance du sol le long de la surface de rupture.



Figure II. 9 : Glissement de terrain (Hong Kong, 1972 et Japon, 2003) respectivement.

3.5.1 Différents types de glissements

En se basant sur la surface de rupture, Robitaille et Tremblay (1997) distinguent trois principaux types de glissements :

3.5.1.1 Le glissement plan

Le glissement plan (voir figure II.10), est un mouvement au long d'une surface sensiblement plane (couche ou surface tectonique). Il se produit surtout en milieu rocheux feuilletés (schistes).

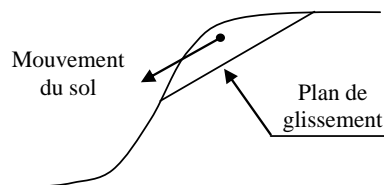


Schéma de glissement plan.



Glissement plan (Québec).

Figure II. 10 : Glissement plan.

Les ruptures selon des plans de cisaillement rectiligne peuvent adopter différentes positions. Il peut y avoir glissement à flanc de talus ou au pied de talus.

3.5.1.2 Le glissement circulaire ou rotationnel

Dans ce cas de mouvement (voir figure II.11), la surface de glissement est plus ou moins circulaire. Le mouvement est caractérisé en général par l'existence d'une zone de départ nette et par un bourrelet frontal plus ou moins marqué ; le remaniement interne dépend de la nature des terrains et de l'importance du déplacement. Il se produit en particulier en terrains meubles et dans les roches homogènes à faible cohésion ou très divisées.



Figure II. 11 : Glissement circulaire (rotationnel).

Les ruptures selon des plans de cisaillement circulaires sont causées par un mouvement de rotation de la masse instable du sol. Elles peuvent se produire en trois endroits dans le dépôt, à flanc de talus, au pied du talus et au-delà du pied du talus, (voir figure II.12). Dans chacun des cas, le centre du cercle de rupture peut occuper un nombre infini de positions.

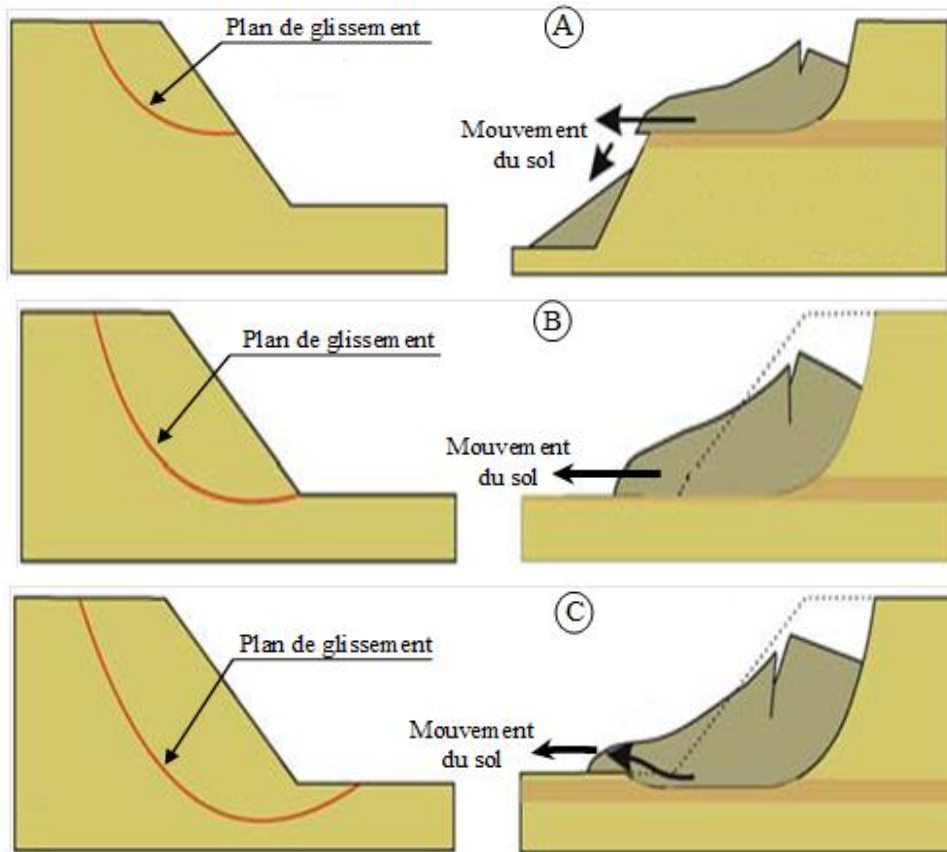


Figure II. 12 : Glissement circulaire à flanc de talus, au pied du talus et en profondeur.

3.5.1.3 Le glissement quelconque (aléatoire)

Dans ce cas (voir figure II.13), le mouvement est très semblable au précédent dans son allure externe, mais la section verticale de la surface de glissement est de forme irrégulière. Il s'agit souvent d'une combinaison des deux cas précédents, (BRGM, 2004).

Les ruptures selon un plan de cisaillement aléatoire sont généralement causées par un mouvement de translation et se développent dans les dépôts hétérogènes. Le plus souvent, le plan de cisaillement rejoint une couche de faible résistance.

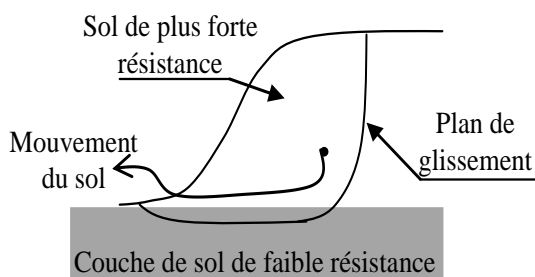


Schéma de glissement quelconque.



Glissement quelconque (Australie).

Figure II. 13 : Glissement quelconque (aléatoire).

3.5.2 Principales causes des mouvements de terrains en pentes

Les instabilités des pentes peuvent se produire suite à l'influence de plusieurs facteurs, tels que la topographie, la géologie, les caractéristiques du sol ou leurs changements provoqués par le développement géologique, ou de facteurs plus complexes, à la fois naturels (précipitation, séismes, érosion) et artificiels (changements dans la forme de la pente en raison des terrassements, changements dans la nappe phréatique en raison d'un réservoir d'eau...).

En particulier, la plupart des glissements affectant les grandes routes sont causés par les changements de la géométrie de la pente dus aux déblais et remblais, (voir figure II.14). Une bonne partie des instabilités de terrains (40%) est donc liée à des interventions humaines qui fragilisent des zones déjà susceptibles au glissement.



Figure II. 14 : Instabilités des talus (cas des routes).

3.5.2.1 Les causes dues à l'intervention humaine

L'homme en rapport avec ses différentes activités est souvent le principal agent de désordres et déstabilisation des sols en particulier et de la nature en général.

3.5.2.1.1 Les surcharges au sommet du talus

L'action de surcharger un talus au sommet par la construction d'un remblais et l'entreposage temporaire ou permanent de matériaux divers tels que terre d'excavation, rebuts, neige, bois, ..., peut nuire à sa stabilité (voir figure II.15).



Remblai en sommet du talus.

Entreposage de rebuts en sommet de talus.

Figure II. 15 : Surcharge au sommet de talus.

Le poids supplémentaire modifie l'état d'équilibre du talus et peut ainsi déclencher un glissement pendant ou après l'intervention. De plus, un remblai augmente généralement la pente du talus, ce qui diminue le coefficient de sécurité. Lorsque le remblai est composé d'argile, l'eau qui s'infiltré exerce une surcharge supplémentaire, en plus il agit sur la

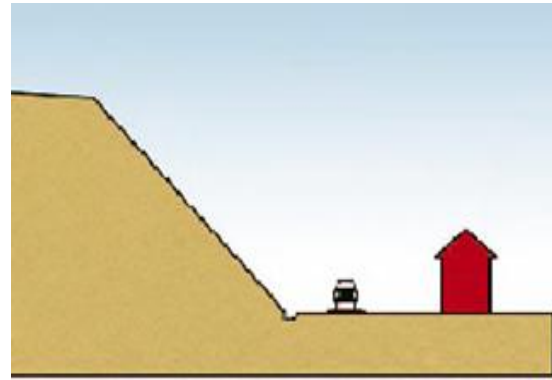
structure interne pour modifier les conditions d'eau souterraine et par le fait même, la stabilité du talus.

3.5.2.1.2 Les déblais ou les excavations à la base du talus

Le déblai ou l'excavation à la base du talus modifie les conditions d'équilibre en accentuant l'inclinaison et la hauteur du talus, ce qui nuit à sa stabilité. Ce type d'intervention peut provoquer un glissement de terrain lors de l'excavation, ou agir comme facteur aggravant (voir figure II.16).



Déblai à la base du talus.



Excavation à la base du talus (Exp : fossé).

Figure II. 16 : Déblais ou excavation à la base du talus.

3.5.2.1.3 La concentration d'eau vers la pente

Le fait de concentrer et de diriger l'eau de drainage, de ruissellement et les eaux usées au sommet ou dans le talus occasionne du ravinement, de l'érosion verticale ou de l'infiltration dans le sol. Une telle concentration d'eau peut agir comme facteur aggravant ou comme facteur déclenchant en modifiant la géométrie du talus (augmentation de l'inclinaison et de la hauteur) et les conditions d'eau souterraine, (voir figure II.17).



Concentration d'eau (ravinement).



Concentration d'eau (érosion verticale).

Figure II. 17 : Concentration d'eau vers la pente.

3.5.2.1.4 La déforestation

La déforestation peut être naturelle. Par exemple à cause d'une sécheresse, d'un incendie, de vents violents, d'une éruption volcanique ou d'un raz de marée. Mais plus généralement, la déforestation est le fruit de l'homme. Pour développer des villes, des routes et des infrastructures, l'homme déboise autant que nécessaire.



Glissement dû à la déforestation (Indonésie).



Glissement dû à la déforestation (Amazonie).

Figure II. 18 : Glissements dû à la déforestation.

Les forêts jouent un rôle très important de protection et de stabilisation des sols. La déforestation augmente la désertification qui engendre à court ou à long terme des glissements de terrains, des avalanches et des coulées de boues. Suite au phénomène de déboisement, un glissement de terrains s'est produit en 2006, en Indonésie (voir figure II.18), a causé 105 morts et 200 disparus.

3.5.2.1.5 Les explosions

Au cours des travaux de démolition, de carrières, de réalisation de routes et de tunnels, des explosifs sont souvent utilisés pour la destruction des matériaux durs qui présentent des obstacles pour l'avancement des travaux. Les explosions ainsi effectuées, engendrent des surcharges et des secousses importantes et rapides (vibrations). Les pressions interstitielles augmentent en déclenchant des glissements de terrains ou/et les secousses provoquent des chutes de blocs à vitesse très rapide.

Les explosions de conduites de gaz enterrées peuvent également, être source de glissement, tel le glissement de terrain provoqué par l'explosion d'un tuyau d'irrigation, entraînant le train régional 108, qui relie Castelbello à Laces, dans le Nord de l'Italie. Le dernier bilan fait était d'au moins Onze morts et 25 blessés (voir figure II.19).



Figure II. 19 : Un glissement de terrain causé par une explosion (Italie).

3.5.2.2 Les causes naturelles

Certaines pentes sont ou peuvent devenir instables même s'il n'y a aucune intervention de l'homme. La nature présente également plusieurs causes d'instabilités, voire géologiques, minéralogiques, hydrologiques,...

3.5.2.2.1 L'inclinaison de la pente (la géométrie)

La pente de la surface du terrain constitue un facteur essentiel de stabilité ou d'instabilité. La pente critique dépend de la nature des sols ou des roches et de la présence d'eau dans le massif, (LPC, 1989).

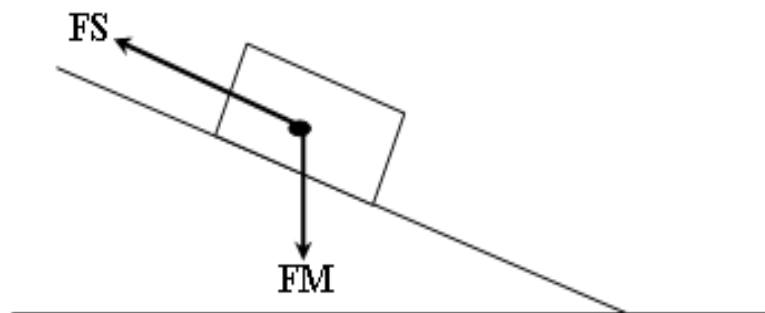


Figure II. 20 : Schéma représentant les différentes forces s'exerçant sur un massif de sol.

Tant que les forces stabilisatrices FS (force de frottement et de cohésion) sont plus fortes que la force motrice FM (gravité), la stabilité du versant est assurée, (voir figure II.20). Si l'équilibre des forces change et la force motrice devient plus importante que les forces de résistance, un glissement de terrain se déclenche. Se produit alors une rupture entre deux couches de roche ou de sol, et une masse se met à glisser plus ou moins rapidement vers l'aval. Il peut arriver que celle-ci se décompose et finisse sa course sous forme de coulée de boue, (DETEC, 2009).

3.5.2.2.2 Les propriétés géologiques et géotechniques des sols (résistance au cisaillement)

Le mécanisme de rupture mis en œuvre dans les phénomènes d'instabilité fait intervenir la résistance au cisaillement, cette résistance, en un point donnée, dépend de la nature du matériau (cohésion et frottement), de son histoire et de l'état de contraintes qui règne au point considéré qui dépend également des diverses sollicitations appliquées au massif, (DETEC, 2009).

3.5.2.2.3 Les séismes et volcans

- **Les sollicitations sismiques**, sont souvent la cause de glissements de terrains les plus dévastateurs. Deux phénomènes rentrent en jeu dans ce cas :
 - La liquéfaction des limons et sables fins saturés, susceptible de provoquer le glissement des formations sus-jacentes ;
 - La force déstabilisatrice due au séisme lui-même, (DETEC, 2009).

Au Costa Rica ; Burgos et Hyman en 1995 ont recensé à partir d'images du satellite Landsat TM, plus de 1600 glissements de terrains dans la région de Limon, suite au tremblement de terre d'avril 1991, (Collinet et Leclerc, 1995).



Figure II. 21 : Glissement de terrain lors du séisme de Santa Tecla, (Salvador).

- **Les éruptions volcaniques**, provoquent des glissements et des éboulements à court terme dus aux vibrations lors des éruptions et des glissements à long terme dus à la déforestation et aux modifications structurales engendrés par les laves volcaniques dégagées.

L'éruption du volcan Saint Helens en 1980 aux États-Unis, a provoqué un glissement qui a dévasté 230 km² de terrain, engendrant 60 victimes.

3.5.2.2.4 Les conditions hydrauliques (eau souterraine)

Les épisodes de très fortes pluies ou de fonte massive et rapide des neiges, engendrent de multiples instabilités superficielles et glissements de terrains. Ainsi, une pluie brève de très forte intensité entraînera de nombreux glissements superficiels et des coulées ; alors que des pluies d'intensité modérée mais persistant plusieurs semaines, sont susceptibles de provoquer des glissements de grande ampleur.

Une période de sécheresse provoque des fissurations par retrait des sols argileux, ce qui facilite l'infiltration de l'eau dans les fissures lors d'épisodes pluvieux (voir figure II.22). L'eau souterraine est un facteur majeur de localisation des glissements, de déclenchement ou d'accélération des mouvements.

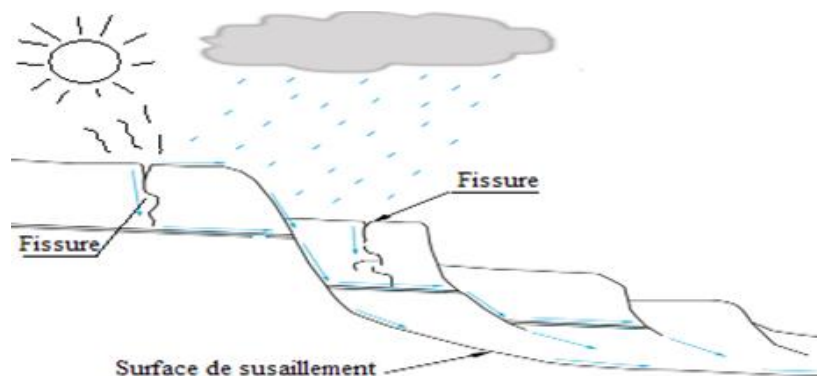


Figure II. 22 : Processus d'infiltration de l'eau dans le sol.

Ainsi, une étude hydrogéologique approfondie est nécessaire pour la compréhension de l'évolution des glissements de terrains, mais aussi pour la maîtrise du risque correspondant, (Chapeau, 2005).

3.5.2.2.5 La présence d'érosion

L'érosion provient de la migration, sous l'action d'un écoulement de certains grains constitutifs du sol (voir figure II.23). Cette migration est mal connue à cause de sa complexité et de sa difficulté à être détectée. L'arrachage de certains grains porte préjudice à la stabilité structurelle du matériau et peut même conduire à la rupture.



Figure II. 23 : Glissement dû au processus d'érosion.

Deux principaux types d'érosion peuvent être distingués :

- **L'érosion externe ou superficielle des sols**, désigne le décapage et le lessivage superficiel des sols (érosion aréolaire) ou leur ravinement (érosion linéaire) par les gouttes de pluie ou par les filets d'eau temporaires qui se concentrent pendant la pluie, et un certain temps après la pluie. Le décapage entame la couche arable fertile du sol en menaçant de la faire disparaître à long terme. Le ravinement rend les sols impropres à la culture ou affouille parfois les fondations des ouvrages d'art et des bâtiments, (LPC, 1987).
- **L'érosion interne des sols**, dépend de leur résistance quand l'eau se déplace à travers les pores et les fissures. Les matériaux particulièrement sujets à ce phénomène sont ceux qui ont de larges pores où l'eau peut circuler très rapidement, mais dont les particules sont assez fines et suffisamment divisées pour se détacher facilement. Les matériaux les plus sensibles à cette érosion sont les sables fins et les limons non plastiques ayant un indice de plasticité inférieur à 5.

Les sables grossiers et les graviers peuvent aussi transmettre l'eau rapidement, mais ils résistent mieux aux mouvements internes car ils sont constitués de grosses particules, D'autres sols sont peu exposés à ce phénomène, par exemple les sols plastiques cohérents à grains fins (argiles plastiques) qui transmettent l'eau très lentement, résistent bien à l'érosion interne.

3.6 Quelques statistiques sur les mouvements de terrains en pentes

Parmi les mouvements de terrains en pentes les plus dévastateurs, sont recensés les suivants, (Gouv France, 2000) :

- En 1248, l'éboulement d'une tranche de la face nord du Granier, en Savoie a causé entre 4000 et 5000 morts.
- En 1756, un séisme en Chine déclenche des glissements de terrains qui ont provoqué la mort d'environ 100000 personnes.
- En 1881, un éboulement de 10 millions de mètres cubes en Suisse, a détruit la ville d'Untertal et une partie de celle d'Elm, et a causé la mort de 115 personnes.
- En 1894, le glissement de terrain (coulée de terre) de Saint-Alban (Québec) au Canada, a emporté 185 millions de mètres cubes de matériaux, et a laissé une niche de décollement d'une profondeur de 40 mètres et d'une superficie de 4,62 millions de mètres carrés.
- En 1908, un glissement survenu sur les rives argileuses de la rivière du Lièvre, dans le village de Notre-Dame-de-la-Salette en France, a fait 33 victimes.
- En 1943, un énorme glissement de terrain, provenant du lieu-dit Vallonet (France), emporte au passage de nombreuses maisons. L'écoulement du Brevon, étant bloqué, donnant ainsi naissance au Lac de Vallon.
- En 1971, le village de Saint-Jean-Vianney au Québec est emporté dans la boue de la rivière Saguenay.
- En 1985, l'éruption du Nevado de Ruiz en Colombie, a fait fondre la neige qui dévale les flancs du volcan et dévaste la ville d'Armero causant la mort de 24000 personnes.
- En 1988, à 70 km de Rio de Janeiro, dans la ville de Petrópolis des coulées de boue dues à des pluies torrentielles ensevelissent 160 personnes et obligent 10000 personnes à évacuer leurs habitations menacées.
- En janvier 1994, le glissement de terrain de La Salle-en-Beaumont dans l'Isère (France) a emporté un million de mètres cubes en quelques minutes et a fait quatre victimes.
- En 1996, une coulée de boue en Espagne accompagnée d'inondations, tue 87 personnes sur un camping de Biescas dans les Pyrénées.
- En 1999, des pluies torrentielles au Venezuela, ont provoqué des glissements de terrains dans les favelas de la banlieue de Caracas qui ont causé au moins 30000 morts.
- En 2006, une coulée de boue au Philippines, a traversé un village dans l'Est du pays faisant 1106 morts.
- En 2008, un gigantesque glissement de terrain dans un bidonville à l'Est du Caire (Égypte), a fait 69 morts.

4. Instabilité des fondations

Les fondations représentent les éléments de transmission directe des charges de la structure au sol, par conséquent, toute instabilité du sol est transmise immédiatement aux fondations et par la suite à la superstructure en dessus.

Sous une charge superficielle par exemple, Magnan (2000) distingue deux zones, une zone située sous la charge où la déformation volumique domine et une zone externe où la déformation est plutôt déviatorique (distorsion du sol sans changement significatif de volume). Les fondations superficielles des murs et des poteaux correspondent généralement à la situation de la figure (II.24.a), tandis que les radiers et remblais sont plutôt du type présenté sur la figure (II.24.b).

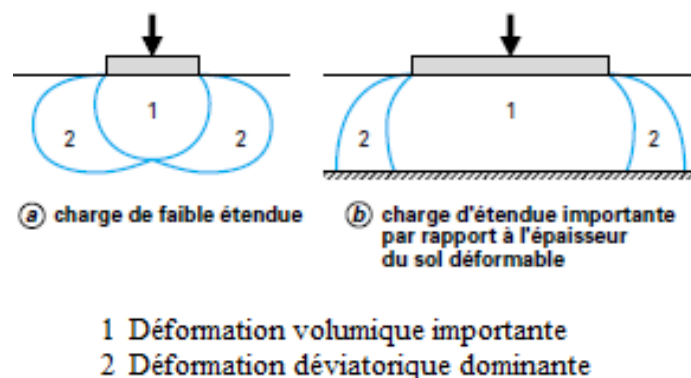


Figure II. 24: Déformation d'un massif de sol sous une charge de surface (Magnan, 2000).

4.1 Les causes d'instabilités des fondations

Les instabilités affectant les fondations sont diverses, et se manifestent sensiblement en fonction de la nature des ouvrages construits et de la nature des sols supports. Les principales causes d'instabilités sont les suivantes :

4.1.1 Instabilité des fondations par apport de charges nouvelles à l'ouvrage

Par changement de la destination de l'ouvrage, ce qui est fréquent, notamment, dans les pays en voie de développement. Si un étage à usage d'habitation est transformé en un atelier recevant de lourdes machines, ou en une salle des fêtes, les charges transmises aux fondations changent de type et d'intensité, alors que les calculs n'ont pas tenu compte de telles charges, par conséquent, les fondations peuvent subir des désordres.

4.1.2 Instabilité des fondations par affouillement

L'affouillement est l'action de creusement due aux remous et aux tourbillons engendrés dans un courant fluvial ou marin, butant sur un obstacle naturel (rive concave des méandres) ou artificiel (pile de pont, jetée), (Voir figure II.25). Ce phénomène est directement lié à un transport de sédiments localisé autour des piles de ponts ou autres obstacles à l'écoulement.

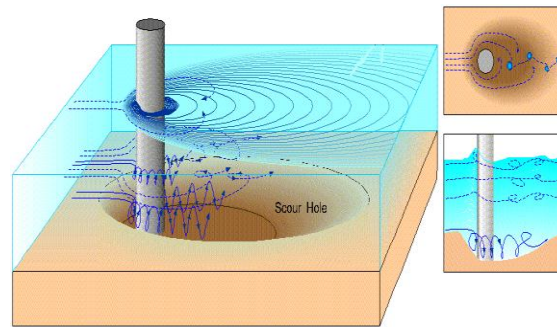


Figure II. 25 : Phénomène d'affouillement au pied d'une pile de pont.

Il existe plusieurs types d'affouillement, parmi lesquelles fait partie l'érosion due à la contraction (qui survient au droit d'un pont suite à un rétrécissement de la section transversale d'un cours d'eau), l'érosion due aux abords des culées (créée par les tourbillons le long des culées du pont), et l'érosion due à la présence de piles de pont.



Figure II. 26 : Effondrement du pont Wilson en 1978 par affouillement (France).

4.1.3 Instabilité des fondations par érosion

En rapport avec l'avancement de la mer, le phénomène d'érosion au niveau des fondations et après plusieurs années d'activité a finalement provoqué le basculement et l'effondrement du phare de la Coubre le 21 mai 1907.



- 1. Erosion.
- 2. Instabilité.
- 3. Effondrement.

Figure II. 27 : Ruine de l'ancienne tour du phare de la Coubre (France).

4.1.4 Instabilité des fondations par tassement dû à un phénomène de liquéfaction

La figure II.28, présente un tassement du sol sous l'effet d'un phénomène de liquéfaction. La présence de fondations descendues au bon sol a permis d'éviter à la citerne de basculer. Néanmoins, Balandier (2012) a constaté que le type de liaison entre les têtes de pieux et l'ouvrage les rend vulnérables à l'action horizontale d'une réplique violente.



Figure II. 28 : Tassement dû à une liquéfaction, séisme de Kobé (Japon), 1995.

4.1.5 Instabilité des fondations par basculement sous l'effet d'un tassement et liquéfaction

La figure II.29, présente un immeuble sur radier ayant basculé sous l'effet du tassement de sol consécutif à un phénomène de liquéfaction. Dans ce cas, les fondations ne descendaient pas au-delà de la zone liquéfiable. Une couche supérieure d'argile de résistance mécanique apparemment suffisante pour un radier peut dissimuler une couche liquéfiable plus profonde.



Figure II. 29 : Basculement d'un immeuble sur radier (séisme de Taiwan, 1999).

4.1.6 Instabilité des fondations par la modification de l'état de contraintes

La modification de l'état de contraintes totales dans le sol, du fait par exemple de l'adjonction ou de l'enlèvement de charges ou de surcharges, conduit à terme, à un nouvel équilibre qui s'établit à une déformation du sol, qui se traduit en général par un déplacement en surface (tassement, soulèvement). Ce déplacement d'après Bigout et Zerhouni (2000) est le résultat de la somme des déformations élémentaires créées en tout point du massif de sol par la modification de l'état des contraintes.

4.1.7 Instabilité des fondations par tassement, affaissement et effondrement

Sous différents types de sollicitations, les fondations peuvent présenter plusieurs types d'instabilité ; les plus importants sont :

4.1.7.1 Les affaissements

Ce sont des dépressions topographiques en forme de cuvette dues au fléchissement lent et progressif des terrains de couverture.

4.1.7.2 Les tassements

Certains sols compressibles peuvent se tasser sous l'effet de surcharges (constructions, remblais) ou d'assèchement (drainage, pompage). Ce phénomène (assèchement), est à l'origine d'un tassement de sept mètres de la ville de Mexico et du basculement de la tour de Pise (voir figure II.30).



Figure II. 30 : Tour de Pise (Italie).

4.1.7.3 Les effondrements

Ils résultent de la rupture des appuis ou du toit d'une cavité souterraine ; rupture qui se propage jusqu'en surface de manière plus ou moins brutale, et qui détermine l'ouverture d'une excavation grossièrement cylindrique. Les dimensions de cette excavation dépendent des conditions géologiques, de la taille et de la profondeur de la cavité, ainsi que du mode de rupture. Ce phénomène peut être ponctuel ou généralisé sur des superficies de plusieurs

hectares. S'il est ponctuel, il se traduit par la création de dolines plus ou moins importantes, dont le diamètre est généralement inférieur à cinquante mètres, (voir figure II.31).



Guatemala (2007), 100 m de profondeur.



Clichy-sous-Bois (France).



Guatemala (2010), 60 m de profondeur.

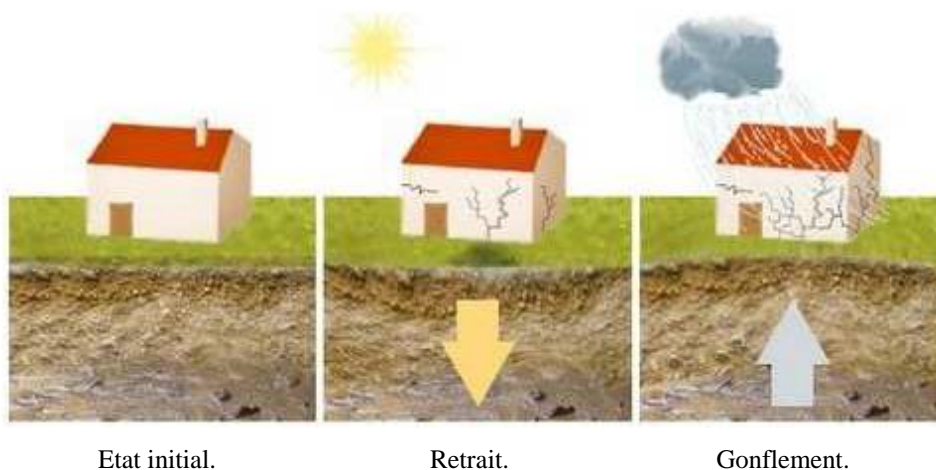


Jeddah, Arabie Saoudite (2009).

Figure II. 31 : Les effondrements.

4.1.8 Instabilité des fondations par le phénomène de retrait-gonflement

Le retrait-gonflement est un phénomène spécifique aux sols fins argileux, il est lié aux variations de teneur en eau des terrains argileux qui gonflent avec l'humidité et se rétractent avec la sécheresse, (voir figure II.32).



Etat initial.

Retrait.

Gonflement.

Figure II. 32 : Phénomène de retrait-gonflement.

Ces variations de volume induisent par la suite des tassements plus ou moins uniformes et dont l'amplitude varie suivant la configuration et l'ampleur du phénomène, ainsi, est perturbée la stabilité des fondations.

D'autres cas d'instabilité peuvent être également rencontrée, à savoir :

- Instabilité des fondations descendues à une profondeur insuffisante.
- Instabilité des fondations due à des bâtiments accolés édifiés à des époques différentes.
- Instabilité des fondations due au phénomène gel-dégel.

5. Les mouvements de terrain en Algérie

L'Algérie fait partie des pays les plus touchés par les mouvements de terrains, les plus fréquents sont de type glissement. Bien que chaque glissement soit considéré comme un cas particulier. Dans une même région, plusieurs types de glissements de caractéristiques totalement différentes peuvent être constatés. Néanmoins, dans ce chapitre sont abordés les glissements de terrains les plus marquants à travers le territoire national. L'intérêt est donné particulièrement à la nature des matériaux glissés et à la cause de leur glissement. Ce chapitre permet d'avoir une idée générale sur les principales régions du pays affectées par ce phénomène dévastateur.

5.1 Présentation de quelques glissements en Algérie et la nature des sols instables

Le plus importants était le glissement de Constantine qui a fait l'objet de recherche de plusieurs études nationales et même internationales (Benaïssa, Cordary et Giraud, 1989 ; Benaïssa et Bellouche, 1999 ; Belouar, 2005 ; Khebizi et Guenfoud, 2008 ; Lafifi et Guenfoud, 2008). Dernièrement, les glissements de Médéa, d'Ain El-Hammam et d'Azazga ont bouleversé les habitants et les autorités nationales. Ainsi, ils sont classés comme des cas d'extrême urgence, ce qui a attiré l'attention de plusieurs experts nationaux et internationaux afin de trouver des solutions efficaces et rapides pour sauver les régions touchées.

5.1.1 Glissement d'Ain-El-Hammam

La région d'Ain-El-Hammam est située à 50 km à l'Est du chef-lieu de la ville de Tizi-Ouzou.

Un rapport sur le projet d'étude de la stabilité de la région, établi en 2004 par le laboratoire CTE GEOMICA de Boumerdès ; affirme que les glissements affectent essentiellement la zone du marché d'Ain-El-Hammam. La superficie moyenne de cette zone est de l'ordre de 10 Ha, (voir figure II.33).



Figure II. 33 : Zone du marché d'Ain-El-Hammam (instable).

La majeure partie des terrains de la zone affectée, est masquée par des jets de remblais ou par le tissu urbain (voir figure II.32). Les remblais peuvent atteindre une épaisseur de 15m selon les travaux réalisés par le laboratoire central des travaux publics (L.C.T.P) à l'endroit connu sous le nom de "Esplanade du marché".



Figure II. 34 : Jets de remblais à la partie Ouest de la zone du marché.

Les rares affleurements existants montrent que les terrains en place sont constitués de schistes satinés grisâtres. Ces terrains schisteux surmontés généralement d'une épaisse couverture argilo-limoneuse. Ils renferment des bancs de quartzites et présentent un état très fracturé avec des pendages sub-verticaux, (voir figure II.35).

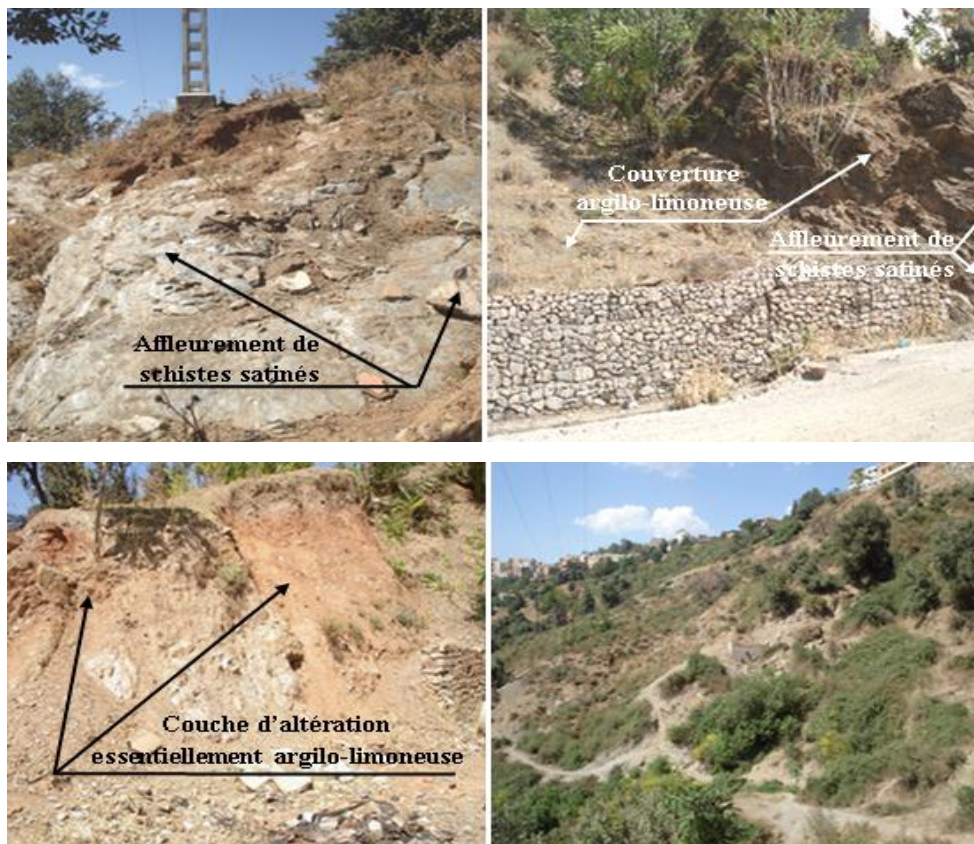


Figure II. 35 : Nature du sol de la zone instable (schistes satinés altéré surmontés d'une couche argilo- limoneuse).

5.1.2 Glissements d'Azazga

Une bonne partie de la commune d'Azazga est considérée comme une zone instable. Elle a connu plusieurs glissements de terrains (1953, 1973 et 1985).

En se basant sur le rapport du laboratoire Central des Travaux Publics (L.C.T.P) établi en 2006, la campagne de sondages carottés réalisée, a montré que les sites affectés par les glissements (la localité de Tizi-Nfliki) sont composés des sols suivants :

- Les éboulis numidiens, constitués d'argile sableuse à galets puis blocs et galets gréseux, de couleur rouge bariolé de vert. La puissance de cette formation varie de 3m à 15m couvrant le versant suivant des pentes plus ou moins élevées d'un endroit à un autre.
- Les argiles et grès sous-numidiens. Ce sont des argiles rouges et vertes, à bancs de grès, d'une épaisseur moyenne de 2m.
- Les argiles en plaquettes (Flysch). Elles occupent la majeure partie des terrains explorés, constituant ainsi le substratum du secteur étudié. Elles sont constituées par des argiles vertes à grises en plaquettes, fortement tectonisées, situées entre 10 et 15m de profondeur.
 - La nappe est située à environ 2 à 3m de profondeur. Elle peut remonter jusqu'en surface, en période pluvieuse, comme cela a été constaté en février 2006.

Les essais réalisés par sondages et puits exploités, ont permis avec les investigations récentes, d'établir plusieurs coupes passant par différents sondages. La première coupe, a montré la succession lithologique suivante :

Une couche de colluvions argileuses de 2 à 5,5m d'épaisseur. Une couche de sable fin. Une couche d'argile rousse à rougeâtre, peu sableuse bien récupérée, d'épaisseur allant de 1,5 à 3m. Une alternance d'argile sableuse de couleur jaunâtre et de sable fin avec quelques blocs gréseux. Des galets et graviers, sur une épaisseur de 3m. Enfin le substratum constitué d'argilite verdâtre, finement litées apparaît à partir de 6m ou à partir de 18m selon les sondages.

La deuxième coupe, a montré la présence d'un faciès lithologique suivant :

Une couche de remblai constitué de tout venant et de sable fin sur une épaisseur allant de 0,80 à 1,80m. Les éboulis constitués de blocs et galets à matrice argilo-sableuse de teinte rougeâtre à veines d'argiles grises sur une épaisseur allant de 7 à 9m. Le tout, repose sur un banc de grès fin, légèrement friable et faillé.

La troisième coupe, montre la présence d'un substratum d'argiles feuilletées, dont le toit est localisé à partir de 13,5m, surmontant une alternance d'une couche d'argile rouge à veines grise et galets, de 3m d'épaisseur et une couche de blocs et galets de nature gréseuse à matrice argileuse de 2,5 à 6m d'épaisseur. Le tout est recouvert d'une couche de remblai variant de 1 à 3,80m.

La quatrième coupe, a montré la présence d'une couche d'éboulis constitués de blocs de grès épais dans une matrice argileuse sablo-limoneuse de couleur verdâtre à rougeâtre, (produit d'altération des grès et des argiles) sur une épaisseur allant de 4 à 10m, reposant sur des argiles sableuses compactes.

La cinquième coupe, a montré la succession lithologique suivante :

Une couche de remblai sur une épaisseur allant de 1 à 1,5m. Une couche de sable argileux, peu graveleux de couleur brunâtre avec galets, de 4,5m d'épaisseur. Une argile sableuse de couleur grisâtre et compacte, rencontrée à partir de 1m de profondeur. Une épaisse couche de sable argileux de couleur grisâtre avec des galets centimétriques. Un substratum argileux schisteux, très compact et graveleux de couleur grisâtre.



Figure II. 36 : Différents désordres enregistrés, (ancienne zone instable à Azazga).

Le glissement est réapparu en 2012, coupant des routes, endommageant des infrastructures et des habitations. Il s'étale sur une zone d'environ 250 hectares et s'élève à quelque 4,7 milliards de dinars (47 millions d'euros) selon les pouvoirs publics.



Figure II. 37 : Nouveaux désordres au niveau d'Azazga.

5.1.3 Glissement de la zone axe Nouveau Lycée (Tizi-Ouzou)

D'après une étude géologique et géotechnique récente réalisée par le laboratoire CTE GEOMICA de Boumerdès, lors du projet d'urbanisation de la zone "Axe Nouveau Lycée" (2003/2004), il a été constaté que le site étudié est constitué des formations suivantes :

- Remblais argileux marneux. Ils sont issus des terrassements effectués par les riverains aux alentours du site. Leurs épaisseurs sont importantes, soit 5 à 10 m à l'aval du versant et peuvent excéder 15m d'épaisseur du coté amont. Ces remblais présentent des caractéristiques géotechniques très médiocres.
- Argile brune à verdâtre. Elle couvre la totalité du site étudié, surmontée par des remblais d'épaisseurs variables de l'ordre de 2 à 3 m. L'examen des résultats de la reconnaissance géotechnique effectuée a révélé que la couverture d'altération argileuse présente un état peu compact et des caractéristiques physico-mécaniques médiocres et souvent soumise au phénomène de retrait gonflement sachant que le degré de saturation est ($97 < S_r < 99 \%$).
- Marne ocre à grisâtre. Il s'agit d'un niveau intermédiaire, marquant le passage de la marne saine vers la couverture d'altération argileuse. Il s'agit d'une marne, oxydée et fissurée, assez compacte. Son épaisseur peut excéder 10m. Elle présente des caractéristiques assez bonnes.
- Marne saine grise compacte. Elle constitue le substratum sain de la formation marneuse. Elle présente un état non fissuré, compact et très indurée. Elle est surmontée par un niveau altéré et oxydé d'épaisseur variable. Sur le plan géotechnique, la marne saine présente de bonnes caractéristiques géotechniques avec une consistance rocheuse, un état très compacte, non compressible et peu gonflant.

Du point de vue hydrogéologique, le caractère argilo- marneux qui prédomine au niveau du site ne permet pas l'existence de nappe. Toutefois, la présence d'eau souterraine a été constatée. Elle s'infiltré à travers la couche de remblais et le niveau altéré et fissuré de la formation marneuse. Ces eaux d'infiltration se trouvent retenues par le substratum marneux sain, étanche et non fissuré et ressurgissent le plus souvent au contre bas des versants.

Les différentes observations effectuées sur le terrain ont permis de déceler divers indices d'instabilité. Suivant le mécanisme de leur déclenchement, l'importance du volume des terres affectées et les désordres générés, ils ont été distingués les types suivants :

- Ravinements ; ils sont favorisés par les facteurs suivants :
 - Le caractère argileux et marneux qui caractérise la lithologie du site et qui présente une grande sensibilité vis à vis de l'eau.
 - L'absence du couvert végétal protecteur de l'érosion.
 - Les pentes généralement assez accusées que présente le site.
 - Le facteur anthropique ayant modifié et souvent de façon défavorable les conditions de drainage initiales avec la suppression des axes de drainage des eaux pluviales et ce, à chaque réalisation d'un projet d'aménagement.

- Retrait et gonflements ; des instabilités superficielles dues au phénomène du retrait-gonflement. La couverture argileuse, produit d'altération de la formation marneuse est régulièrement sujette au phénomène de retrait gonflement, résultant des cycles humidification - dessiccation.
- Loupes d'arrachement ; observées fréquemment au niveau des talus de déblais quasi-verticaux. Il s'agit d'une rupture superficielle, localisée et affectant essentiellement la couverture d'altération. Ce type d'instabilité est engendré par les suppressions de butées naturelles, l'action anthropique en est la cause principale.
- Glissement profond, affectant de grandes étendues. Ce type de mouvement se distingue par son extension et l'importance du volume des terres mises en mouvement. Au niveau du site étudié une zone assez étendue, située à la limite Nord- Est, est affectée par ce type de mouvement. L'ampleur du mouvement de terrain instable et les désordres observés sont illustrés sur la figure II.38.



Figure II. 38 : Différents désordres enregistrés, (zone Nouveau Lycée).

L'investigation géotechnique et géophysique effectuée au niveau de cette zone, a révélé qu'il s'agit d'un glissement de terrain profond, mettant en mouvement la couche des remblais et celle de la couverture argileuse qui peuvent cumuler une épaisseur maximale excédant 15m à la partie centrale du versant. Le mouvement de terrain étant actif, sa progression met en danger les constructions situées du côté amont du versant.

Par conséquent, cette zone est à proscrire pour tout projet d'urbanisation. Une étude de glissement plus poussée est recommandée afin de dégager les solutions adéquates pour stabiliser le mouvement et mettre hors de danger les constructions situées du côté amont et à l'aval du versant.

5.1.4 Glissement du site Ciloc à Constantine

L'étude de la stabilité du site des cinq immeubles du Ciloc ont fait l'objet de plusieurs recherches (Benaissa et al, 1989 ; Benaissa et Bellouche, 1999 ; Lafifi et Guenfoud, 2008). Les immeubles sont situés en bordure Sud-Ouest du plateau du Koudiat-Aty. Un glissement lent affecte, depuis février 1987, le versant (de faible pente, 10 à 15 %) au pied du bâtiment B comme le montre la figure II.39.



Figure II. 39 : Immeubles du site Ciloc affecté par le glissement, (au pied du bâtiment B).

La figure II.40 ci-dessous représente une coupe géologique du site affecté par le glissement. Il est constitué d'un multicouche d'argile/sable/marne en position inclinée.

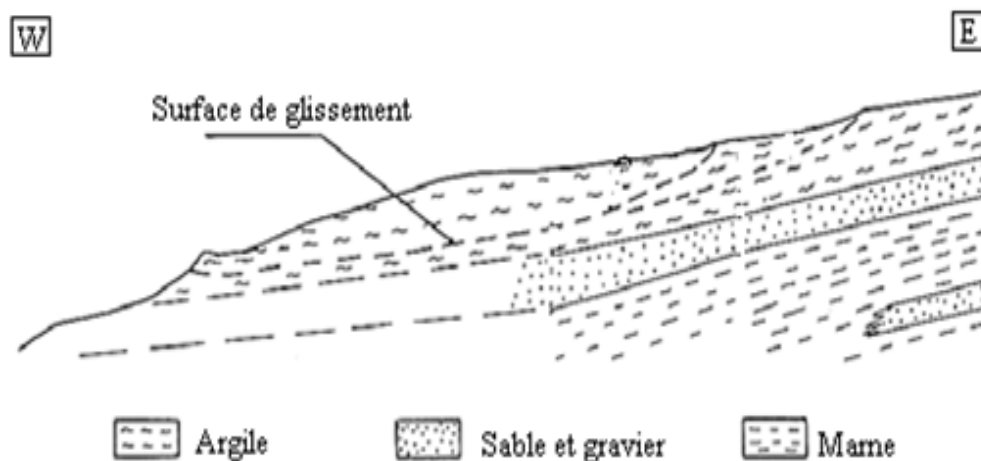


Figure II. 40 : Coupe géologique dans l'axe du glissement de terrain localisé, (Benaïssa et al, 1989).

Selon Benaïssa et Bellouche (1999), ces mouvements lents se produisent essentiellement, dans les sols fins à forte plasticité. C'est un fluage qui affecte essentiellement les formations argilo-marneuses. Les niveaux aquifères sont captifs et leur mise en charge provoque par augmentation des pressions interstitielles des plans de rupture.

5.1.5 Glissement de Boussouf à Constantine

La zone de Boussouf, est située à 02 kilomètres du centre-ville de Constantine. Elle est caractérisée selon Khebizi et Guenfoud (2008) par des formations argilo-marneuses, avec une présence de nappe d'eau proche de la surface. Un lotissement de plusieurs immeubles a été construit comme le montre la figure II.41.

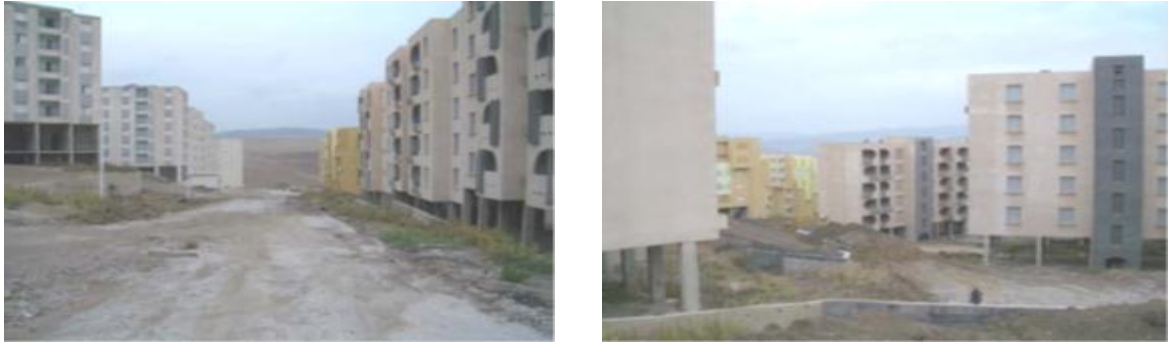


Figure II. 41 : Cité neuve inoccupée à cause du risque de glissement, zone de Boussouf (Constantine).

Les formations sur lesquelles repose la cité semblent stratifiées, avec un pendage régulier et constant sur plusieurs dizaines de mètres, (voir figure II.42). Les sondages réalisés ont montré que le versant est de nature argilo-marneuse correspondant aux remblais, aux argiles brunes gypseuses, aux argiles jaunâtres marneuses gypseuses compactes. Ces terrains sont le siège de nombreuses circulations d'eau (Belouar, 2005).

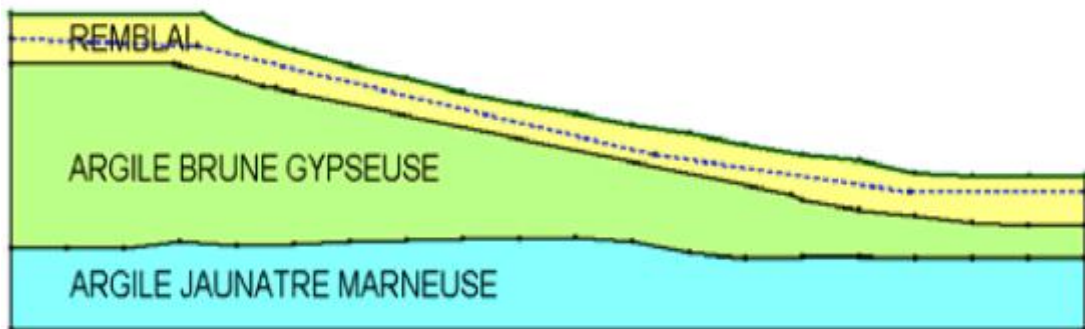


Figure II. 42 : Profile géotechnique du versant Boussouf, (Constantine).

5.1.6 Glissements des argiles du "bassin de Mila"

Les argiles du "Bassin de Mila" sont le siège d'un certain nombre de glissements de terrains, (voir figure II.43). L'hétérogénéité de la formation de ces argiles a rendu très dispersés les paramètres de cisaillement, déduits aux essais de laboratoire.



Figure II. 43 : Glissements de terrains, zone des 185 logements de l'OPGI, (Mila).

Selon Benaissa et Belouar (2008), les matériaux concernés par les désordres sont essentiellement les formations d'âge mio-pliocène. Ces formations sont représentées par une alternance d'argiles rouges limoneuses et des niveaux plus grossiers.

Les mesures inclinométriques n'ont pas montré de mouvement profond. La géométrie de la surface de glissement est simple (plane ou circulaire).

5.1.7 Glissements de terrain du versant d'Aomar (wilaya de Bouira)

La ville d'Aomar est située à la jonction des deux routes nationales RN5 et RN25, à 20 km au Nord-Ouest de la wilaya de Bouira. Cette ville s'étale sur une superficie de 6970 ha et se compose d'environ 50 % de montagnes, 35 % de collines et 15 % de plaines. Les mouvements de terrains apparus dans cette ville sur un versant situé à proximité de la RN25 ont causé des désordres importants dans un établissement scolaire situé en amont du talus (écartement des joints de dilatation des blocs, apparition de fissures dans la cour et dans le mur de clôture, rupture du sol d'assise de la soute à mazout située près de la couronne, escarpement du terrain et apparition de bourrelets en aval du talus, apparition de fissures et léger affaissement du corps de chaussée, etc.).

La campagne de reconnaissance effectuée par le Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction (LNHC, antenne de Bouira) révèle l'existence de trois couches de sols d'épaisseurs variables d'un sondage à un autre. Une couche d'argile limoneuse (de 0m à 3m) reposant sur une couche d'argile marneuse altérée (de 3 à 7 m) qui elle-même repose sur une couche de marne compacte (à partir de 7 m de profondeur). Ceci constitue un multicouche d'Argile limoneuse/Argile marneuse altérée/ marne compacte.

Les résultats de l'étude géotechnique effectuée, ont permis de constater qu'il s'agit d'un glissement rotationnel. La ligne de rupture est située dans la couche de marne altérée.

D'après l'analyse d'instabilité réalisée par Khemissa et Seddiki, (2008) montrant l'influence des fluctuations de la nappe sur le facteur de sécurité, le talus est stable à sec. Tandis qu'en présence de nappe, il garde sa stabilité jusqu'au niveau de 14,25 m. Si le niveau de la nappe atteint 16,50m, le talus devient instable et s'effondre sous une faible secousse sismique, tout en sachant que la ville d'Aomar est classée par la réglementation parasismique algérienne (RPA), comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

En conclusion, l'analyse de stabilité effectuée sur le versant d'Aomar montre que la rupture s'est produite dans la couche de marne altérée ; ceci ayant été confirmé par les observations faites sur le terrain et par l'analyse des sondages exécutés qui ont situé la ligne de rupture à ce niveau.

Les causes de rupture peuvent être multiples. Toutefois, la rupture peut provenir essentiellement de la nature minéralogique des formations alluvionnaires. Les marnes étant des roches évolutives, leur comportement change en présence d'eau et deviennent très plastiques. La rupture du versant peut donc être attribuée à une perte de résistance au cisaillement des sols, sans oublier bien sûr les conditions hydrauliques et probablement sismiques défavorables.



Figure II. 44 : Glissements de terrains, autoroute Est-Ouest, (contournement de Bouira).

5.1.8 Glissements de Mechroha, Zaarouria, Hammam Tassa (Souk-Ahras)

Depuis 2005, les glissements de terrains dans la wilaya de Souk-Ahras se manifestent particulièrement dans trois secteurs essentiels: Mechroha, Zaarouria et Hammam Tassa, (Charef et al, 2008).

D'après David (1956), la lithostratigraphie de la région de Souk Ahras est caractérisée par des formations sédimentaires, comportant des calcaires, des argiles, des marnes, des grés, des cailloutis et des alluvions. Il existe également, des formations argilo gypseuses à fragments et blocs de roches diverses. Ce sont alors des formations détritiques à granulométrie fine qui sont à craindre du point de vu géotechnique puisque leurs propriétés mécaniques sont généralement défavorables. La dominance marno-argileuse des formations rencontrées atteint une vingtaine de mètres en profondeur.

Le type de glissement dominant dans la région de Souk Ahras est "Le glissement quelconque". Ce glissement n'est pas vraiment profond, il se manifeste généralement dans les marnes et les argiles, souvent combinées de différents âges qui affleurent à la surface.

Les glissements de terrain dans les secteurs d'étude peuvent être déclenchés par plusieurs facteurs :

- Le terrassement ou la création d'un talus routier (action anthropique).
- La pente des talus (action de la pesanteur).
- Nature géologique du sol (particulièrement le gonflement- retrait des argiles).
- Pluies d'hiver et pluies orageuses exceptionnelles (augmentation de la pression interstitielle).
- Crue de torrent et crue rapide de rivière (érosion de surface).
- Infiltrations et écoulement des eaux dans le sol (diminution de la résistance du sol).
- Variation intense de la température (écart thermique considérable, gel et dégel).

5.1.9 Glissements de Bordj Bounaama, (Tissemsilt)

La commune de Bordj Bounâama est située à environ 60km au Nord-Ouest du chef-lieu de la wilaya de Tissemsilt.

Selon Bentarzi (2010), lors d'une conférence présentée à l'occasion de la journée technique sur les glissements de terrain du 01 juin 2010 organisée à l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou par le Laboratoire de recherche en Géomatériaux, Environnement et Aménagement (LGEA), plusieurs glissements se sont manifestés dans la région, ayant

entraîné la dégradation du stade et du mur de clôture, ainsi que le mur de gabion soutenant le massif au cours de la réalisation du projet des 60 logements.



Figure II. 45 : Glissement de Bordj Bounaama (Tissemsilt).

Après les observations faites sur le site, suivies d'une reconnaissance du sol approfondie. Il a été constaté que les déformations dans le sol, et la morphologie du terrain après glissement, reflètent dans l'ensemble un glissement circulaire.

La corrélation entre les différents essais in situ réalisés confirme dans l'ensemble, la nature lithologique du sol, constituée essentiellement par une couche de colluvions d'épaisseur variable entre 3.0 et 12.0m, représentant de faibles caractéristiques, qui repose sur un substratum schisteux ayant des caractéristiques relativement meilleures.

5.1.10 Glissements de Médéa

Selon le directeur du CTC Sud, agence de Médéa (Benchabane, 2010), lors de sa conférence présentée à l'occasion de la journée technique sur les glissements de terrain du 01 juin 2010 à l'université de Tizi-Ouzou, la wilaya de Médéa est gravement touchée par les glissements de terrains, (voir figure II.46). Les zones essentiellement affectées, comportent des projets en cours de réalisation (travaux de terrassements) ou des projets achevés. Les principaux projets touchés par les glissements sont : le nouveau lycée, les 400 logements de l'OPGI et la gare routière de Médéa.



Figure II. 46 : Glissement de terrains à la wilaya de Médéa.

5.1.10.1 La zone du Nouveau Lycée (Médéa)

Les dernières intempéries n'ont fait qu'accéléré les instabilités du talus. Les causes d'instabilité de la zone du nouveau lycée sont diverses. Les principales sont les suivantes :

- L'importante hauteur de talus sans soutènements ;
- Les terrassements anarchiques sans mesures préalables ;
- Les déblais issus des terrassements non évacués hors site ;
- L'obstruction des voies de circulations de véhicules et engins ;
- L'absence de dispositifs d'évacuation des eaux de ruissèlements ;
- Le stockage de matériaux (sable graviers et autres) à proximité des excavations ;
- La présence de plusieurs opérateurs sur site, pour divers clients et sans coordination technique entre eux.



Figure II. 47 : Glissement de terrains, zone du nouveau lycée, (Médéa).

Les désordres occasionnés sont très graves, et irréversibles. Ils ont dépassé la phase de réparation pour atteindre la phase extrême de démolition de certains blocs comme le montre la figure II.47 ci-dessus.

5.1.10.2 La zone des 400 logements de l'OPGI (Médéa)

La zone de construction des 400 logements de l'OPGI est également gravement touchée par les glissements de terrains. Les principales causes d'instabilités sont dues à :

- L'insuffisance de l'étude géotechnique (nombre de sondages et échantillons insuffisants, profondeurs d'investigations insuffisantes...).
- La non prise en compte de l'inclinaison du terrain dans les calculs.
- La présence d'eaux.
- L'absence de murs de soutènements après la réalisation des plates-formes et voiries qui ont dégagé des talus importants.
- Le rapprochement des blocs, non-respect de distance réglementaire.



Figure II. 48 : Glissements de terrains, zone des 400 logements de l'OPGI, (Médéa).

Les désordres recensés dans cette zone sont très importants. Le volume du sol déplacé est considérable. Pour dégager le sol qui a dévasté le chantier, et arrêter le glissement du talus instable, il faut mettre en œuvre des moyens et un budget important qui influenceront négativement sur la valeur du projet à réaliser.

6. Conclusion

Les sols fins et les (argiles, marnes et sables fins) en particulier, notamment hétérogènes ou en multicouches, (en pentes ou en terrains plans) sont exposés à plusieurs types de désordres. La connaissance de leur comportement par des études géotechniques assez pointues devient indispensable afin d'éviter les surprises d'instabilité auxquelles les ingénieurs ne peuvent faire face même avec les différentes techniques de renforcement les plus développées, notamment, dans le cas où les désordres apparaissent sur de grandes surfaces déjà construites, tel le cas d'Azazga et de Ain El Hammam.

Dans le chapitre suivant, seront présentés et identifiés les sols (sable, marne et argile) utilisés dans ce travail (sous forme de mélanges et de multicouches), qui feront ensuite l'objet de plusieurs séries d'essais de laboratoire dans le but d'étudier leur comportement sous différents types de sollicitations.

CHAPITRE III

PRESENTATION DES MATERIAUX ET DES DISPOSITIFS EXPERIMENTAUX UTILISES

1. Introduction

La plupart des recherches expérimentales menées sur le comportement des sols, concernent généralement des échantillons intacts prélevés sur des sites bien définis (Khemissa et Magnan, 2000 ; Hight et al, 1992 ; Josseaume et al, 1991...). Ces études sont fréquemment réalisées dans le but, de comprendre le comportement et de déterminer les caractéristiques mécaniques actuelles du sol étudié, pour son éventuelle exploitation à court ou à long terme pour les différentes activités du génie civil.

Le travail réalisé par contre, a pour objectif, d'étudier l'influence de certains paramètres, à savoir : la nature et la teneur en fines (cas des mélanges de sable, argile) et l'ordre de stratification des couches, leur proportion ainsi que leur inclinaison (cas des multicouches d'argile, marne et sable) sur le comportement de tels sols en général existants à l'état naturel ou artificiel.

En se basant sur des échantillons reconstitués au laboratoire par des matériaux naturels locaux (sable, argile et marne), des sols en mélanges ou en multicouches sont reproduits, selon plusieurs combinaisons, à savoir les massifs réellement existants dans la nature, ou encore selon les remblais formés volontairement par l'homme (cas des barrages, barrières étanches ...) ou accidentellement lors de la diversion de matériaux issus des travaux de terrassements.

Ce chapitre comporte essentiellement, la présentation générale des types de sols reproduits (mélanges de sable-argile et multicouches) et l'identification des matériaux utilisés dans cette étude (argile, marne et sable fin).

Sont présentés également, les différents échantillons reconstitués (en matériau homogène, en mélanges ou en couches stratifiées) et leurs modes de préparation, ainsi que l'appareillage d'essais utilisé (cisaillement direct, œdomètre et triaxial) et les modes opératoires suivis selon les normes en vigueur.

2. Présentation des types de sols reconstitués

Les sols étudiés dans ce travail à savoir l'argile, la marne et le sable sont parmi les plus répandus dans la région de Tizi-Ouzou (100 km à l'Est d'Alger) et les plus rencontrés au cours des différents travaux de génie civil (bâtiments, routes, ponts, barrages, barrières étanches...).

Ils se présentent soit en massifs homogènes (même matériau), soit en sols hétérogènes (mélanges de sable-argile), ou encore sous forme de sols anisotropes (multicouches de sable-argile-marne). Ces sols en talus ou en support de fondations, présentent souvent des instabilités avant ou après construction, notamment en périodes hivernales (en présence d'eau).

2.1 Les sols homogènes étudiés

Dans cette étude, sont considérés comme sols homogènes, les sols constitués d'un seul matériau, à savoir (les sables, les argiles et les marnes).

2.1.1 Les sables

Les sols sableux étudiés sont rencontrés généralement à proximité des oueds (Oued Sébaou), ou des villes littorales de la région (Tigzirt, Azeffoune, Dellys...). Des sols similaires sont également rencontrés à travers le territoire national (Boumerdes, Alger, Oran, ...) et à travers le monde (Exp : Dune du Pyla), comme le montre la figure III.1. Ces sols peuvent devenir instables par glissement, érosion, liquéfaction, ...).



Massif sableux.



Dune du Pyla, côte aquitaine.

Figure III. 1 : Massifs naturels sableux, (Caplain, 2011).

Selon Finge Bousaïd (2004), de nombreux cas de glissements spectaculaires de terrains, ayant des conséquences catastrophiques et provoquant des dégâts considérables, ont été recensés dans l'histoire. La liquéfaction statique ou dynamique est souvent à l'origine de tels phénomènes. Elle se produit en général dans les sols saturés non cohérents sous conditions non drainées de chargement statique ou cyclique.

2.1.2 Les argiles

Les massifs d'argile présentent souvent des instabilités de types (tassement, glissement, retrait-gonflement, poinçonnement, ...), notamment, en présence d'eau, (voir figure III.2). Ces sols sont très fréquents en Algérie et à travers le monde, ainsi, l'étude de leur comportement mécanique et hydrique a fait l'objet de plusieurs recherches (Khebizi et Guenfoud, 2008); de Souk-Ahras (Charef et al, 2008) ; de Mila (Benaïssa et Belouar, 2008); (Benaïssa et Bellouche, 2009), (Locat et al, 2008 ; Demers, 2008).



Habitat (Tizi-Ouzou).



Saint-Jean (Canada).



Québec (Canada) (Demers et al, 2008).

Figure III. 2 : Massifs naturels argileux.

Les argiles de Mexico d'après Rutledge (1944), présentent un indice des vides, une teneur en eau et une compressibilité très élevés. L'indice des vides par exemple peut varier entre (7 et 14), ce qui montre des tassements très importants, néfastes pour les différents ouvrages.

2.1.3 Les Marnes

Les marnes (voir figure III.3), font partie des matériaux dit évolutifs, c'est-à-dire qui peuvent changer de nature ou de structure à la suite de leur extraction. Si cette évolution se fait dans un délai de quelques mois ou de quelques années, il peut en résulter des désordres graves, notamment, au niveau du remblai constitué d'un tel matériau. Elles sont réputées pour avoir souvent un comportement particulièrement gênant et dangereux parce qu'elles peuvent être à la fois très dures à l'extraction et très altérables, les blocs extraits perdant spontanément toute résistance au bout de quelque temps d'exposition aux intempéries (Delahaye et Le Roux, 1975). Ce type de sol constitue un support fréquent pour les constructions en Algérie, (Derriche et Cheikh, 2004 ; Benamara et Belabed, 2008 ; Adjabi et al, 2008) et à travers le monde. (Delahaye et Le Roux, 1975 ; Pejon et al, 1997).



Habitat (Tizi-Ouzou).



Col Saint-Jean (France).

Figure III. 3 : Massifs naturels marneux.

Il ressort des études antérieures menées par Agard (1948), Dervieux (1948), Gauthier et al (1948) et Sol Expert International "S.E.I" (1972, 1978 et 1981) que le célèbre glissement de terrain d'El-Biar (Algérie), datant de 1785 recouvrant une surface de 35ha environ est dû principalement à la présence de marne à montmorillonite dont la résistance au cisaillement chute considérablement en présence d'eau, ce qui a fait déstabiliser le site (Laribi et Dechemi, 2009).

2.2 Les sols hétérogènes étudiés

Les sols hétérogènes considérés dans cette étude, sont composés de mélanges de (sable + des fines argileuse) ou (d'argile + des fines sableuses).

2.2.1 Les mélanges (sables + fines argileuses)

Les mélanges de (sable, argile) étudiés sont souvent rencontrés dans la région de la Grande Kabylie (Tigzirt, Dellys...). Des sols similaires sont également rencontrés à travers le monde (Californie, Massachussets), comme le montre la figure III.4. Ce type de mélange a une large gamme d'utilisation soit à l'état naturel ou reconstitué artificiellement (barrages, barrières étanches,...etc). En fonction de la proportion et de la nature des fractions

sableuses ou argileuses qui les composent, ces mélanges présentent plusieurs types de désordres à savoir (tassement, glissement, érosion, liquéfaction, ...).

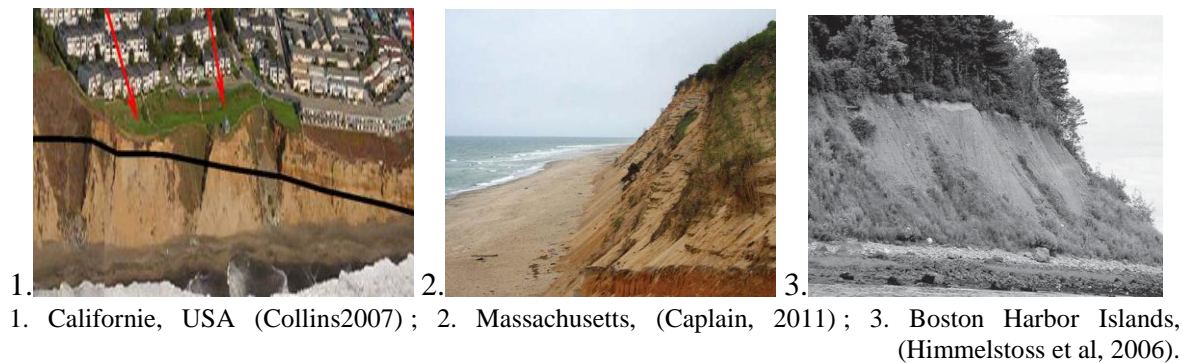


Figure III. 4 : Massifs naturels de sables argileux.

2.2.2 Les mélanges (argile + fines sableuses)

Les mélanges (d'argile + des fines sableuses), sont souvent rencontrés à l'état naturel partout dans le monde (voir figure III.5). Bien que les fines sableuses provoquent un certain frottement au niveau de ces mélanges, néanmoins, elles agissent parfois négativement sur les forces de cohésion entre les particules d'argile et perturbent par conséquent leur stabilité. Ainsi plusieurs types de désordres sont constatés dans ce type de massifs (glissement, tassement, érosion...).



Figure III. 5 : Massifs naturels d'argiles sableuses.

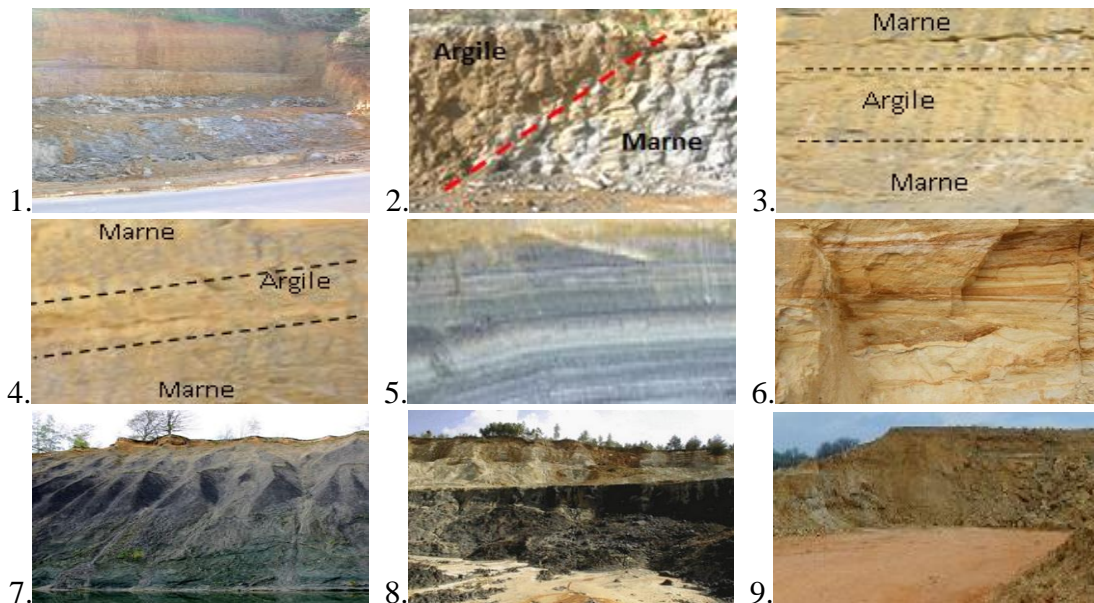
2.3 Les sols anisotropes étudiés

Les sols anisotropes traités dans cette étude, sont constitués principalement de couches planes ou inclinées de (sable, argile et marne), stratifiées en plusieurs combinaisons. Ainsi, l'étude réalisée est orientée dans le sens de l'anisotropie inhérente. Ce type d'anisotropie est souvent rencontré à l'état naturel ou artificiel et a fait l'objet des travaux de recherche réalisés au LCPC par Nguyen, (2008).

2.3.1 Les sols multicouches (couches stratifiées de sable, marne, argile)

Les sols anisotropes peuvent être composés de plusieurs couches de différentes natures, (voir figure III. 6). Ceci engendre des désordres multiples en fonction de la stratification des couches, de leur inclinaison et évidemment de leur nature. Leur formation peut être

naturelle, suite à la sédimentation de matériaux au cours des différents cycles géologiques ou, artificielle, suite aux diversions de remblais au cours des différentes activités de génie civil.



1. Argile sur Marne ; 2. Argile sur Marne en couches inclinées ; 3. Marne sur Argile sur Marne ; 4. Marne sur Argile sur Marne en couches inclinées (Habitat, Tizi-Ouzou) ; 5. Sable sur Marne (nord de Paris, France) ; 6. Sable-Argile (Sillon de Bretagne à la Chapelle-Launay, France) ; 7. Argile sur Sable sur Marne (France) ; 8. Argile sur Sable (France) ; 9. Sable sur Argile (Lyon, France).

Figure III. 6 : Massifs naturels en multicouches de (sable, marne, argile).

3. Présentation et identification des matériaux

Pour reproduire les différents types de sols exposés ci-dessus, sont utilisés des matériaux locaux, extraits dans la région de la Grande Kabylie à quelques kilomètres de l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou (UMMTO). Leur identification a été faite au Laboratoire de recherche en Géomatériaux, Environnement et Aménagement (LGEA) et au laboratoire de mécanique des sols du département de génie civil, de l'université (UMMTO).

3.1 Le sable et les fines sableuses

Le sable et les fines sableuses utilisés, (voir figure III.7), sont d'origine de l'Oued Sébaou, prélevés d'un site à environ 07 km de l'université (UMMTO).

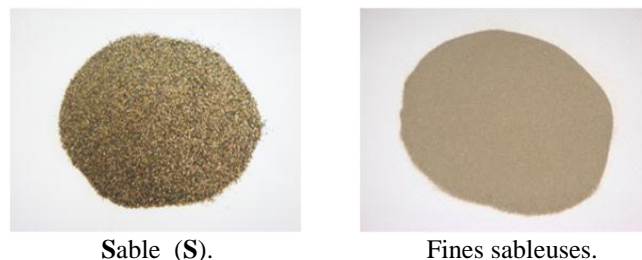


Figure III. 7 : Sable et fines sableuses utilisés.

Le sable présente le passant du tamis 0,63 mm, les indices des vides maximal et minimal sont : $e_{\min} = 0,62$ et $e_{\max} = 1,01$. Ces résultats sont comparables aux résultats obtenus par

Flavigny et al (1990) dans leurs travaux sur la caractérisation du sable d'Hostun. Ce dernier est utilisé par plusieurs auteurs (Darve and Laouafa 2000 ; Doanh et al 1997 ; Erdin et al 2009 ; Ezaoui 2008 ; Muir Wood et al 2007) comme matériau modèle dans leurs études sur l'instabilité des sols sableux par glissements, liquéfaction, érosion,...etc.

La figure III.8, permet une comparaison du point de vue granulométrie entre le sable utilisé et le sable d'Hostun.

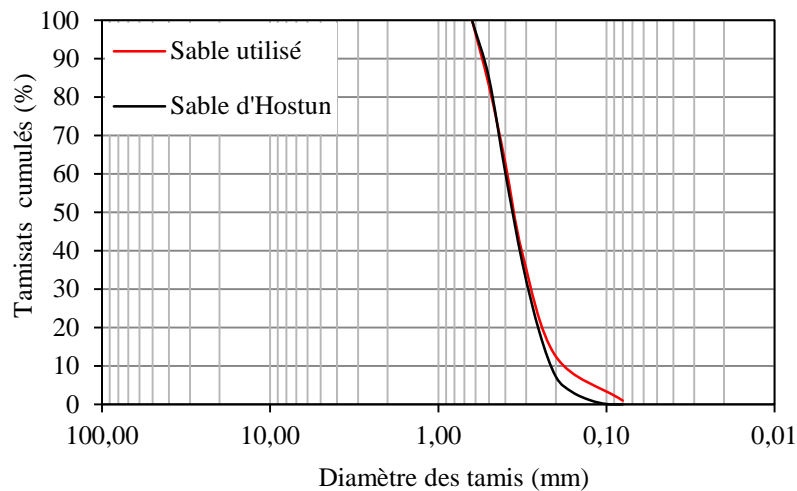


Figure III. 8 : Courbes granulométriques (sable utilisé et sable d'Hostun).

La différence entre le sable utilisé et le sable d'Hostun paraît au niveau des éléments inférieurs à 0,3 mm environ. La proportion de ces éléments est légèrement plus importante dans le cas du sable étudié.

Tableau III. 1 : Caractéristiques du sable étudié.

Sable utilisé	D ₁₀ (mm)	D ₃₀ (mm)	D ₆₀ (mm)	G _s
	0,185	0,283	0,385	2,65

Ce qui donne un coefficient d'uniformité $c_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = 2,08$ et un coefficient de courbure $c_c = \frac{(D_{30})^2}{(D_{10} \cdot D_{60})} = 1,12$. Ces résultats sont légèrement supérieurs à ceux présentés par Finge Bousaïd (2004).

Selon le système unifié de classification des sols granulaires (USCS), le matériau étudié est un sable propre mal gradué de symbole (Sm ou SP). Ces types de sables apparaissent comme des sables fins et uniformes dont 60% en masse environ passent au tamis de 0,4 mm (voir figure III.8). Le diamètre moyen des grains se situe aux alentours de 0,35 mm, (Duttine, 2005).

Les fines sableuses utilisées, (voir figure III.7) sont issues du même sable, elles présentent les éléments ayant un diamètre compris entre (0,1 mm et 0,063 mm). Casagrande dans ses recherches sur la mesure de la limite de liquidité, a noté que les minéraux non argileux (quartz et feldspath) ne développent pas de mélanges plastiques avec de l'eau même lorsque les particules sont inférieures à 2 μ m (Mitchell, 1976). Ainsi, les limites

d'Atterberg sont généralement non mesurables tel le cas des fines sableuses utilisées dans cette étude.

3.2 L'argile

L'argile utilisée dans cette étude (voir figure III.9) est prélevée d'un site instable à (l'Habitat) à environ 4 km de l'université UMMTO. En se basant sur le mode opératoire présenté par Serratrice (1995), les gros éléments sont éliminés, et le séchage de l'argile est fait à l'air libre, ensuite elle est broyée et tamisée pour obtenir une poudre déshydratée.



Massif naturel d'argile.



Particule fines d'argile.

Figure III. 9 : Argile utilisée (A).

Les limites d'Atterberg déterminées au laboratoire selon la norme NF P 94-051 sont présentées dans le tableau III.2.

Tableau III. 2 : Limites d'Atterberg de l'argile utilisée.

Caractéristiques physiques	Symboles	Valeurs
Limite de liquidité	W_L	43,50 %
Limite de plasticité	W_p	20,15 %
Indice de plasticité	I_p	23,35 %

Par analogie aux plages de valeurs présentées par Robitaille (1997), il ressort qu'il s'agit d'une argile jaunâtre absorbante, de moyenne plasticité.

3.3 La marne

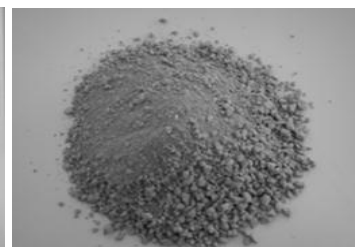
La marne utilisée est de couleur grise (voir figure III.10), prélevée sous forme de blocs, du même site que le matériau argile.



Massif naturel de marne.



Marne en état de blocs.



Marne effritée.

Figure III. 10 : Marne utilisée (M).

Le matériau marne présente les caractéristiques montrées dans le tableau III.3.

Tableau III. 3 : Caractéristiques physiques de la marne utilisée.

Caractéristiques physiques	Symboles	Valeurs
Limite de liquidité	W_L	23,00 %
Limite de plasticité	W_p	15,12 %
Indice de plasticité	I_p	07,88 %
Teneur en Matière Organique	MO	02,12 %
Teneur en Carbonate	$CaCO_3$	55,08 %

C'est une marne qui contient environ 45% d'argile. Cependant, selon Delahaye et Le Roux (1975), le comportement de la marne ne dépend pas uniquement de la phase argileuse mais bien du type d'arrangement qui existe entre les minéraux, et particulièrement du nombre et de l'intensité des liaisons entre grains.

4. Préparation des échantillons

Les échantillons (reconstitués) sont préparés et soumis aux essais au niveau du laboratoire de recherche de Géomatériaux, Environnement et Aménagement (LGEA) de l'université (UMMTO).

Plusieurs méthodes (déversement à sec, sédimentation, placement humide, sous compaction, ...) sont proposées par des auteurs pour la préparation des échantillons reconstitués au laboratoire (Burland, 1990 ; Lade et Foott, 1974 ; Mulilis et al, 1997 ; Tatsuoka et al, 1986 ; Amini et Sama 1999). Néanmoins, la méthode de damage humide en couches successives exposée par Arab, (2008) semble plus commode pour le cas de cette étude, vu sa simplicité et son efficacité (répétabilité) pour reproduire des échantillons à teneur en eau et à densités contrôlées.

Après avoir séché et tamisé les différents matériaux (argile et marne et sable), ils sont humidifiés et homogénéisés à des teneurs en eau de ($w_{\text{argile}} = 27\%$, $w_{\text{marne}} = 20\%$ et $w_{\text{sable}} = 10\%$) respectivement. C'est des teneurs en eau comprises entre (w_L et w_p) approchant généralement les teneurs en eau naturelles, (Kacprzak, 2006).

- Dans le cas des échantillons en matériaux homogènes (sable, argile ou marne) ; le matériau en question est compacté en couches successives, de telle sorte à reproduire la même procédure sur tous les échantillons, ce qui permet de minimiser au maximum l'influence des résultats par le mode de préparation.

- Dans le cas des échantillons anisotropes reconstitués en deux ou trois matériaux (en couches stratifiées), une même énergie de compactage est exercée sur chacune des couches.

- En évoquant les recherches existantes pour la préparation des mélanges (sable, argile), trois méthodes sont proposées :

- Malaxage d'argile avec du sable, puis ajout d'eau et malaxage (selon le procédé de Howell et al, 1997 ; Kenney et al, 1984 ; Kenney et al, 1992 ; Shelley et Daniel, 1993) ;
- Malaxage du sable avec l'eau, puis ajout d'argile et malaxage (selon le procédé de Howell et al, 1997 ; Kenney et al, 1984 ; Kenney et al, 1992) ;
- Malaxage d'argile avec de l'eau, puis ajout du sable et malaxage (selon le procédé de Kumar, 1996 et Georgiannou et al, 1990).

Les difficultés d'homogénéisation rencontrées lors du test des différentes méthodes, ont permis de constater qu'il est préférable de malaxer le sable et l'argile à sec, ensuite humidifier l'ensemble avec la teneur en eau nécessaire et homogénéiser le mélange humide.

En effet, mélanger un matériau sec avec un autre matériau humide (cas des deux dernières méthodes), paraît plus complexe, avec plus de perte de particules qui se collent sur les outils de travail.

4.1 Forme et dimensions des échantillons

Les échantillons sont de forme cylindrique, de 63,5 mm de diamètre et de 25,4 mm de hauteur dans le cas des essais de cisaillement direct à la boîte et des essais œdométriques. Tandis qu'ils sont de 70 mm de diamètre et de 140 mm de hauteur, soit un élancement de 2, dans le cas des essais triaxiaux.

4.2 Types d'échantillons préparés

En se basant sur la méthode de damage humide, trois types d'échantillons sont préparés :

4.2.1 Échantillons en matériaux homogènes (sable, marne ou argile)

Le premier type d'échantillons, consiste en des échantillons en un seul matériau, (échantillons homogènes) de Sable (S), d'Argile (A), ou de Marne (M), comme le montre les figures III.11 et III.12. Ces échantillons représentent les cas réels de massifs naturels argileux, marneux ou sableux instables, tels que les argiles de Constantine (Khebizi, 2008), de Souk-Ahras (Charef, 2008) et du "Bassin de Mila" (Benaïssa, 2008), (Benaïssa, 2009), les marnes de Guelma, (Benamara, 2008), d'Alger (Derriche, 2004) et de Constantine (Adjabi, 2008) et les sables de Tizirt et d'Alger.



Figure III. 11 : Échantillons de sable, argile et marne, (cisaillement et œdomètre).

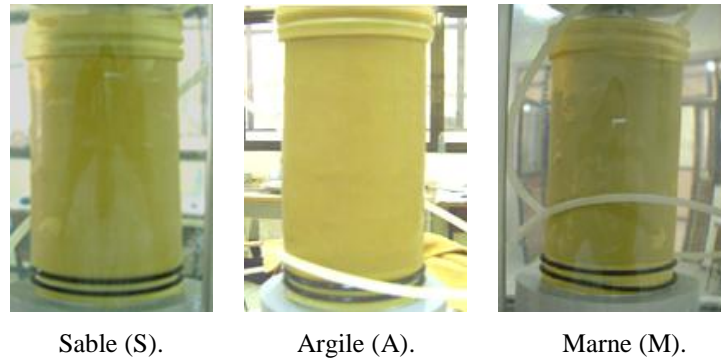


Figure III. 12 : Échantillons de sable, argile et marne, (triaxial).

4.2.2 Échantillons en matériaux hétérogènes, (mélanges de sable et d'argile)

Le deuxième type d'échantillons, consiste en des échantillons en mélanges d'argile avec différentes proportions de fines sableuses et des échantillons de sable avec différentes proportions de fines argileuses (voir figures III.13 et III.14) respectivement.

- Sable + (10%, 20% et 30%) de fines argileuses, représentant des cas réels de terrains naturels sablo-argileux instables, telles que la région d'El-Biar en Algérie et les pentes de Soubisergues à Saint-George en France dévastées par un glissement sur une superficie de 40 ha en 1994.

- Argile + (10%, 20% et 30%) de fines sableuses, représentant les cas réels de terrains naturels d'argiles sableuses tel le cas de certaines zones à Azazga, (LCTP, 2006).



Argile + fines sableuses.



Sable + fines argileuses.

Figure III. 13 : Échantillons en mélanges (sable, argile), (cisaillement et œdomètre).



Argile + fines sableuses.



Sable + fines argileuses.

Figure III. 14 : Échantillons en mélanges (sable, argile), (triaxial).

Ce type de mélange a fait l'objet de plusieurs recherches menées par (Arab, 2009 ; Kacprzak, 2006 ; Cola, 2002 ; Tanaka et al, 2001 ; Kimura et al, 1994 ; ...).

4.2.3 Échantillons en couches stratifiées (multicouches de sable, marne et argile)

Le troisième type d'échantillons, consiste en des échantillons anisotropes (anisotropie inhérente), reconstitués en multicouches (bicouches et tri-couches) de sable, d'argile et de marne selon différentes combinaisons. Les couches sont superposées en positions planes, ou en position inclinées d'un angle d'environ (40 à 45°) comme le montre les figures III.17 à III.23.

Une étude dans le même sens sur des multicouches constitués de différents types d'argile, et de couches d'argile et de sable (voir figure III.15), a été réalisée par Nguyen (2008) au laboratoire central des ponts et chaussées (LCPC).

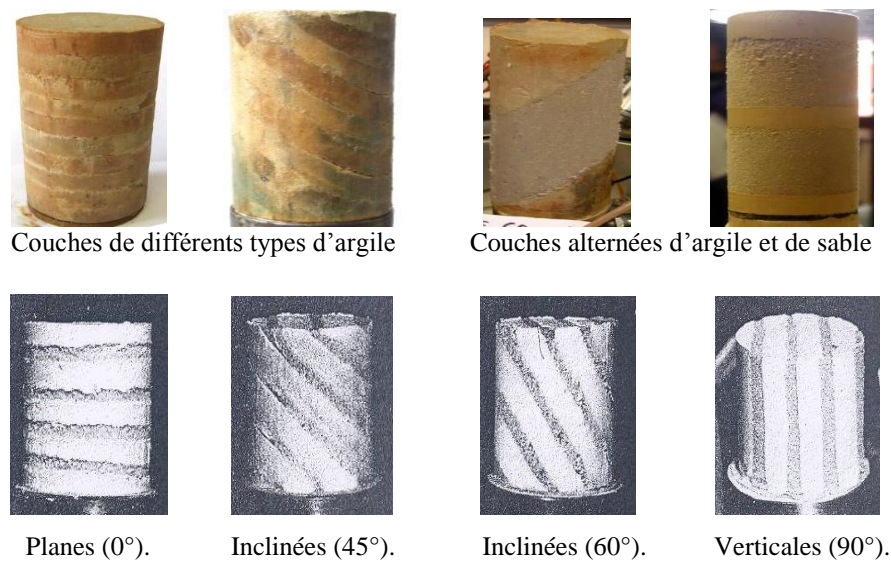


Figure III. 15 : Échantillons reconstitués en couches stratifiées, (Nguyen, 2008).

4.2.3.1 Échantillons en couches planes

Les échantillons reconstitués en couches planes, représentent le cas réel de multicouches naturels composés de couches planes, comme le schématise la figure III.16.

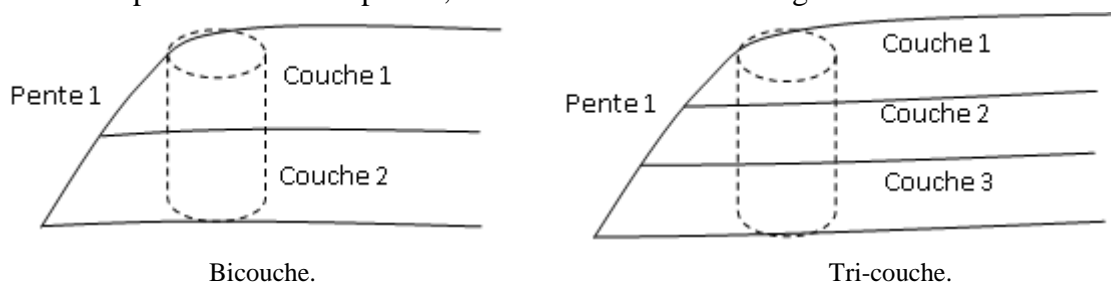


Figure III. 16 : Sol en pente, constitué de couches planes.

Ces types de multicouches correspondent aux échantillons montrés sur les figures (III.17, III.18 III.19 et III.20). Ils représentent le cas de multicouches naturels instables, tel le cas des multicouches d'Azazga (sondages N° 4 et N° 5, établis par LCTP 2004), d'Aomar à Bouira (Khemissa et Seddiki, 2008) et les multicouches de Saint-Laurent et saint jean au Canada, (Lajoie, 2002).

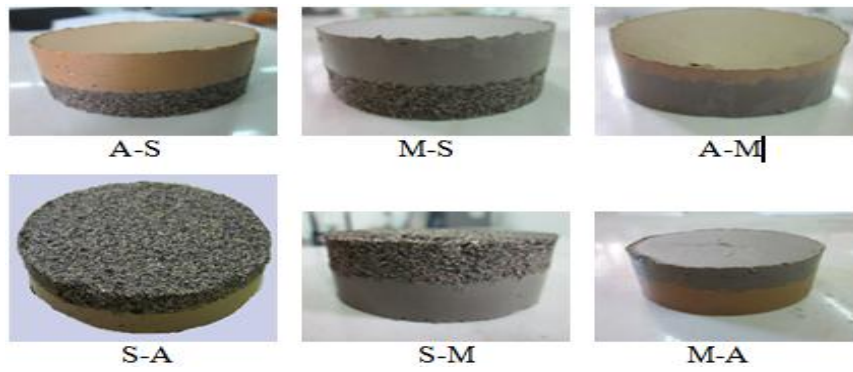


Figure III. 17 : Échantillons en deux couches planes (cisaillement et œdomètre).

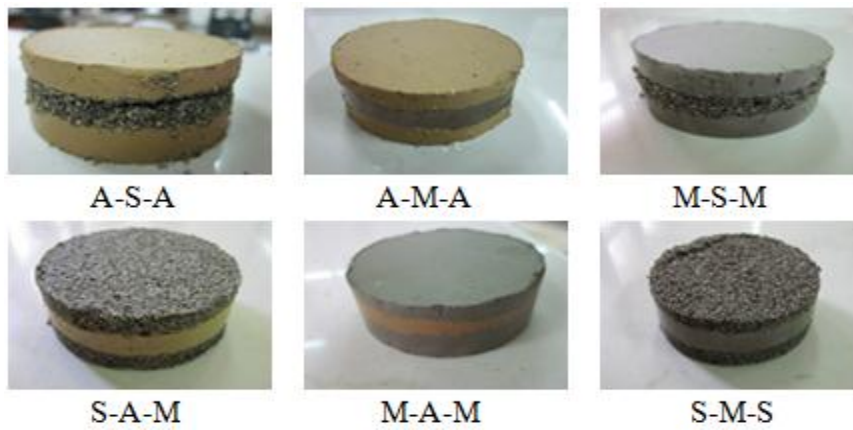


Figure III. 18 : Échantillons en trois couches planes (cisaillement et œdomètre).

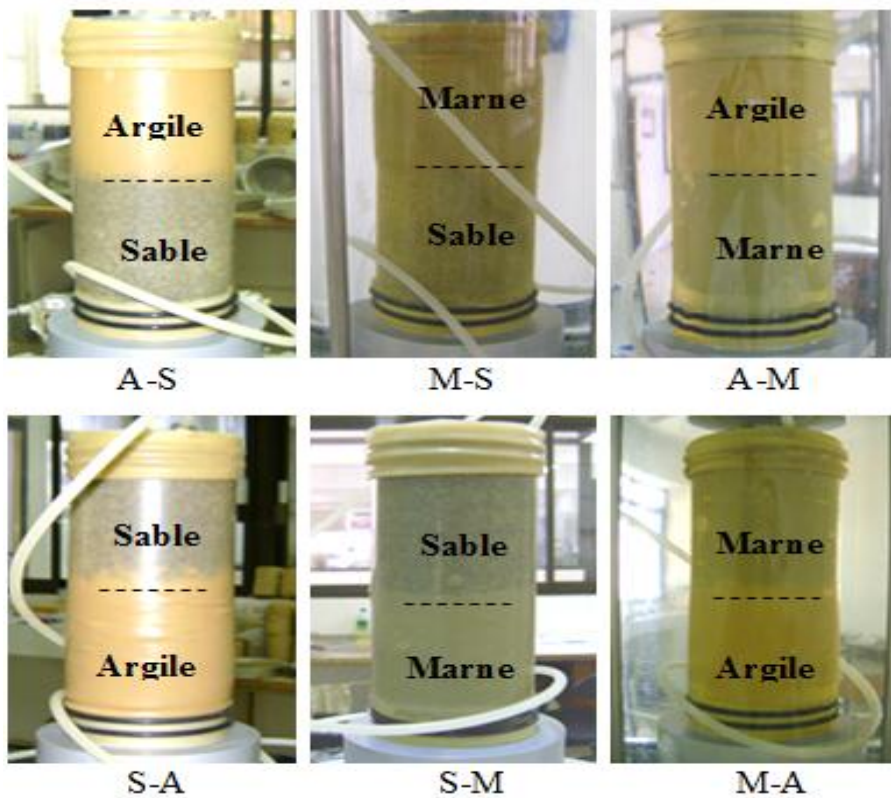


Figure III. 19 : Échantillons en deux couches planes (triaxial).

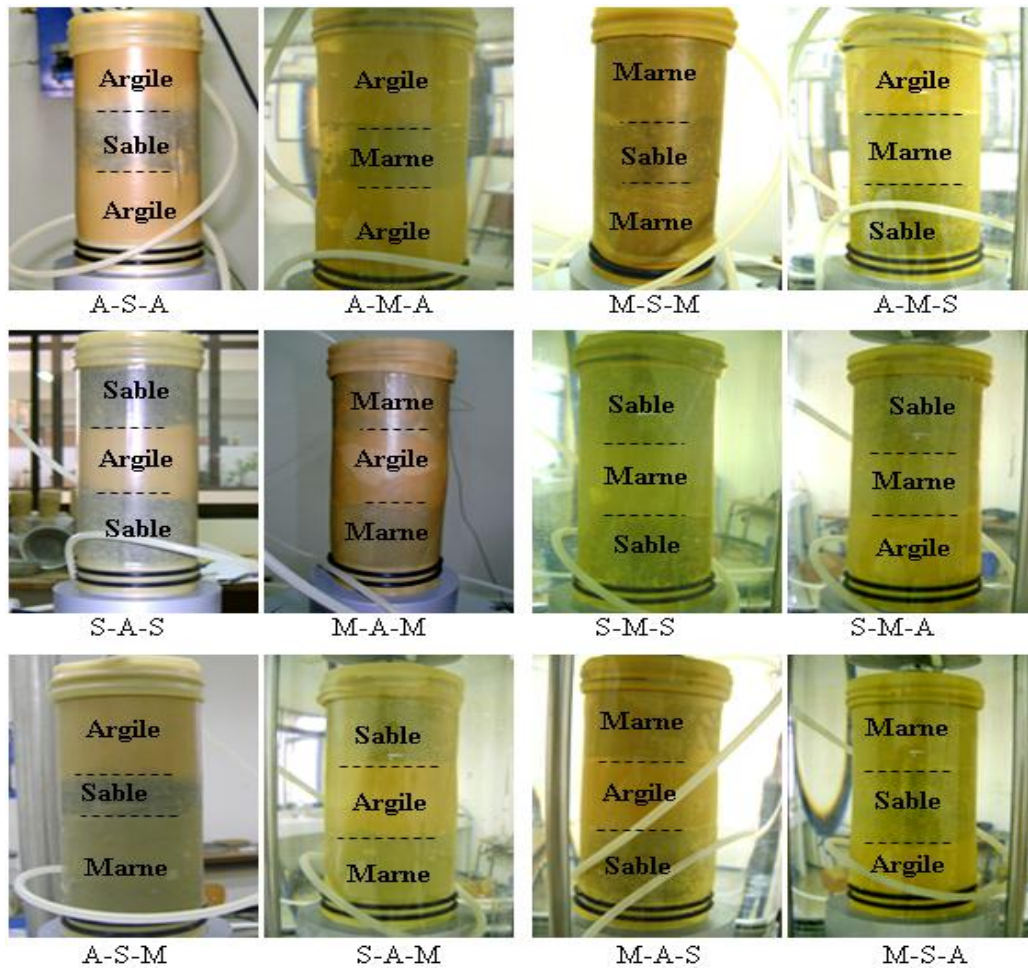


Figure III. 20 : Échantillons en trois couches planes (essais triaxiaux).

4.2.3.2 Échantillons en couches inclinées

Les échantillons reconstitués en couches inclinées, permettent de reproduire le cas réel de multicouches naturels en pentes, composés de couches inclinées, comme s’est schématisé sur la figure III.21.

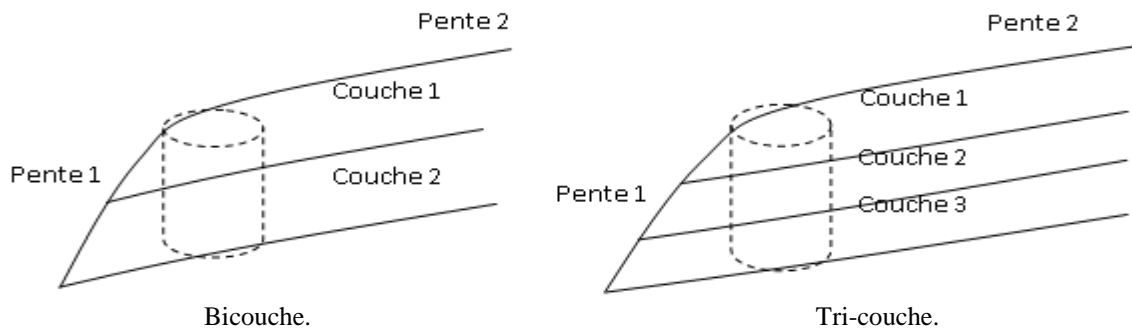


Figure III. 21 : Sol en pente constitué de couches inclinées.

Ces types de multicouches correspondent aux échantillons montrés sur les figures III.22 et III.23, ils représentent le cas de multicouches naturels instables, tel le cas des multicouches de Constantine, (Benaissa et al, 1989, Mokhbi 2008), (Derghoum, 2008) ; les multicouches d’Azazga, (Sondage N° 9POS A1 et A5) établis par le LCTP en 2004 et le sondage (SP 2) établis en 2006.

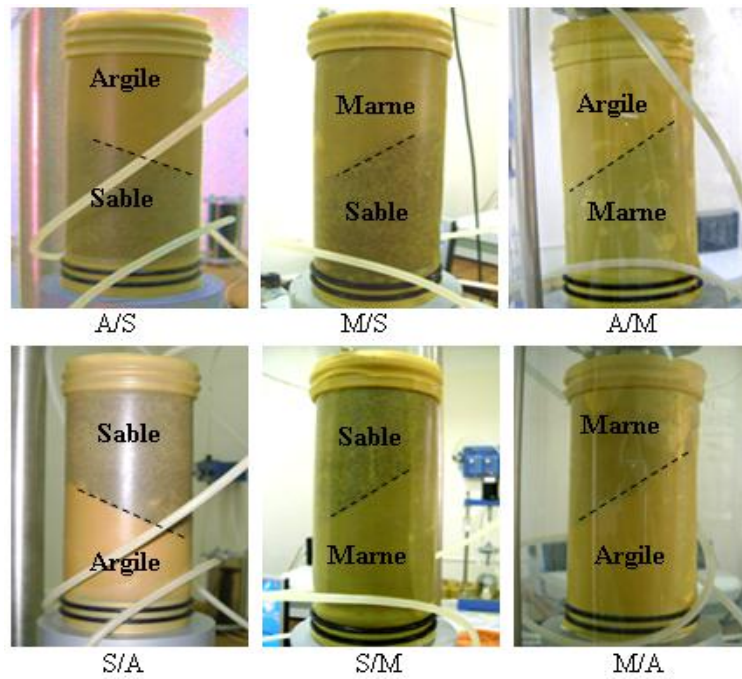


Figure III. 22 : Échantillons en deux couches inclinées (essais triaxiaux).

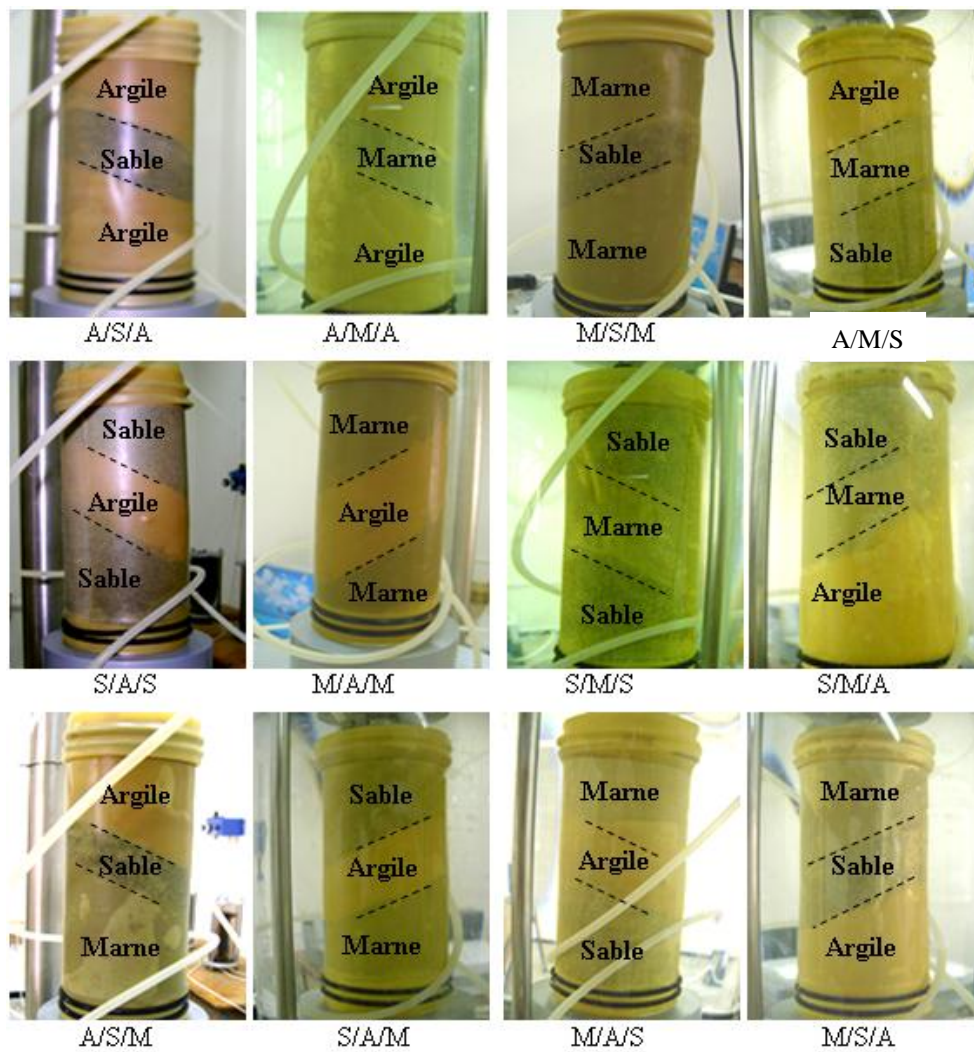


Figure III. 23 : Échantillons en trois couches inclinées (essais triaxiaux).

Les échantillons préparés ont permis de reproduire les combinaisons principales de sols (sable, argile, marne) possibles rencontrés à l'état naturel ou artificiel.

5. Dispositifs expérimentaux et modes opératoires

Les dispositifs expérimentaux et les modes opératoires adoptés dans cette étude sont abordés brièvement dans cette thèse. Pour plus de détail, il est indispensable de se référer aux normes en vigueur citées dans ce qui suit.

5.1 Dispositifs expérimentaux

Pour mieux cerner le comportement mécanique des matériaux cités précédemment, les échantillons sont alors soumis à différents types de sollicitations. Ce qui nécessite de réaliser plusieurs types d'essais, principalement sur les dispositifs suivants :

5.1.1 Appareillage œdométrique

La compressibilité (tassement) fait partie des désordres les plus fréquents et les plus rencontrés dans les sols fins naturels ou reconstitués (ouvrages en terre), ainsi plusieurs recherches sont orientées vers ce domaine pour mieux suivre l'évolution de ce phénomène, détecter les causes et y remédier efficacement.

L'appareillage œdométrique, sert à réaliser les essais de compressibilité au laboratoire, permettant d'évaluer le tassement et le gonflement du matériau au cours du temps, déterminer par conséquent les indices de compression C_c et de gonflement C_s , ainsi que d'étudier la consolidation des échantillons sous certains paliers de chargement et déterminer le coefficient de consolidation vertical c_v , (voir norme XP P 94-090-1). L'essai œdométrique fournit, d'une part, une courbe de compressibilité, dite "courbe œdométrique" reliant la contrainte effective et l'indice des vides, et d'autre part, des "courbes de consolidation", qui caractérisent l'évolution des déformations au cours du temps sous un chargement donné.

L'appareillage utilisé, est de marque Geocomp Corporation, assisté par ordinateur, muni d'une unité d'acquisition et d'un logiciel de traitement de données. Il est constitué principalement (voir figure III.24), d'une cellule œdométrique rigide de façon à empêcher toute déformation latérale de l'échantillon, d'un réservoir d'imbibition permettant de garder l'échantillon saturé tout le long de l'essai, d'un système de chargement (vérin et capteur force) et d'un système de mesure de la variation de hauteur ΔH (capteur de déplacement).



Œdomètre à commande numérique.



Cellule œdométrique.

Figure III. 24 : Appareillage œdométrique, (Geocomp Corporation).

5.1.1.1 Mode opératoire

L'essai s'effectue sur une éprouvette de matériau placée dans une enceinte cylindrique rigide (cellule œdométrique).

Un programme d'essai comportant les données concernant l'échantillon et les cycles de chargement-déchargement est introduit à la machine par l'intermédiaire d'un ordinateur.

Un dispositif applique sur cette éprouvette un effort axial vertical, l'éprouvette étant drainée en haut et en bas et maintenue saturée pendant tout l'essai. La charge est appliquée par paliers maintenus constants, successivement croissants (chargement) et décroissant (déchargement).

Les variations de hauteur de l'éprouvette, sont mesurées pendant l'essai en fonction de la durée d'application de la charge et enregistrées par l'unité d'acquisition des données.

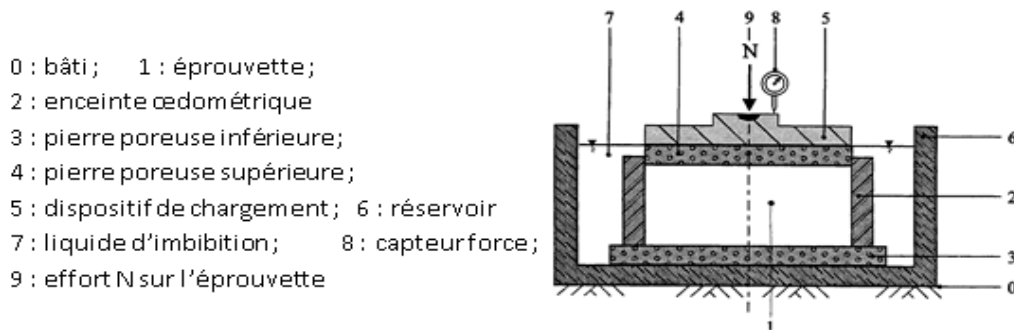


Figure III. 25 : Principe de l'essai œdométrique.

Au cours de l'essai, sont mesurés et enregistrés:

- L'effort normal N (capteur force);
- Le déplacement vertical du vérin et par conséquent les variations de hauteur de l'échantillon selon qu'il est en phase de chargement (compression), ou en phase de déchargement (gonflement).

Une fois l'essai terminé (fin des cycles de chargement-déchargement introduits), les données recueillies par l'unité d'acquisition sont traitées par le logiciel approprié ; un rapport (fichier résultats) est ensuite généré, présentant les différents détails de l'essai sous forme de tableaux et de courbes (compressibilité et consolidation).

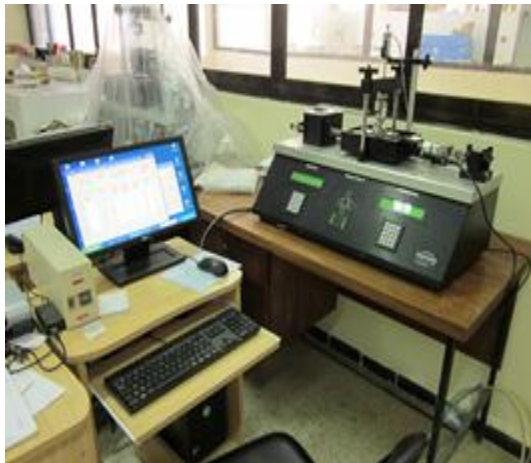
5.1.2 Appareillage de cisaillement direct à la boîte de Casagrande

La résistance au cisaillement des sols a été toujours un souci pour les ingénieurs et les recherches orientées dans ce sens sont indénombrables et évoluent sans cesse en relation avec le développement des ouvrages de génie civil. Bien que la maîtrise de ce domaine soit de plus en plus améliorée, néanmoins, l'hétérogénéité du sol et son anisotropie défient les techniques les plus développées dans ce domaine qui restent parfois incapables de prédire ou d'expliquer certains mouvements du sol.

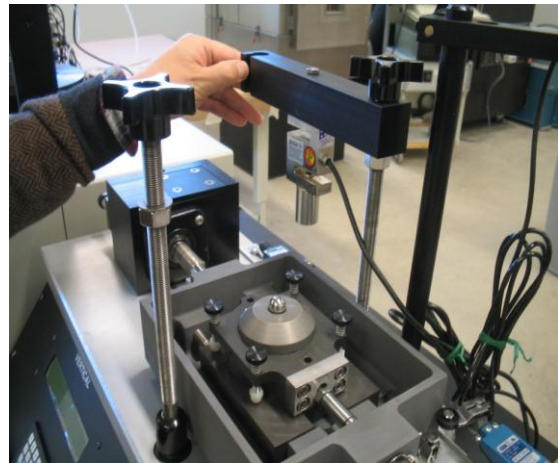
Pour évaluer la résistance au cisaillement des sols, plusieurs appareils de laboratoire et in-situ sont développés. Le premier appareil de cisaillement direct a été construit par Alexandre Collin en 1846 pour mesurer la résistance au cisaillement d'un sol argileux afin d'étudier la stabilité des talus. L'appareil de cisaillement direct par translation dans sa forme actuelle a été conçu par Casagrande en 1932. Ces auteurs en plus de Mohr, Coulomb, Skempton, ... ont tracé les notions et relations fondamentales de la résistance au cisaillement des sols. Par la suite, d'autres auteurs (De Bruyn et Thimus, 1996 ; Tinh, 2008 ; Dubois 2008 ; ...) se sont intéressés au cisaillement des sols sous d'autres aspects plus pointus, à savoir l'effet de la température, du chargement-déchargement, de la minéralogie, de la dimension et de la forme des grains, du drainage, etc.

L'appareillage de cisaillement à la boîte de Casagrande permet de réaliser les essais de cisaillement sur des échantillons de sol intacts, remaniés ou reconstitué, de forme cylindrique ou cubique. Ils permettent d'étudier la résistance au cisaillement des matériaux selon un plan horizontal imposé et de déterminer les caractéristiques mécaniques de cisaillement (la cohésion C et l'angle de frottement ϕ).

L'appareillage utilisé, est de marque Geocomp Corporation, assisté par ordinateur, muni d'une unité d'acquisition et d'un logiciel de traitement de données. Il est constitué principalement (voir figure III.26), de deux châssis métalliques indépendants, séparés par le plan de cisaillement, un bâti supérieur fixe, un bâti inférieur mobile, entraîné par la force de cisaillement.



Appareillage de cisaillement.



Boîte de cisaillement.

Figure III. 26 : Appareillage de cisaillement direct à la boîte, (Geocomp Corporation).

5.1.2.1 Mode opératoire

L'éprouvette de sol, de forme cylindrique (dans ce cas), est placée à l'intérieur des deux demi-boîtes (voir figure III.27) et repose à sa partie inférieure, sur une pierre poreuse dont la perméabilité est assez grande vis-à-vis de celle du sol de l'éprouvette et par laquelle le sol reste en contact permanent avec l'eau. Un piston métallique muni également d'une pierre poreuse est placé sur la face supérieure de l'éprouvette.

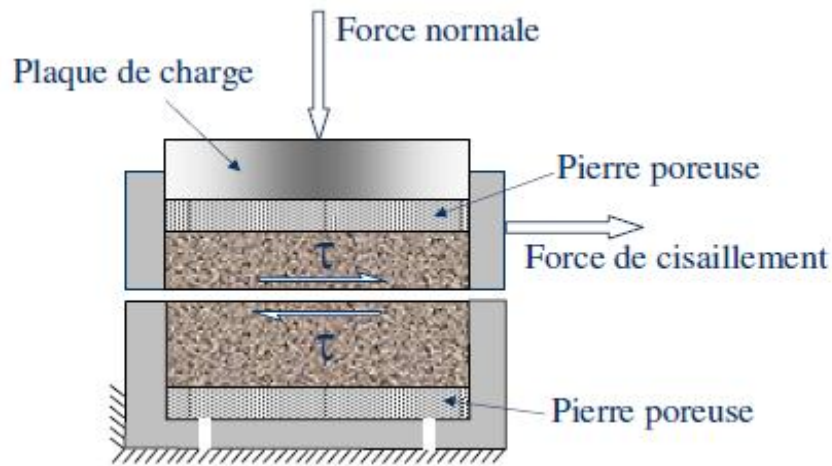


Figure III. 27 : Principe de la boîte de cisaillement.

Les données de l'essai (vitesse de cisaillement, contrainte normale, poids de l'échantillon, ...) sont introduites à la machine par l'intermédiaire d'un ordinateur. Il est appliqué à l'éprouvette une force normale constante "N" sur sa face supérieure au moyen d'un vérin, et par l'intermédiaire du piston horizontal une force de cisaillement horizontale "T". L'essai est effectué en imposant un déplacement relatif des deux demi-boîtes, un dispositif mécanique approprié entraîne à vitesse constante le châssis inférieur et la force de cisaillement est mesurée sur le châssis supérieur au moyen d'un capteur de force.

Au cours de l'essai, sont mesurés et enregistrés :

- L'effort normal N (capteur force);
- L'effort horizontal de cisaillement T (capteur force);
- Le déplacement horizontal du châssis mobile (capteur déplacement);
- Le déplacement vertical du piston dans le châssis supérieur (capteur déplacement).

Une fois l'essai terminé (fin de cisaillement), les données recueillies par l'unité d'acquisition sont traitées par le logiciel approprié ; un rapport (fichier résultats) est ensuite généré, présentant les différents détails de l'essai sous forme de tableaux et de courbes (contraintes-déformations, variations de volume et droites intrinsèques).

5.1.2.2 Paramètres de l'essai

- La contrainte normale (effort vertical à appliquer) aux échantillons est déterminée en fonction des contraintes normales fixées par le géotechnicien responsable de l'étude. Cependant, elle doit être supérieure à la contrainte effective verticale induite dans le sol après réalisation de l'ouvrage (σ'_v).

Si aucune spécification n'est donnée, il y a lieu de se référer aux valeurs données dans le tableau III.4, (LCPC, 1987 ; NF P 94-07-2).

Tableau III. 4 : Contrainte normale de cisaillement (NF P 94-07-2).

σ'_{v0} (Contrainte verticale effective du sol en place lors du prélèvement de l'échantillon)	< 100 (kPa)	≥ 100 (kPa)
$\sigma = (N/A)$, contrainte vertical à appliquer à l'échantillon au cours de l'essai.	50	$0,5 (\sigma'_{v0})$
	100	σ'_{v0}
	200	$2 (\sigma'_{v0})$

- La vitesse de cisaillement dépend du type d'essai à réaliser (drainé ou non drainé) ; pour un essai drainé, choisir la vitesse la plus lente possible (LCPC, 1987). Si non, la norme prescrit la vitesse donnée par la formule suivante :

$$V_{\max} = \frac{125}{t_{100}} \quad (\text{III. 1})$$

t_{100} : temps nécessaire pour atteindre 100% de consolidation primaire ; pour $t > t_{100}$, le sol continue à tasser légèrement (phase de consolidation secondaire).

- Par contre, dans le cas d'un essai non drainé, la vitesse de cisaillement est plus rapide, elle peut dépasser 1,5 mm/mn, en fonction de la nature du sol. Cependant, les essais non drainés à la boîte de Casagrande sont déconseillés du fait que les conditions non drainées ne sont pas garanties, et donc ils ne sont pas significatifs et ne représentent pas fidèlement les conditions in situ.

Les essais de cisaillement réalisés dans cette étude, sont du type consolidés-drainés (CD), sous des contraintes normales moyennes de (100, 200 et 300 kPa). Les mêmes contraintes sont souvent utilisées dans les travaux de recherche sur des échantillons reconstitués ou remaniés tels que les travaux de Coquillay (2005).

6. Avantages et inconvénients des essais de cisaillement direct à la boîte, (particularités des essais réalisés)

Les essais réalisés partagent les avantages et les inconvénients généraux des essais de cisaillement à la boîte cités par Costet et Sanglerat (1981), avec quelques particularités relatives aux types de sols traités. Cependant, l'essai est économique, rapide et simple, en particulier avec les matériaux granulaires. Ce qui n'est pas le cas des échantillons étudiés, du fait des difficultés rencontrées en leur mise en place en plusieurs couches notamment inclinées, dans la boîte de cisaillement de petite dimension. Suite à la compression de la couche inférieure sous l'effet de la contrainte normale, il devient très difficile de positionner avec précision le plan d'interface des couches sur le même niveau que le plan de cisaillement pour pouvoir étudier le cisaillement aux interfaces.

Dans la nature, sont observés des plans de cisaillement très localisés, ainsi, il semble normal d'induire dans les échantillons des plans de rupture, sur lesquels peuvent être ensuite mesurées les contraintes. En revanche, au moment de situer le plan de rupture à un endroit précis, il n'est pas évident que cette direction correspond au plan le plus faible ou à la direction critique sur le terrain. Cependant, il est difficile, de contrôler les conditions de drainage, en particulier dans le cas des sols à grains fins.

La surface de l'échantillon soumise aux efforts de cisaillement, varie au cours de l'essai puisqu'il y a déplacement relatif des deux demi-boîtes. Ce déplacement n'atteint généralement pas le centimètre, l'erreur est donc de 10% au maximum, mais cette incertitude est néanmoins gênante. Ce rétrécissement de section ne permet pas de poursuivre l'essai sur des déformations horizontales plus importantes, ce qui présente parfois des courbes de contraintes-déformations incomplètes pouvant cacher des détails importants.

La répartition des contraintes sur le plan de cisaillement n'est pas uniforme, ce qui est supposé implicitement en écrivant ($\sigma = \frac{N}{A}$); alors que cette contrainte est maximale au centre de l'échantillon et décroît pour s'annuler vers les bords. Habib (1984) a montré les différences entre la contrainte moyenne mesurée et la contrainte maximale de cisaillement agissant sur le plan de glissement. Les déformations et les contraintes de cisaillement n'étant pas réparties uniformément sur la surface, des ruptures progressives apparaissent commençant aux bords de l'échantillon.

Enfin, les efforts de frottement parasites sont mal connus, et difficiles à prendre en compte. Il s'agit principalement, du frottement des parties métalliques et de la demi-boîte supérieure sur la partie cisailée de l'échantillon.

Toutes ces imperfections, influent négativement sur les résultats des essais, et nécessitent parfois de refaire un essai plusieurs fois pour confirmer un résultat. Néanmoins, la boîte de Casagrande reste le dispositif le plus utilisé dans la pratique courante pour la détermination de la résistance au cisaillement des sols, vu sa simplicité.

6.1.1 Appareillage triaxial

Contrairement aux essais de cisaillements direct à la boîte, les essais triaxiaux permettent d'apporter plus de précisions et de détails sur le comportement des sols, notamment en ce qui concerne le mode et le plan de rupture ainsi que la chronologie de rupture des couches dans le cas d'un multicouche.

L'appareillage triaxial utilisé est de marque ELE (Digital Triest 100), semi-automatique, assisté par ordinateur. Il est muni d'une unité d'acquisition (ADU) et d'un logiciel de traitement de données, Data System 7 (DS7).

Il est constitué principalement (voir figure III.29), d'une cellule transparente rigide et étanche de façon à supporter les pressions de confinement exercées sur les échantillons, d'une embase sur laquelle repose l'échantillon, munie d'orifices (robinets) permettant de contrôler les différentes pressions et d'autoriser ou non le drainage au cours de l'essai, d'un vérin permettant le déplacement vertical selon la vitesse introduite et d'un système de mesurage (capteurs forces et capteurs déplacements) permettant la mesure des pressions (verticale, interne, confinement et contre pression), ainsi que le déplacement vertical et la variation de volume de l'échantillon.



Figure III. 28 : Appareillage triaxial à chargement monotone, (ELE).

6.1.1.1 Mode opératoire

L'essai triaxial est décrit avec plus de détails par la norme française de mécanique des sols NF P 94-074, néanmoins, dans ce chapitre sont présentées les principales étapes suivies.

- Avant tout essai, il faut d'abord vérifier toutes les conduites d'eau et d'air afin de s'assurer qu'il y aura pas de déperditions de pression au cours de l'essai.
- Chasser l'air de toutes les conduites en envoyant de l'eau désaérée préalablement par le désaérateur d'eau jusqu'à débordement. Ensuite, chasser l'excès de pression produit dans le système par le désaérateur, en ouvrant et en fermant rapidement l'un des robinets communiquant avec l'extérieur. Ceci permet de mettre le système au repos sans aucune pression initiale.
- Procéder ensuite, au montage de l'échantillon sur l'embase de l'appareil triaxial. Commencer par les pierres poreuses, ensuite la membrane, et enfin, étancher par les joints toriques.

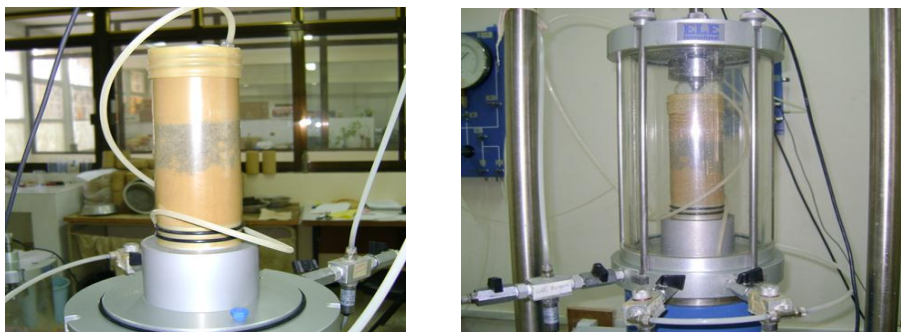


Figure III. 29 : Mise en place d'un échantillon dans la cellule triaxial.

- Mettre la cellule triaxial en place et la fixer sur le bâti de l'appareil à l'aide des tiges filetées, en serrant toutes les tiges peu à peu simultanément afin de bien positionner la cellule et d'assurer une bonne étanchéité du système sous les fortes pressions appliquées.
- Une fois que la cellule est remplie avec de l'eau désaérée, le système est prêt pour réaliser l'essai.

L'essai comporte généralement trois étapes essentielles : la saturation, la consolidation est le cisaillement.

L'étape de saturation est réalisée par l'application des incréments de pressions de confinement (cell pressure) et de contre pression (back pressure). A faire attention à ne pas appliquer un incrément de contre pression qui soit supérieur à l'incrément de la pression de confinement, ce qui engendrera une explosion de l'échantillon sous la pression interne appliquée. Il faut veillez à terminer toujours l'étape de saturation par un incrément de pression cellulaire de façon à appliquer la contrainte de confinement finale désirée.

Pour cette étude, une contrainte de confinement de 100 kPa est appliquée. C'est un confinement adopté par plusieurs chercheurs dans leurs travaux sur l'instabilité des terrains, notamment, par glissement (Darve, 2000 et Arab 2009). Il représente l'état des terrains moyennement denses exposés fréquemment aux instabilités.

Le taux de saturation est évalué par la mesure du coefficient de Skempton B qui est égal à $(\Delta u / \Delta \sigma)$, ce dernier est calculé par le même logiciel DS7. Pour ce travail, la saturation est poursuivie jusqu'à avoir $B \geq 90\%$, approchant ainsi le taux réel de saturation des terrains naturels.

Après saturation, il faut procéder à la deuxième étape qui est la consolidation. Pour les essais consolidés (CD ou CU), après avoir saturé l'échantillon, ouvrir le robinet approprié pour laisser l'échantillon consolider sous la contrainte de confinement appliquée. La consolidation est terminée après la dissipation totale de l'eau contenue dans l'échantillon. La pression interstitielle devient nulle sous le confinement appliquée.

La consolidation peut prendre quelques minutes pour les sols grenus, comme elle peut s'étaler sur plusieurs mois pour les sols fins (argiles). Après consolidation, la dernière étape (le cisaillement) est directement entamée. A signaler que, l'étape de cisaillement est directement entamée après saturation (sans passer par la consolidation) dans le cas des essais non consolidés (UU).

Pour cette étude, le cisaillement des échantillons est directement entamé après saturation. Les essais réalisés sont du type non consolidés non drainés, (Yoichi et al 2002 ; KhinSwe Tint et al 2007), avec mesure des pressions interstitielles.

Sachant que les essais consolidés drainés (CD) traduisant le comportement du sol à long terme, nécessitent un temps très importants (des semaines, voire même des mois), notamment que le nombre d'essais réalisés est important dont la plupart des échantillons sont reconstitués de sols fins.

Les essais UU sont plus rapides et donc plus économiques, ils traduisent le comportement du sol à court terme, correspondant aux cas réels d'instabilité de talus ou de fondations provoqués par des chargements rapides tels que les séismes (glissements dues au séisme du 13 janvier 2001 au Salvador coûtant la vie à plus de 500 personnes), les volcans (glissement de 1980, causé par le volcan du Mont Saint Helens, USA provoquant 57 morts, 47 ponts détruits, 24 km de chemin de fer et 300 km de routes), les explosions (glissement dû à l'explosion de la carrière de Diaoxiyan 2009 en Chine causant quatre morts et plusieurs disparus en plus des dégâts matériels) ou encore au passage d'engins lourds (cas de fondations de ponts...) et tout autre chargement rapide (remblais, ...).

L'étape de cisaillement est surveillée attentivement avec des prises de photos, afin de montrer avec précision le mode, le plan et la chronologie de rupture de chacune des couches constituant l'échantillon.

A la fin de l'essai, la machine est arrêtée, les données enregistrées par l'unité d'acquisition (ADU) sont directement traitées par le logiciel DS7. Enfin, un rapport détaillé est généré comportant tous résultats et détails de l'essai sous forme de tableaux et de courbes.

7. Avantages et inconvénients des études expérimentales au laboratoire

Les essais au laboratoire présentent quelques avantages tels que : les conditions aux limites sont bien définies, le contrôle du drainage est assuré, le chemin de contraintes est bien connu, la nature du sol est identifiée. En plus, les essais au laboratoire permettent d'identifier plusieurs aspects du comportement du sol : isotropie, anisotropie, effet du temps, influence du déviateur, de la contrainte moyenne,...

Toutefois, ils connaissent aussi des défauts liés principalement au prélèvement d'éprouvettes intactes dans certains sols (sableux). Ils sont lents, car il faut recréer par la phase de consolidation, le champ de contraintes initiales avant de réaliser l'essai. Ils sont susceptibles d'être biaisés par un certain nombre d'erreurs (la présence de jeux au niveau des surfaces de contact et la non-coaxialité dans l'empilage mécanique de la machine d'essai).

- Il est difficile (voire impossible) de varier systématiquement une propriété des grains sans devoir changer de matériau.

- Il est difficile de reproduire le même état initial dans plusieurs expériences (Xiang-Ling LI, 1999).

- Il est difficile d'avoir accès aux variables à l'échelle des grains et des contacts (la position et la forme des grains, les orientations et les forces de contact, etc.), ce qui constitue selon Estrada (2008) une limitation dans l'étude détaillée de la microstructure du milieu.

8. Conclusion

Les matériaux choisis dans cette étude, représentent les sols les plus répandus dans la région de la Grande Kabylie, ils ont permis de reconstituer un nombre important d'échantillons. Les différentes combinaisons réalisées ont permis, de reproduire et de représenter au laboratoire une gamme importante de sols naturels ou artificiels, en mélanges et en couches stratifiées (multicouches).

Les essais réalisés permettent de recueillir des résultats importants sur le comportement mécanique des sols étudiés sous les principales sollicitations que peuvent subir dans la nature.

Les expériences réalisées permettent également d'étudier le comportement des échantillons sous différents aspects, en fonction des différents paramètres variés au cours des essais, (nature du sol, ordre de stratification des couches, leur proportion et leur inclinaison). La présentation des résultats obtenus et leurs interprétations fera l'objet des chapitres suivants.

CHAPITRE IV

ETUDE DU COMPORTEMENT DES SOLS HOMOGENES, HETEROGENES ET ANISOTROPES SOUS SOLLICITATIONS ŒDOMETRIQUES

1. Introduction

Les sols in situ subissent au cours du temps plusieurs types de sollicitations aléatoires dues aux mouvements de l'écorce terrestre. Ils peuvent se déformer sous les cycles de chargement-déchargement qui leur sont appliqués, avec des amplitudes qui peuvent aller de quelques millimètres à quelques mètres.

La prévision de ces déplacements est exigée par les normes. Cependant, les déformations les plus importantes sont celles de certains massifs, qui peuvent durer pendant des périodes longues (quelques mois à quelques dizaines d'années) en fonction de la nature du sol en question. Ainsi, pour estimer les déformations verticales, les ingénieurs ont souvent recours aux essais de compressibilité à l'œdomètre. Ces derniers permettent d'étudier le comportement d'un sol soumis à un accroissement de chargement et en déduire l'amplitude des tassements et la durée nécessaire pour leur stabilisation.

Les essais œdométriques ont l'avantage d'être d'une réalisation assez simple et de permettre la mesure des paramètres mécaniques du sol liés à la compressibilité (la contrainte de préconsolidation σ'_p , l'indice de compression C_c , l'indice de gonflement ou de recompression C_s , le module œdométrique E et le coefficient de consolidation secondaire) et au phénomène de consolidation (le coefficient de consolidation verticale C_v et le coefficient de perméabilité k_v).

Pour déterminer ces paramètres, l'échantillon est chargé par incréments successifs et son tassement est suivi au cours du temps. A chaque étape de chargement, l'enregistrement temporel du tassement se fait selon les trois mécanismes suivants:

- Un tassement instantané (compression des poches d'air);
- Un tassement différé qui correspond au mécanisme usuel de consolidation primaire ;
- Un tassement différé résiduel lié à la consolidation secondaire.

Trois types d'échantillons ont été confectionnés : les échantillons en matériaux homogènes (sable, argile ou marne), les échantillons en mélanges de (sable, argile) et les échantillons en couches stratifiées des matériaux (sable, argile, marne).

L'évolution de leur compressibilité, de leur consolidation et de leur perméabilité est étudiée en fonction de la nature et de la teneur en fines et de l'ordre de stratification des différentes couches.

2. Présentation et discussion des résultats

Les essais œdométriques réalisés dans cette étude selon le mode opératoire prescrit par la norme (XP P 94-090-1) et présentés dans ce chapitre concernent des échantillons homogènes de sable, de marne ou d'argile, des échantillons en mélanges (d'argile + fines sableuses) et (de sable + fines argileuses), ainsi que des échantillons en multicouches (bicouches et tri couches) reconstitués de matériaux sable, marne et argile en couches stratifiées.

Les résultats obtenus sont présentés sous forme de courbes œdométriques (courbes de compressibilité) $e = f(\text{Log } \sigma')$ et de courbe de consolidation $\Delta h = f(\sqrt{t})$ pour des paliers de chargement donné à savoir (15 kPa, 106 kPa et 418 kPa). Sont présentées également les variations de la perméabilité en fonction de la nature des échantillons et des chargements appliqués.

D'une manière générale, les courbes de compressibilité, traduisent les variations de l'indice des vides du sol mesuré à la fin de chaque palier de chargement, en fonction de la contrainte verticale effective correspondante, (Khemissa et Magnan, 2000). Elles peuvent être caractérisées par les paramètres suivants :

- La pression de préconsolidation σ'_p , correspond à l'abscisse du point d'intersection des deux parties rectilignes de la courbe de compressibilité œdométrique. Elle correspond à la contrainte maximale qu'a subi le sol durant son histoire géologique.

Selon (Magnan, 2000), la pression de préconsolidation ne peut être inférieure à la contrainte effective verticale actuelle. En présence d'un tel cas, l'un des deux termes (ou les deux) est erroné (sont erronés) : il se peut, par exemple, que l'essai œdométrique ait été réalisé sur une éprouvette de sol perturbée par les opérations de prélèvement et de taille de l'éprouvette, ou encore, la contrainte effective verticale sur le site du prélèvement ait été mal évaluée.

Si un essai œdométrique est réalisé sur une éprouvette obtenue en laboratoire par sédimentation d'une suspension de sol, d'argile par exemple, la première partie rectiligne de la courbe ne peut pas être retrouvée. Celle-ci n'apparaît qu'après application d'un premier cycle de déchargement-rechargement. Ainsi, l'existence de la pression de préconsolidation est subordonnée à celle d'un chargement appliqué au sol antérieurement à l'essai et dont il a gardé la mémoire.

- La pente de la partie initiale de la courbe : C_s , appelée indice de gonflement (C_s est aussi appelé indice de recompression, pour le distinguer des paramètres caractérisant le comportement des sols gonflants). Il traduit le gonflement ou la recompression du sol au cours du déchargement.

$$C_s = \left| \frac{\Delta e}{\Delta(\log \sigma'_v)} \right| \quad (\text{IV. 1})$$

- La pente de la partie finale de la courbe (courbe vierge) : C_c , appelée indice de compression. Il traduit la compression du sol en phase de chargement.

$$C_c = \left| \frac{\Delta e}{\Delta(\log \sigma'_v)} \right| \quad (\text{IV. 2})$$

En se référant aux essais réalisés dans cette étude; il a été constaté que les courbes de compressibilité obtenues dans la plupart des cas, en terme d'évolution de l'indice des vides en fonction du logarithme de la contrainte effective, présentent une forme régulière et standard correspondant à la description faite par Magnan (2000) dans le cas des sols fins.

Elles sont généralement composées d'un premier cycle de chargement représenté par deux parties sensiblement rectilignes à faible pente et à forte pente, raccordées par une partie courbe. Ensuite, un deuxième cycle de déchargement rechargeant représentant une boucle hystérésis plus ou moins ouverte. Enfin, la courbe se termine par un dernier cycle de déchargement.

Les contraintes de préconsolidation correspondantes traduisent une préconsolidation apparente, induite par la procédure de préparation des échantillons (échantillons reconstitués). La préconsolidation apparente peut être également due aux défauts de saturation initiale (suction initiale) des échantillons. Une saturation imparfaite, peut se traduire par un tassement en fonction du temps, en particulier au début de l'essai par la compression d'air. Par ailleurs, la perméabilité varie en fonction du degré de saturation ; un défaut de saturation pourra donc affecter les valeurs du coefficient de consolidation c_v , surtout dans le cas des faibles charges (Mieussens, 1985).

2.1 Etude de la compressibilité des matériaux homogènes (sable, marne et argile)

Les courbes de la figure IV.1 permettent l'étude de la compressibilité des matériaux sable, marne et argile sous les cycles de chargement et de déchargement appliqués.

Il apparaît, à première vue, que le sable fin présente un comportement totalement différent des matériaux marne et argile. Ceci est évident, le sable fait partie des matériaux granulaires (pulvérulents) qui présentent une structure granulaire totalement différente de la structure des sols fins (cohérents) marne et argile. Les sols granulaires en général et les sables en particuliers présentent une forte résistance sous des chargements statiques alors que cette résistance devient très faible sous des chargements issus de vibrations, ce qui n'est pas le cas des sols fins, (Robitaille et Tremblay, 1997).

Néanmoins, la courbe œdométrique correspondante, diffère de celle présentée par Magnan (2000) caractérisant le comportement des sols pulvérulents (voir figure IV.a), où les déformations sont pratiquement instantanées, dues essentiellement au réarrangement des grains qui constituent le squelette solide du sol et légèrement, à leur déformation en leurs points de contact (déformation élastique). Ainsi, la première partie de la courbe d'après Magnan traduit une variation de volume notable qui provient surtout du réarrangement des grains, tandis que la deuxième partie est faible et provient de la déformation élastique des grains.

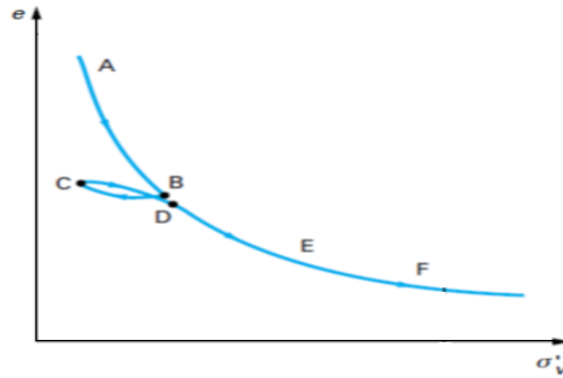
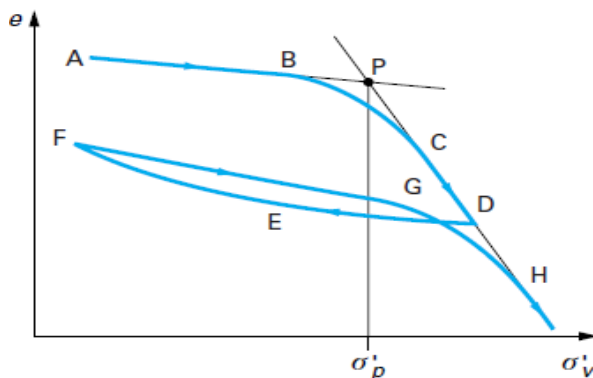


Figure IV. a: Courbe œdométrique d'un sol pulvérulent, selon (Magnan, 2000).

Dans la partie AB de la courbe, la variation de volume est notable et provient surtout du réarrangement des grains. Dans la partie EF, elle est faible et provient de la déformation élastique des grains. Dans le cas où l'éprouvette est déchargée puis rechargée, le comportement du sol n'est pas réversible (trajets BC et CD) ; seule, la part liée à la déformation élastique des grains est récupérée. En pratique, l'essai œdométrique est peu utilisé pour les sables.

Cette différence de comportement peut être liée à la structure granulaire fine et uniforme du sable étudié. En effet, le sable étudié présente un comportement assez comparable à celui évoqué par Magnan (2000) dans le cas des sols fins (voir figure IV. b).



Lors d'un cycle de chargement-déchargement DEFGH, le matériau n'a pas un comportement élastique et présente une boucle d'hystérésis.

Figure IV. b : Courbe œdométrique d'un sol fin, selon (Magnan, 2000).

L'indice des vides initial du sable utilisé dans cette étude est relativement faible ($e_0 = 0,72$). Sous la même énergie de densification (appliquée aux différents échantillons au cours de leur préparation), le sable présente une structure plus compacte, dont l'indice des vides ne diminue que de 9% environ après un chargement maximal à l'œdomètre.

Tandis que, les matériaux argile et marne présentent un indice des vides initial plus important. Par ailleurs, le phénomène du "coussin de caoutchouc" (Arquié 1968 ; Arquié et Morel, 1988) a été observé notamment au cours de la densification des échantillons d'argile ; ce phénomène a fait perturber la structure interne et les liaisons entre les particules argileuses, diminuant par conséquent la compacité des échantillons. Sous le chargement œdométrique maximal appliqué, l'indice des vides initial correspondant diminue d'environ 50 %.

Les cycles de déchargement-rechargement dans le cas du sable sont traduits par des segments de droite presque confondus (superposés) sans apparition de boucle hystérésis. Ceci indique que le matériau reprend les mêmes déformations au cours du rechargement, traduisant la stabilité du matériau après les premières déformations causées par le réarrangement des grains.

La faible recompression du matériau exprimée par le coefficient ($C_s = 0,004$), est expliquée par Magnan (2000) du fait que les grains reprennent leur forme en déchargement (comportement instantané et réversible) après avoir subi certaines compressions en leurs points de contact causées par l'intensité du chargement appliqué.

Les matériaux marne et argile par contre, présentent des courbes œdométriques parfaitement comparables à celles présentées par Magnan (2000) caractérisant le comportement des sols fins. Les courbes correspondant aux matériaux marne et argile ont des allures plus ou moins semblables, néanmoins, elles sont écartées dans les zones hystérésis (relativement ouverte dans le cas de la marne), exprimées lors des cycles de déchargement-rechargement et traduisant de ce fait la non réversibilité (déformation plastique) de ces matériaux (Baligh et Levadoux, 1977) qui présentent des chemins de déformation différents sous un même chargement après un éventuel déchargement.

Les déformations sont généralement élastiques (réversibles) sous faibles contraintes (inférieures à 07 kPa dans le cas de ces matériaux), tandis que des contraintes plus élevées conduisent à des déformations plastiques (irréversibles). La contrainte à partir de laquelle le sol subit des déformations plastiques dépend fortement de ses propriétés mécaniques. Celles-ci sont à leurs tours dépendantes de la densité du sol, de sa structure, de sa composition (teneur en argile et humus) ainsi que de son humidité actuelle. Le fluage ou la rupture sous contraintes de cisaillement ou de traction sont des états limites de déformation du sol (Nguyen, 2008).

L'indice de compression de l'argile étudiée ($C_c = 0,213$) est assez comparable aux résultats présentés par Magnan (2000) concernant l'argile peu plastique de Narborne. Tandis qu'il est assez faible comparativement aux indices de compressibilité enregistrés sur d'autres types d'argiles étudiés par différents auteurs, à savoir :

- L'argile marine profonde du Golfe du Mexique: $C_c = 0,9$ à $1,2$ (Silva et al, 2000),
- L'argile de la baie de Tokyo: $C_c = 1,1$ à $2,0$ (Tanaka et Locat, 1999),
- L'argile de Saguenay, Québec: $C_c = 0,7$ à $1,0$ (Perret et Locat, 1995),
- L'argile de Bothkennar (Ecosse) : $C_c = 1,0$ à $1,5$ (Smith et al, 1992 ; Hight et al, 1992),
- L'argile sensible du Canada: $C_c = 0,5$ à $3,5$ (Leroueil et al, 1983).

Ces différents points de comparaison restent d'ordre indicatif, puisque les matériaux évoqués n'ont pas les mêmes caractéristiques que le matériau étudié. La compressibilité des argiles dépend de leur nature minéralogique et de leur microstructure. Selon Mitchell (1993), la compressibilité varie de 0,19 à 0,28 pour les kaolinites, de 0,50 à 1,10 pour les illites et de 1,0 à 2,6 pour les montmorillonites. Ainsi, la faible valeur de C_c de l'argile étudiée, peut être due à l'existence d'une fraction importante de kaolinite.

Cependant les valeurs de C_c déterminées expérimentalement pour l'argile et la marne étudiées ne concordent pas parfaitement avec celles calculées par la formule de Skempton ($C_c = 0,009 [w_L - 10]$) ; ceci indique que la compressibilité des matériaux étudiés ne dépend pas uniquement de leur limite de liquidité.

Il a été constaté en outre, que les écarts sont importants entre l'indice des vides initial et final de chacun des matériaux (marne et argile), avec une recompression (gonflement) plus sensible dans le cas de la marne ($C_s = 0,043$).

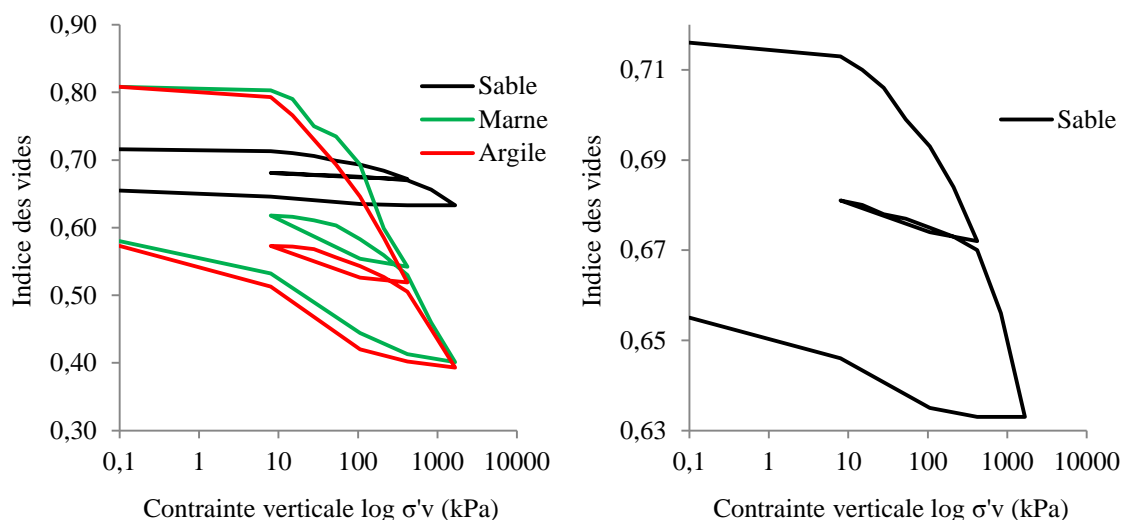


Figure IV. 1: Courbes de compressibilité des matériaux (sable, marne et argile).

La marne composée fortement d'argile peut être sensiblement influencée par les propriétés argileuses. Au niveau macroscopique, si les liaisons sont fortes (cas des illites), les molécules d'eau supplémentaires ne pourront pas s'engager dans les espaces interfeuillet. Au contraire, lorsqu'elles sont faibles (cas des smectites), plusieurs couches de molécules d'eau peuvent être adsorbées dans les espaces interfeuillet. La distance entre les feuillet et donc le volume macroscopique, varie ainsi sous forme de gonflement et de retrait en fonction du degré de saturation (Gaombalet, 2004).

Selon Martins et al (2001), les mécanismes liés à la compressibilité des sables et des argiles sont tout à fait différents. Dans le cas d'un sable propre, les contraintes sont directement transmises par les contacts inter-grains. En revanche, pour les argiles, ce sont les forces physico-chimiques qui jouent un rôle important (Boussaid 2005).

2.2 Etude de la compressibilité des sols hétérogènes, mélanges de (sable, argile)

La compressibilité du sable et celle de l'argile représente les cas de comportement les plus extrêmes ; ainsi, des réponses intermédiaires peuvent exister pour d'autres types de sol (mélanges), sachant que ces sols sont très abondants dans la nature. À cet effet, des essais de compressibilité à l'œdomètre sont réalisés sur des mélanges d'argile avec différentes proportions de fines sableuses et des échantillons de sable à différentes teneurs en fines argileuses. Ces essais permettent d'étudier le comportement de ces mélanges en fonction de la nature et de la teneur en fines.

2.2.1 Etude de la compressibilité des mélanges (sable + fines argileuses)

L'influence des fines argileuses est très sensible sur le comportement des sables (mélanges) comme le montre la figure IV.2.a. Selon Xiang-Ling LI (1999), certains sols peuvent montrer des propriétés argileuses dès que la teneur en argile dépasse les 3 %. Ceci apparaît clairement sur le comportement à l'œdomètre du sable étudié.

En effet, les courbes correspondant aux mélanges (sable + fines argileuses) sont décalées de celles correspondant au sable seul dès le premier ajout de fines (10%). Elles montrent de ce fait une diminution considérable des indices des vides initiaux et finaux. Les propriétés minéralogiques des particules d'argile leurs permettent en présence d'eau de constituer un lubrifiant facilitant le glissement et le réarrangement des grains de sable. En outre, leur taille et leur texture leur permettent d'occuper les vides restant entre les grains, ce qui réduit ainsi le volume des vides dans le cas de certains mélanges et augmente par conséquent leur compacité.

Néanmoins, les fines argileuses (en forte proportion) en plus des vides qu'elles occupent, elles arrivent parfois à envelopper complètement les grains de sable (Alonso et al, 1987). Dans ce cas, la pâte argileuse joue un rôle principal dans le comportement du mélange. Elle est donc soumise à une contrainte significative mais différente de celle subie par l'échantillon du fait de l'arrangement granulaire.

Au gonflement ou à la compression de ces particules à l'échelle moléculaire, sachant qu'elles se déforment facilement autour des grains de sable, notamment, à l'état humide, (Pitman et Roberston, 1994), le même comportement se traduit ainsi à l'échelle macroscopique du mélange.

Cependant, la structure des mélanges s'affaisse d'autant plus rapidement que la proportion en argile est exagérée. Au-delà d'une certaine proportion nécessaire à remplir les vides existants entre les grains de sable dans son état de compacité actuel (elle ne dépasse pas les 10% dans le cas de cette étude), les mélanges deviennent de plus en plus compressibles et gonflants en fonction de leur teneur en fines. Les mêmes résultats et les mêmes constatations ont été faites par Kacprzak (2006) et Kouloughli et Bencheikh (2007) dans leurs travaux de recherche sur des mélanges (sable, argile).

À 30 % de fines, la boucle hystérésis traduisant le comportement irréversible du mélange a tendance à s'ouvrir légèrement, (voir figure IV.2.b, courbe S+30%). Dans le cas des sols sableux, la plus grande partie du volume des pores est du type inter-grains, ainsi, les plaquettes argileuses en excès dans cette situation, se présentent comme des connecteurs et des couvertures des grains, ce qui explique la sensibilité du mélange à la compression et au gonflement.

Les résultats obtenus confirment l'hypothèse qui consiste à considérer que le comportement et plus particulièrement la compressibilité d'un mélange, sont influencés par le taux de la fraction argileuse jusqu'à une valeur limite supérieure, au-delà de laquelle, la probabilité pour que deux grains de sable se mettent en contact diminue. Les grains peuvent se retrouver enfermés à l'intérieur de la pâte fine, tel qu'il a été montré par Alonso

et al (1987) et Thevanayagam et al (2002). Par conséquent, le rôle de la fraction argileuse devient de plus en plus prépondérant.

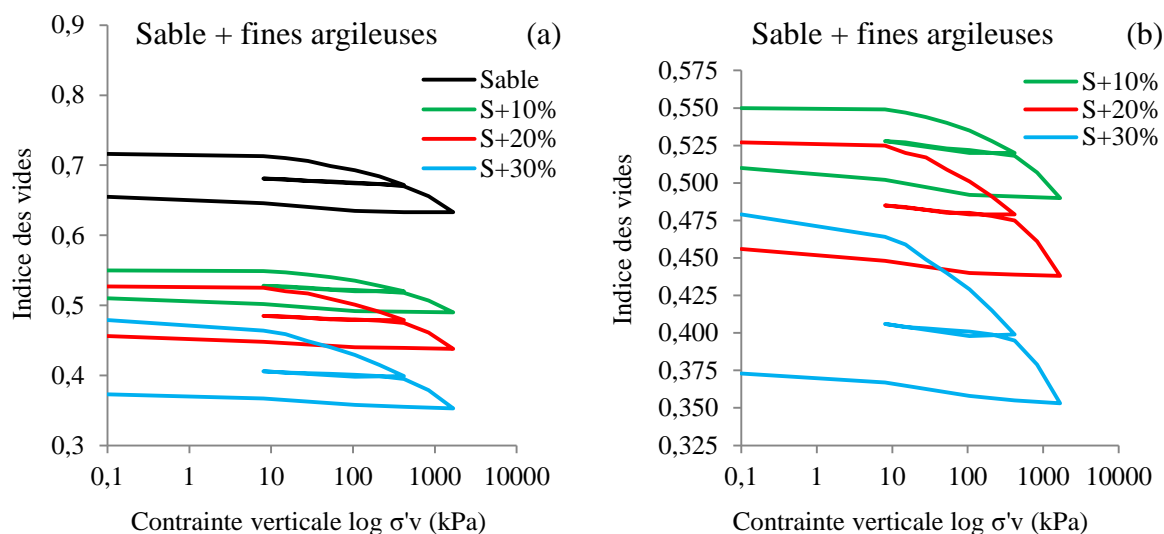


Figure IV. 2: Courbes de compressibilité des mélanges (sable + fines argileuses).

Cependant, en se basant sur les différentes études réalisées dans ce domaine par Azam, (2007) ; Cola, (2002) ; Tanaka et al, (2001) et Kimura et al, (1994), il a été constaté que la détermination de cette proportion d'argile peut dépendre de plusieurs paramètres, principalement, de la nature et de l'état de compacité du sable, ainsi que de la nature minéralogiques et donc de la sensibilité des fines argileuses ; cette proportion peut varier même en fonction du type de sollicitations auxquelles est soumis le mélange. Elle est déterminée à 20% par Boussaid, (2005) ; tandis qu'elle varie de 20% à 30% d'après Yang, (2006), alors qu'elle est estimée à 30% dans d'autres recherches effectuées par Boussaid et al (2003) ; Lade et al (1998) ; Reiffsteck (2005) et Reiffsteck et al (2007).

2.2.2 Etude de la compressibilité des mélanges (argile + fines sableuses)

La figure IV.3 montre par contre, qu'une teneur en fines sableuses ne dépassant pas 10% n'influe pratiquement pas sur le comportement des mélanges à l'œdomètre. Les courbes avant et après ajout de fines sont pratiquement identiques. Cette quantité de fines sableuses semble insignifiante pour affecter l'argile d'une propriété sableuse. Les fines sableuses sont noyées dans la pâte argileuse selon les modèles de matrices (sable, argile) présentés par Collins et al, (1974) et Alonso et al, (1987).

Au-delà de 10% de fines sableuses, apparait un écart continu entre les courbes œdométriques (figure IV.3). Ceci traduit la transition progressive du comportement des mélanges d'un sol argileux vers un sol argilo-sableux.

Le phénomène du coussin de caoutchouc constaté au cours de la préparation des échantillons d'argile s'atténue avec l'augmentation de la teneur en fines sableuses. Ces dernières avec leur nature rugueuse présentent une structure des mélanges légèrement plus dense. En effet, les courbes s'organisent de manière cohérente. Les indices des vides initial et final se réduisent davantage avec la teneur en fines sableuses, néanmoins, la gamme de

leur évolution reste importante et la compressibilité du matériau présente une faible diminution. Des résultats comparables sur des argiles sableuses sont exposés par Nasreddine (2004).

Le caractère compressible et gonflant des argiles étudiées diminue légèrement en fonction de la teneur en fines sableuses. Ces dernières notamment en faible proportion (10%), joue un rôle secondaire car les efforts sont transmis directement à la pâte argileuse qui laisse les fines sableuses pratiquement libres. Ainsi, la compressibilité du mélange est essentiellement pilotée par l'argile (généralement compressible).

Ce phénomène par contre est souvent rencontré dans le cas des sables contenant une faible teneur en fines argileuses à l'état liquide, qui n'arrive même pas à remplir les vides entre les grains, ce qui fait que son intervention selon Kacprzak (2006) est très limitée dans la compression ou le gonflement du mélange.

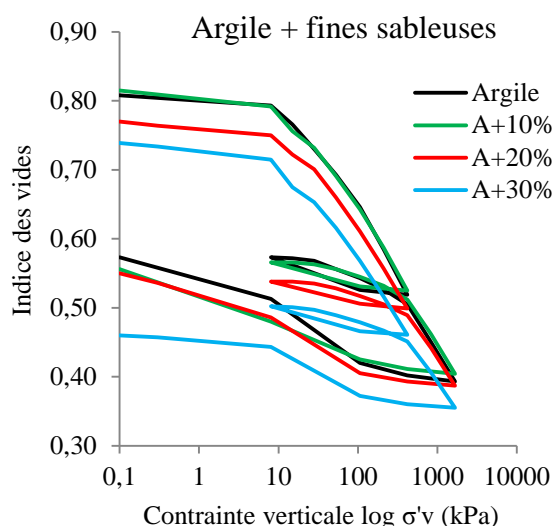


Figure IV. 3: Courbes de compressibilité des mélanges (argile + fines sableuses).

2.2.2.1 Evolution de l'indice des vides en fonction de la teneur en fines

La figure IV.4 montre l'effet de la teneur en fines sur l'évolution des deux indice des vides initial (maximal) au premier chargement et minimal (sous la contrainte la plus élevée), dans le cas des mélanges (sable + fines argileuses) et (argile + fines sableuses).

Les deux indices des vides (maximal et minimal) varient dans un intervalle ne dépassant pas les 10% en fonction de la teneur en fines sableuses (cas des mélanges d'argile + fines sableuses). Tandis que cet intervalle de variation atteint les 40% en fonction de la teneur en fines argileuses (cas des mélanges de sable + fines argileuses).

Ceci permet de constater que l'effet des fines argileuses sur les sols sableux est plus sensible que l'effet des fines sableuses sur le comportement des argiles. Les fines argileuses occupent facilement les vides entre les grains de sable ce qui fait diminuer la proportion des vides inter-grains. Par contre les fines sableuses s'insèrent difficilement entre les particules argileuses structurées en feuillets (Collins et al, 1974).

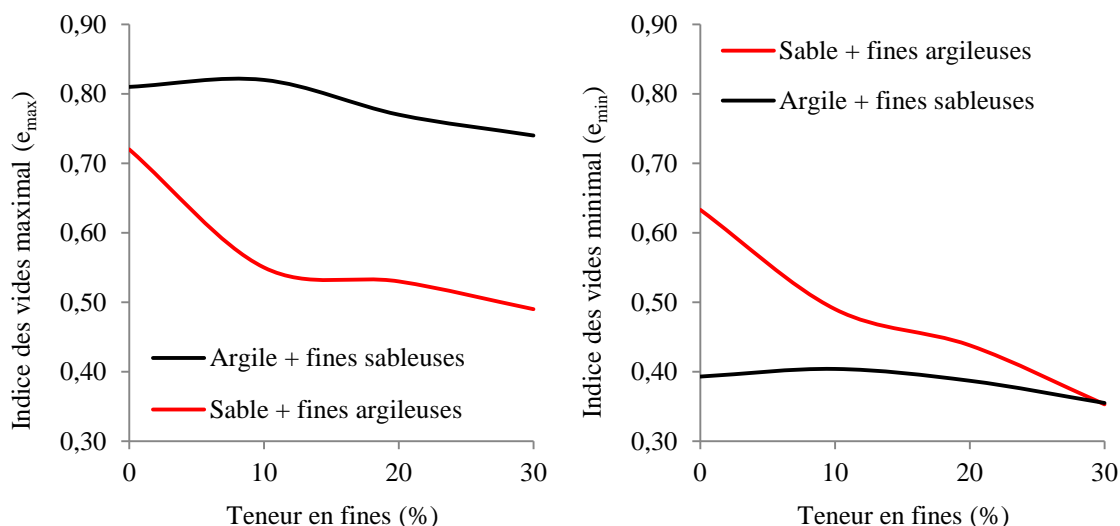


Figure IV. 4: Influence de la teneur en fines sur l'évolution des indices des vides.

2.2.2.2 Evolution des indices de compression et de gonflement en fonction de la teneur en fines

L'effet des fines sableuses sur les indices de compression et de gonflement dans le cas des mélanges (argile + fines sableuses) n'apparaît qu'à des proportions supérieures à 10% (voir figure IV.5). Cependant, la gamme de variation maximale de C_c et C_s ne dépasse pas 08% et 12% respectivement. Ceci implique qu'en fonction de la teneur en fines sableuses, l'atténuation de la sensibilité du mélange au gonflement est plus significative qu'à la compression.

Ceci peut être dû à la nature minéralogique des fines sableuses riches en quartz et en feldspath, caractérisés par une structure non gonflante. Ainsi les fines sableuses ont plus de tendance à diminuer de volume par réarrangement qu'à se gonfler, ce qui se reflète à l'échelle macroscopique sur le comportement du mélange.

Contrairement aux fines sableuses, les fines argileuses par contre présentent une influence remarquable sur les indices de compression et de gonflement des mélanges (sable + fines argileuses).

Pour une teneur en fines argileuses de 10 %, l'indice de compression diminue légèrement du fait que le mélange présente une structure plus dense, les vides entre grains sont à peine remplis de fines. Dans ce cas, les grains ne sont pas enveloppés de particules argileuses, ainsi le gonflement du mélange ne se manifeste pratiquement pas.

Au-delà de cette quantité de fines, les vides inter-grains sont saturés de fines, ensuite, les grains de sable sont de plus en plus dispersés et entourés de fines argileuses, dans ce cas, l'argile contribue efficacement au comportement du mélange, ainsi les indices de compressions et de gonflement sont de plus en plus significatifs, et évoluent dans le même sens que le taux de fines (voir figure IV.5).

L'indice de compression C_c qui précise la sensibilité du sol au tassement est nettement affecté par la proportion des fines argileuses dans le mélange (il accroît d'environ 48%

pour une teneur en argile de 30%). L'indice de gonflement également évolue dans le même ordre (il augmente d'environ 40%).

Cependant, les mêmes constatations ont été faites par Boussaid (2005). Dans le même sens, Yin (1999) dans ses travaux sur les sols en mélanges a également observé un accroissement de l'indice de compression avec l'augmentation de l'indice de plasticité (I_p) lié à la proportion et à la sensibilité des fines.

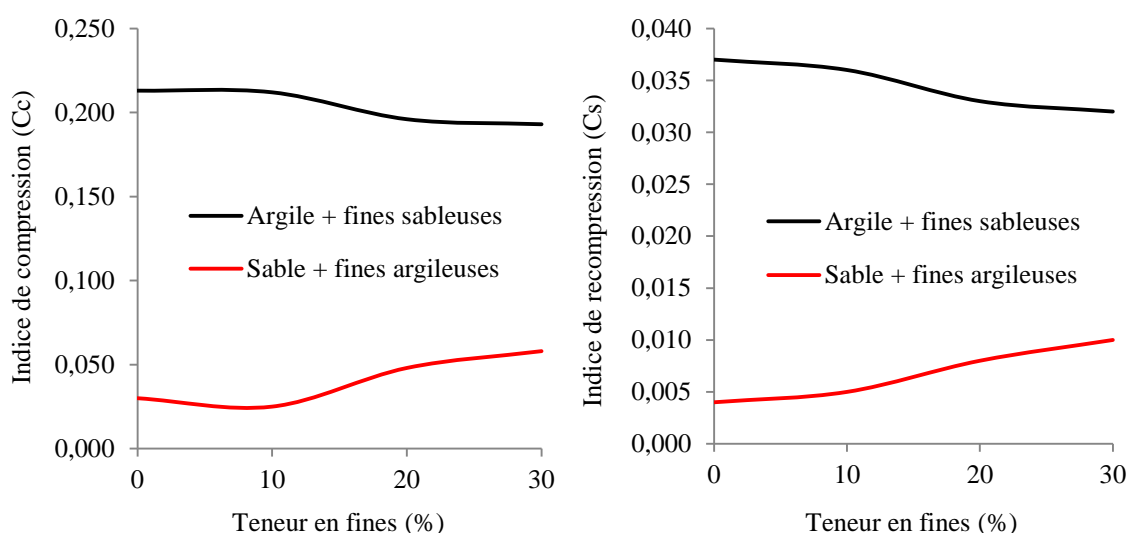


Figure IV. 5: Influence de la teneur en fines sur l'évolution des indices (C_c et C_s).

Terzaghi et Peck (1967), supposent que C_s est égal de 5 % à 10 % de C_c . Tandis que, d'autres auteurs suggèrent pour les argiles un éventail de 10% à 20%.

Cet intervalle correspond parfaitement aux résultats obtenus sur les échantillons en argile et en mélanges (argile + fines sableuses) où $C_s \approx 17$ % de C_c .

Tandis que, dans le cas des sables et des mélanges (sable + fines argileuses), C_s est égal de 13 % à 20 % de C_c .

2.3 Etude de la compressibilité des sols anisotropes (sols en couches stratifiées)

Malgré leur abondance dans la nature, et leur utilisation répétée au cours des différentes activités de génie civil, les sols en multicouches (stratifiés) sont rarement traités dans les travaux de recherche en géotechnique. Les méthodes et les hypothèses classiques de la mécanique des sols, consistent à isoler et à étudier chacune des couches à part, ensuite, de faire le cumule ou la moyenne des résultats obtenus sur toutes les couches pour en évaluer enfin le comportement global du multicouches.

Cependant, ces méthodes négligent certains facteurs et phénomènes d'interaction entre les différentes couches qui révèlent d'une importance capitale. L'influence des couches les unes sur les autres peut modifier sensiblement le comportement global du massif.

En se basant sur des échantillons reconstitués en couches superposées des matériaux (sable, argile et marne) suivant plusieurs combinaisons et soumis aux essais de compressibilité à l'œdomètre ; cette étude permet effectivement de montrer l'interaction entre les couches, ainsi que l'influence de l'ordre de leur stratification et de leur proportion sur le comportement global du multicouche (bicouches et tri-couches).

2.3.1 Influence de l'ordre de stratification des couches sur la compressibilité des multicouches

Les résultats présentés sur la figure IV.6 montrent que la compressibilité des bicouches étudiés est généralement liée à la nature (sensibilité) de la couche supérieure en contact direct avec le chargement appliqué. Les bicouches dont la couche supérieure est de faibles caractéristiques (comparativement à la couche inférieure) présentent un comportement plus compressible. En effet, les échantillons reconstitués d'argile sur marne (A-M), d'argile sur sable (A-S) et de marne sur sable (M-S) montrent une compressibilité plus importante que ceux reconstitués de marne sur argile (M-A), de sable sur argile (S-A) et de sable sur marne (S-M) respectivement.

L'effort vertical est repris en forte intensité par les couches supérieures, ensuite, il se transmet en s'atténuant vers les couches inférieures les plus profondes. De même, le gonflement des bicouches paraît plus important dans le cas où la couche la plus sensible à ce phénomène est en surface libre (en couche supérieure).

Ces résultats montrent que l'ordre de stratification des couches influe sur le comportement global du multicouche. Cette influence est de plus en plus sensible que la différence entre les caractéristiques (minéralogiques et mécaniques) des couches est importante et apparaît de plus en plus en fonction de l'augmentation des contraintes verticales et devient plus sensible au-delà du premier cycle de chargement.

Le comportement à l'œdomètre d'un multicouche, n'exprime pas la moyenne du comportement des matériaux (couches) qui le compose. En effet, l'influence des couches les unes sur les autres peut se produire suivant plusieurs formes.

La première influence a été constatée au cours de la préparation des échantillons. En présence de couches inférieures molles, l'énergie de densification est amortie, par conséquent, cette énergie n'est pas la même transmise sur les couches supérieures, ce qui crée des indices des vides et des densités différentes.

D'autres influences peuvent apparaître sous forme de (surcharges, pressions interstitielles, perméabilité, succion, ...). Un sable se comporte seul comme un matériau drainant, tandis que sa perméabilité peut se réduire considérablement entre deux couches argileuses ou marneuses, ce qui peut générer des surpressions interstitielles importantes au cours du chargement. De même, une argile positionnée en couches supérieures gonfle considérablement, tandis que son gonflement peut être atténué en couches inférieures sous le poids d'autres couches.

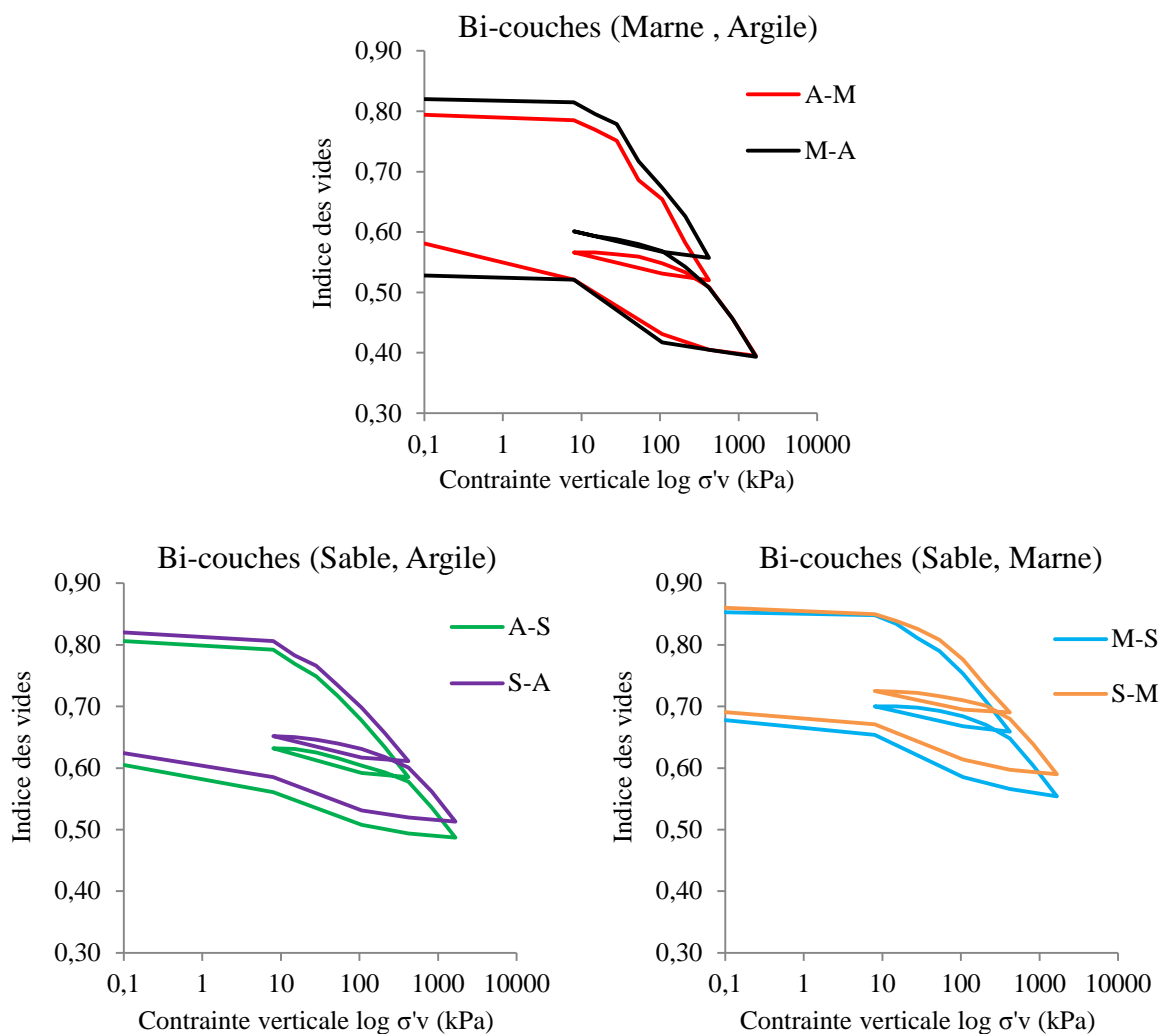


Figure IV. 6: Effet de l'ordre de stratification des couches sur la compressibilité des échantillons en bicouche.

2.3.2 Etude de la compressibilité d'un sol traversé par une couche de nature différente (tri-couche)

Les figures IV.7 et IV.8 permettent d'étudier le comportement à l'œdomètre d'un massif de sol traversé par une couche de nature différente. Ce type de multicouche est souvent rencontré sous forme naturelle suite aux formations géologiques de sols stratifiés, ou encore sous forme artificielle suite aux remblais issus des travaux de terrassement.

2.3.2.1 Cas d'un sable traversé par une couche de marne ou d'argile (S-M-S) et (S-A-S) respectivement

La présence d'une couche d'argile ou de marne influe sensiblement sur le comportement du sable à l'œdomètre (voir figure IV 7). L'indice des vides initial augmente sensiblement (d'environ 15 %). Ceci peut être dû au fait que la présence d'une couche molle (argile ou marne) influe sur l'intensité de l'énergie de densification exercée par coups lors de la préparation du multicouche, notamment sur la couche de sable supérieure, ainsi les trois couches peuvent présenter des densités et des indices des vides totalement différents. Par

conséquent, l'indice des vides total moyen du multicouche est supérieur à celui du sable seul, tandis qu'il est pratiquement égal aux indices des vides enregistrés pour les matériaux marne et argile.

Sous l'effet du chargement appliqué, le tri-couche présente un comportement très compressible. D'abord, les vides inter-granulaires se réduisent au niveau de la couche de sable supérieure (mal compactée initialement) et en contact direct avec le chargement, ensuite, intervient l'effet de la structure minéralogique et les propriétés colloïdales des sols fins saturés en feuillets (couche de marne ou d'argile au milieu) pour amplifier les phénomènes de compression et de gonflement.

La couche de sable inférieure étant assez densifiée (sans aucune influence de la couche molle), ainsi, son indice des vides ne peut être modifié que sous l'effet de fortes contraintes.

Par ailleurs, la nature de la couche ne présente pratiquement aucune influence. En effet, les multicouches (S-A-S et S-M-S) se comportent exactement de la même manière, les courbes sont pratiquement identiques et se superposent parfaitement, à l'exception d'un léger décalage au cours du dernier cycle en déchargement.

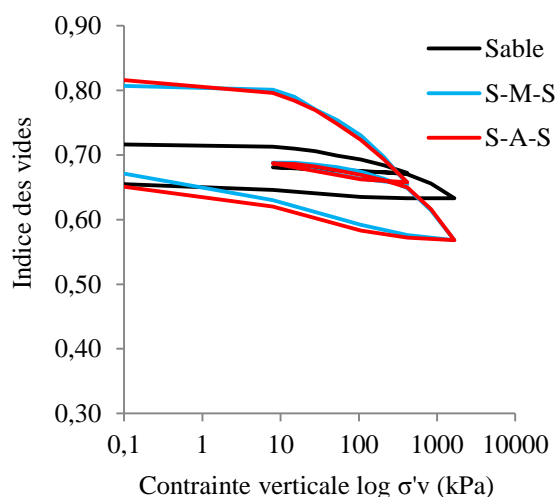


Figure IV. 7: Compressibilité des échantillons (S-M-S) et (S-A-S).

Cette similitude de comportement peut être due d'une part, au fait que le sable en forte proportion gouverne le comportement de ce type de multicouche et d'autre part, au fait que l'argile et la marne utilisées sont issues du même site.

La marne est constituée majoritairement d'argile (Pejon et al, 1997), et elle présente selon Delahaye et Leroux (1975) un caractère évolutif en présence d'eau. En effet, à l'état humide et sous les mêmes conditions initiales, les mélanges (S-M-S) et (S-A-S), vis-à-vis de la compression et du gonflement, se comportent presque de la même manière.

2.3.2.2 Cas d'une argile ou d'une marne traversée par une couche de sable

L'influence de la présence du sable dans les massifs marneux ou argileux est très sensible sur leur comportement (voir figure IV.8).

Les courbes représentant les massifs d'argile ou de marne et celles correspondant aux tricouches (A-S-A et M-S-M) respectivement sont assez différentes. La couche de sable ne dépassant pas 30 % du volume total des échantillons fait diminuer leur compressibilité d'environ 20 %. Leur comportement irréversible s'atténue (boucles hystérésis moins ouvertes), tandis que leur aptitude au gonflement reste constante.

Le sable d'une part se comporte comme un matériau de faible compressibilité sous chargement statique (Robitaille et Tremblay, 1997), ce qui fait limiter la proportion compressible dans l'échantillon, et d'autre part intercepte la continuité du massif argileux ou marneux, ce qui fait réduire l'élanement des couches et augmenter par conséquent leur résistance.

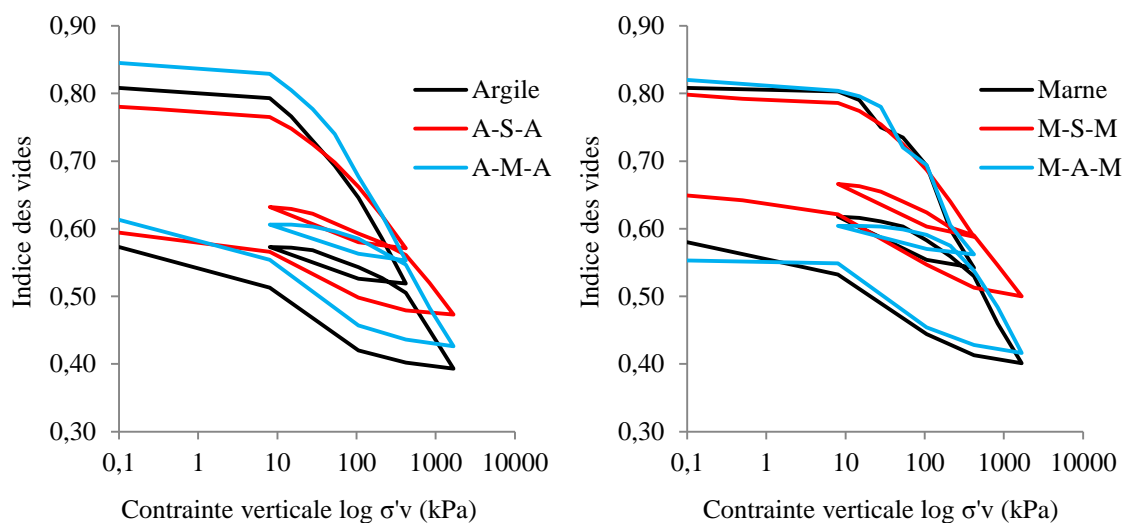


Figure IV. 8: Compressibilité des échantillons (A-S-A) et (M-S-M).

Cependant, l'effet du sable est beaucoup plus sensible sur le comportement des argiles et des marnes, tandis que l'effet des marnes et des argiles les unes sur les autres dans ce cas n'est pas vraiment significatif. Ceci, n'est pas toujours valable, du fait qu'il existe plusieurs types de ces matériaux dont les caractéristiques minéralogiques, mécaniques et hydrauliques peuvent être très différentes.

Par ailleurs, les différents échantillons, présentent de faibles tassements pour des contraintes inférieures à celles appliquées lors de leur préparation. Au-delà de cette contrainte, les déformations deviennent de plus en plus importantes et irréversibles. Apparaît ainsi le concept de contrainte de préconsolidation, indiquant que le matériau semble garder une mémoire de sa contrainte de compactage. Ce phénomène a été exposé par Boussaid et al (2005), sur les mélanges de (sable, argile) pour lesquels les tassements étaient négligeables qu'après application d'un chargement supérieur à la contrainte de compactage appliquée à la préparation des échantillons.

2.3.3 Effet de la proportion des couches sur le comportement des sols en multicouches

La figure IV.9 permet d'étudier l'évolution de la compressibilité et du gonflement des échantillons en fonction de la proportion des couches. A titre d'exemple : les échantillons

de (sable), (S-A-S), (A-S et S-A), (A-S-A) et (d'argile), traduisent les proportions en sable suivantes : 100%, 70%, 50%, 30% et 0% respectivement, auxquelles correspondent les proportions d'argile suivantes : 0%, 30%, 50%, 70% et 100% respectivement.

L'influence de la proportion (épaisseur) des couches est d'autant plus sensible que la différence entre la nature des couches est importante (forte anisotropie). Par ailleurs, le comportement du multicouche est généralement gouverné par celui des couches compressibles même en faibles épaisseurs. En effet, dans le cas des multicouches de (sable, argile) et de (sable, marne), les courbes de compressibilité se décalent fortement dès la présence d'une couche d'argile ou de marne d'environ (30%). Cette influence devient de plus en plus importante en fonction de l'accroissement de leurs proportions mais pas d'une manière proportionnelle à la proportion des couches.

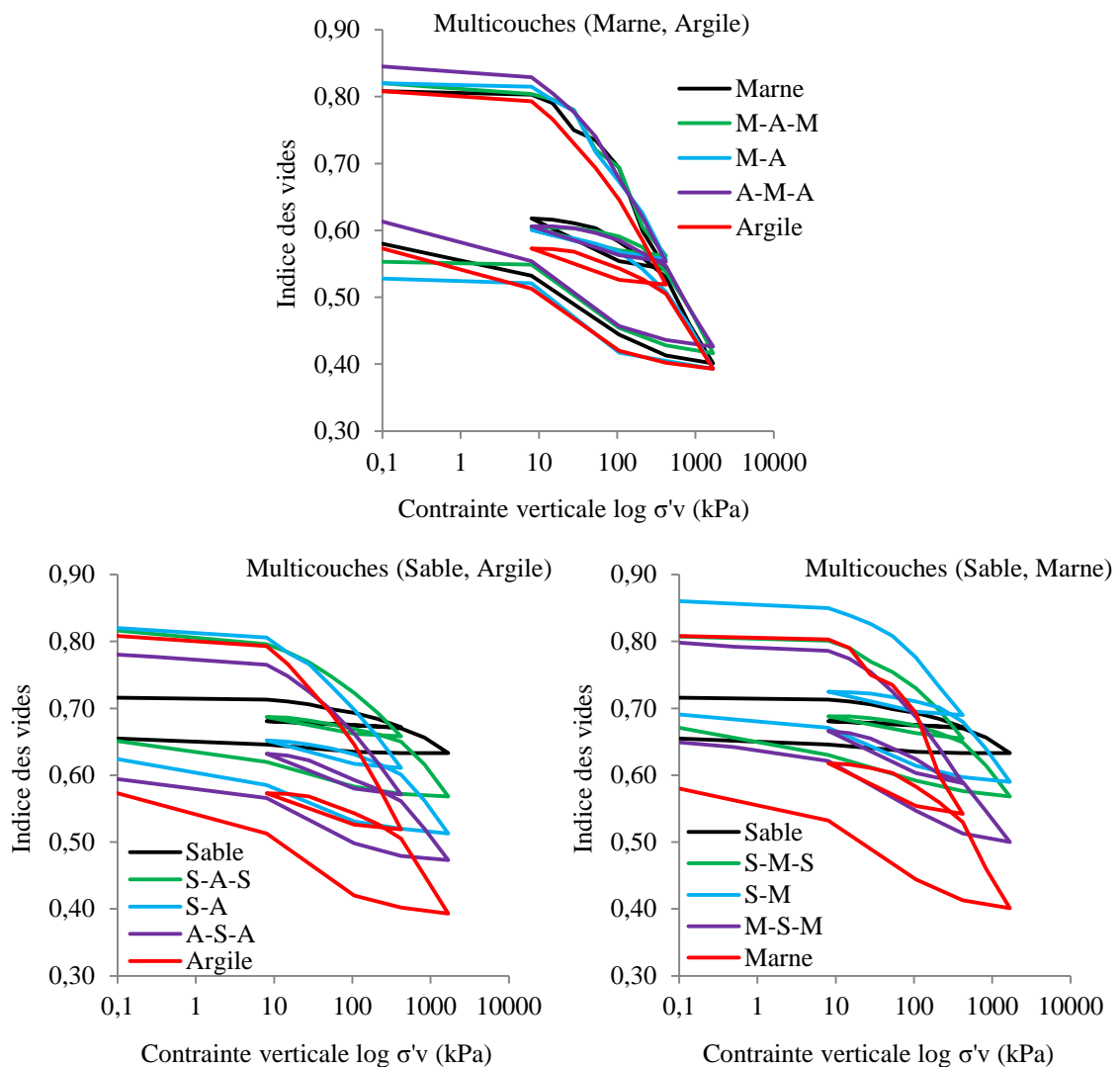


Figure IV. 9 : Effet de la proportion des couches sur la compressibilité des multicouches.

Dans le cas des multicouches (d'argile, marne) par contre, les courbes correspondantes présentent pratiquement les mêmes allures et s'inscrivent toutes dans la même gamme à quelques détails près. Ceci est sans doute lié à la similitude des caractéristiques mécaniques des deux matériaux à l'état humide. Néanmoins, les échantillons dont le

matériau marne est dominant sont légèrement plus gonflants. Effectivement, ce matériau d'après Dunoyer (1966) peut contenir des minéraux sensibles (gonflants).

Il a été constaté pour les différents échantillons (avec un degré moindre dans le cas du sable) que l'indice des vides varie légèrement en phase de déchargement alors que cette variation est très sensible en phase de chargement. Cette différence de pente selon Nguyen (2008) traduit la contribution importante de déformation irréversible pendant la mise en charge et la faible restitution élastique en déchargement.

Les pentes obtenues lors du cycle intermédiaire de déchargement-rechargement sont souvent similaires à celles de l'étape finale de déchargement. Cette remarque concorde parfaitement avec les résultats obtenus par Kacprzak (2006) ; par contre, elle paraît contradictoire avec celle de Wood (1990) qui indique que la pente C_s dépend de la contrainte maximale atteinte.

2.4 Etude de l'évolution des tassements en fonction du temps (consolidation)

La consolidation d'un sol, est le phénomène conduisant à la dissipation des surpressions interstitielles, et à la diminution du volume du sol (tassement) au cours du temps sous les charges qui lui sont appliquées (Magnan, 2000).

L'application rapide d'une charge à la surface d'un massif ou d'une éprouvette de sol se traduit, à l'instant initial, par l'apparition des surpressions interstitielles (excès de pression par rapport à la distribution d'équilibre, généralement hydrostatique) dans la phase liquide du sol. S'il existe des possibilités de drainage aux limites du massif ou de l'éprouvette, il s'établit un écoulement. Au cours de cet écoulement, les surpressions interstitielles diminuent, les contraintes effectives augmentent et le volume du sol diminue à une vitesse compatible avec la vitesse d'écoulement de l'eau hors du sol.

Les courbes de consolidation représentent, pour chaque palier de chargement, les variations de l'épaisseur de l'éprouvette en fonction du temps, (Khemissa et Magnan, 2000). Cependant, trois parties sont à distinguer sur ces courbes :

- La compression initiale ou instantanée, lors de l'application de la charge ;
- La consolidation primaire, qui correspond à la dissipation de la pression interstitielle, elle présente le phénomène prépondérant ;
- La compression secondaire, qui se poursuit dans le temps après la dissipation de la surpression interstitielle.

Les courbes de consolidation fournissent, d'une part, le coefficient de consolidation (C_v) correspondant au palier de chargement considéré, et d'autre part, le coefficient de perméabilité (k_v) déduit de C_v en utilisant un module œdométrique.

La valeur du coefficient de consolidation verticale c_v qui permet l'estimation de la durée du tassement (LCPC, 1973) peut être déterminée par différentes méthodes (Lambe et Whitman, 1969). Les plus courantes sont des méthodes graphiques proposées par Taylor, Casagrande, Asaoka (1978) et développées par la suite dans les articles de Magnan et Mieussens (1980) et Magnan et Deroy (1980).

La méthode de Taylor (voir norme XP P 94-090-1) recommandée par les Laboratoires des Ponts et Chaussées est la même adoptée par le logiciel de traitement des données de l'appareillage utilisé dans cette étude. Selon (Mieussens et al, 1985), la méthode de Taylor est conseillée, du fait qu'elle permet d'obtenir des valeurs de c_v sensiblement moins influencées par les différents problèmes rencontrés à l'essai œdométrique. Par contre, cette méthode d'après Magnan et Deroy (1980) a pour inconvénient de nécessiter des mesures fiables et assez nombreuses en début d'essai, du fait qu'elle analyse le début de la consolidation et l'erreur est facilement commise sur la partie de la courbe à linéariser, d'où des valeurs trop fortes du coefficient de consolidation.

Cependant, ce problème ne se pose pas, et la fiabilité des lectures est généralement satisfaite par le système d'acquisition de données dans le cas des appareils numériques (tel le cas du matériel utilisé dans cette étude).

En se basant sur la méthode de Taylor, le coefficient de consolidation d'une éprouvette saturée est donné par la formule :

$$c_v = T_v \frac{h^2}{t} \quad (\text{IV. 3})$$

Pour un degré de consolidation de 90% ($t = t_{90}$) et $T_v = 0,848$.

$$c_v = 0,848 \frac{h^2}{t_{90}} \quad (\text{IV. 4})$$

Avec : h : distance de drainage de l'éprouvette (épaisseur si l'éprouvette n'est drainée que d'un côté ; demi-épaisseur si l'éprouvette est drainée par ses faces supérieure et inférieure).

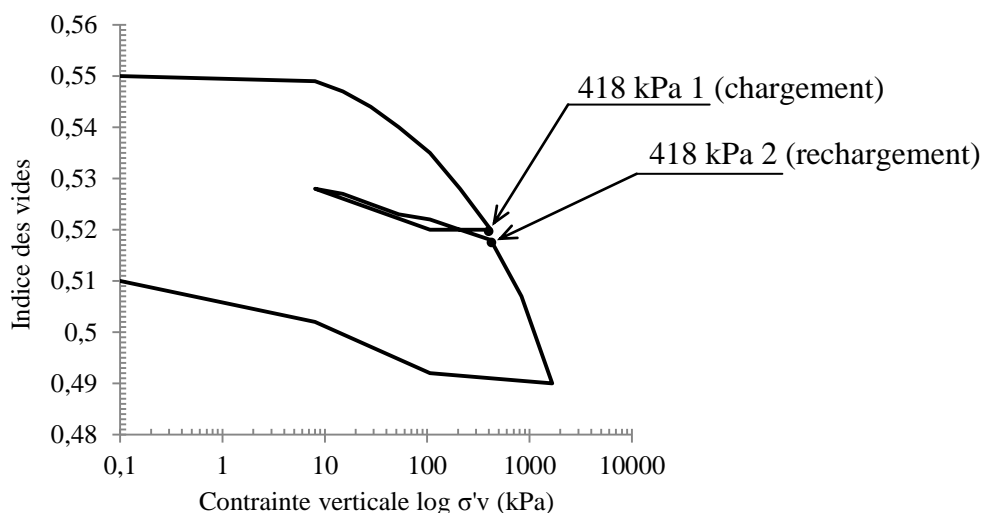


Figure IV. 10: Paliers de chargement et de rechargement (418 kPa 1 et 418 kPa 2).

Les courbes de consolidation tracées suivant la méthode de Taylor permettent l'étude du tassement en fonction de la racine carrée du temps pour des paliers de chargement de (15 kPa, 106 kPa et 418 kPa). Elles permettent également, de montrer l'effet des cycles déchargement-rechargement sur le comportement des échantillons en comparant les

courbes de consolidation correspondant aux paliers de 418 kPa en premier cycle de chargement (418 kPa 1) et en deuxième cycle de chargement (rechargement : 418 kPa 2) comme le montre la figure IV.10.

2.4.1 Etude de la consolidation des matériaux homogènes (argile, marne et sable)

Les courbes de consolidation obtenues montrent deux parties essentielles. La première partie représente un tassement instantané des matériaux qui s'achève effectivement au bout de quelques secondes comme il a été évoqué par Boucly-Norotte, (1991). Dans ses travaux de recherche sur les argiles molles de Tunis, Touiti Bouebdellah (2009), a expliqué ce phénomène par l'existence de phases de déstructuration et de phases de restructuration dû à la sensibilité du matériau.

Le tassement instantané par contre dans le cas du sable, peut être le résultat de réarrangement rapide des grains sous l'effet du chargement, de leur compression (réversible) au niveau de leurs points de contact ou encore de leur cassure suivant les microfissures préexistantes, notamment sous l'effet des fortes contraintes.

La consolidation dans ce cas se réduit à une compression non drainée. Le volume des vides a tendance à diminuer, tandis que les pressions interstitielles augmentent. Ce tassement est à attribuer à la compressibilité du mélange air-eau occupant les vides du sol (Felix, 1981). Dans un premier temps, l'écoulement du fluide interstitiel n'exerce aucune influence sur la déformation du sol.

Le phénomène de tassement instantané d'après Mieussens (1985) est lié généralement aux défauts de saturation au cours de l'essai notamment dans le cas des sols fins difficiles à saturer. D'ailleurs ce phénomène est plus apparent dans le cas des matériaux argile et marne, tandis qu'il est très faible dans le cas du sable (voir figure IV.11).

La valeur maximale est atteinte presque instantanément lorsque la charge appliquée est grande (418 kPa), et seulement au bout de quelques secondes pour une charge faible (15 kPa). D'après Boucly-Norotte, (1991), ceci est dû à la viscosité plus grande du squelette sous de telles charges. Ceci montre aussi que la compressibilité apparente de la phase liquide entraîne un report incomplet de la charge appliquée sur la pression du fluide.

D'après des études expérimentales, la déformation instantanée obéit à la loi de Hooke. Ainsi un module d'élasticité est défini par :

$$E = \frac{d\sigma_v}{dh} H_0 \quad (IV.5)$$

Avec : $d\sigma_v$: incrément de pression appliqué,
 dh : variation instantanée de hauteur de l'éprouvette,
 H_0 : hauteur initiale de l'éprouvette.

Ce coefficient est une fonction croissante de la surcharge appliquée (Felix, 1980).

Dans certains cas, comme le montre la figure IV.11, la phase instantanée est très faible ou presque inexistante. Ceci s'explique par le réarrangement des particules et la saturation parfaite des échantillons concernés. Effectivement, les essais œdométriques réalisés par

Kacprzak (2006) sur des argiles naturelles (kaolinite de Vallauris) habituellement saturées, présentent rarement de phase instantanée.

La deuxième partie de la courbe traduit le phénomène de consolidation primaire. Sous l'action de la surcharge appliquée, le fluide interstitiel est mis en pression au cours de la phase du tassement instantané. Les conditions aux limites de l'éprouvette n'ayant pas changé, cette surpression crée un gradient hydraulique qui génère un écoulement du fluide vers les frontières drainantes. Cette phase est aussi appelée phase hydrodynamique est la "filtration de l'eau interstitielle" (Boucly-Norotte, 1991).

Il se produit simultanément un transfert des contraintes du fluide au squelette solide pendant le drainage de l'eau, et un réarrangement structural qui se traduit par un tassement.

Pendant la consolidation, les charges extérieures et donc la contrainte totale restent constantes, on a alors : $\sigma = \sigma' + u = \text{constante}$

Avec : σ : contrainte totale,

σ' : contrainte effective,

u : pression interstitielle.

Au début de la consolidation la surpression est entièrement reprise par le liquide interstitiel, et se transforme peu à peu en une augmentation de contrainte effective jusqu'à ce que la pression revienne à une répartition hydrostatique (absence d'écoulement). La durée de cette phase dépend des caractéristiques physicomécaniques du sol, des conditions de chargement et de drainage, et des rapports qui existent entre ces facteurs internes et externes.

Selon Felix (1980), la durée de la consolidation primaire est d'autant plus grande que :

- la compressibilité du squelette est grande;
- la perméabilité du sol est faible.
- la viscosité du liquide interstitiel est grande;
- la résistance structurelle est grande. Cette dernière correspond à la pression critique de consolidation, c'est à dire la pression pour laquelle la compressibilité mesurée à l'œdomètre augmente brutalement.

En effet, la phase de consolidation primaire est caractérisée par un segment linéaire, pratiquement horizontal dans le cas du sable, traduisant la stabilité des tassements en fonction du temps qui ne dépasse pas une dizaine de minutes. Ces résultats se confirment par les travaux de Magnan (2000) sur le tassement et la consolidation des sols pulvérulents. Il stipule que la déformation de ces sols est pratiquement instantanée du fait de leur forte perméabilité. Tandis que cette droite présente une pente dans le cas de la marne et de l'argile, notamment, sous les fortes contraintes, traduisant de ce fait la progression des tassements en fonction du temps qui est de l'ordre d'heures.

D'après Buisman (1936), lorsque la consolidation primaire est terminée, le phénomène de consolidation secondaire prend place. Il induit sur l'argile un tassement retardé variant linéairement en fonction du logarithme du temps. Selon Kacprzak (2006), la détermination

du coefficient de consolidation secondaire se fait à l'aide d'essais œdométriques où l'échantillon est maintenu sous chaque chargement au moins 10 jours.

La consolidation peut nécessiter parfois un temps très important en fonction du chargement et de la perméabilité des matériaux en question, ceci n'est pas toujours signe de tassement important. En effet, les tassements de consolidation sont généralement plus intenses dans le cas de l'argile mais durent plus de temps dans le cas de la marne (voir figure IV.11).

Les tassements de consolidation sont de plus en plus importants en allant vers les contraintes les plus fortes. Par contre, il a été constaté que ces tassements sont généralement plus rapides sous les contraintes moyennes (106 kPa), alors qu'ils sont plus lents sous les faibles et les fortes contraintes (15 kPa et 418 kPa) respectivement.

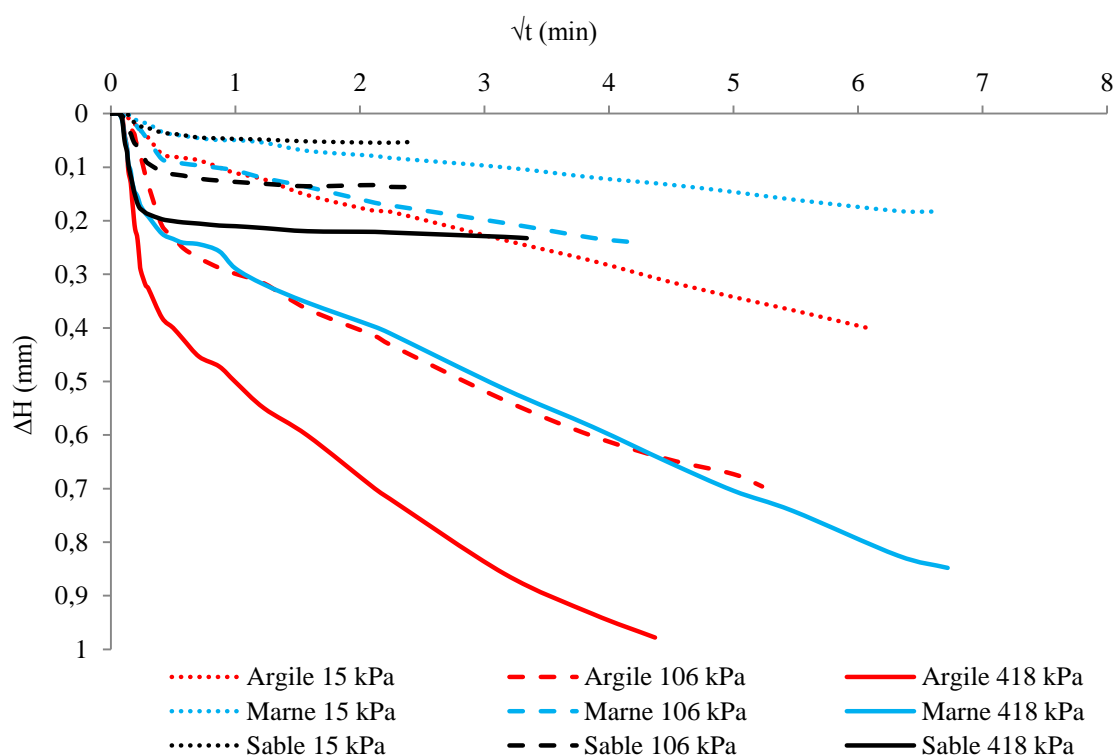


Figure IV. 11: Consolidation des matériaux argile, marne et sable.

Ce comportement peut être expliqué par le fait que les faibles contraintes engendrent des pressions insuffisantes pour accélérer la dissipation de l'eau, en revanche, les fortes contraintes engendrent un excès de pression qui influe sur la perméabilité des matériaux en resserrant les grains et diminuant les vides existants, ce qui limite également la dissipation de l'eau vers le milieu extérieur.

Les valeurs du coefficient de consolidation de la plupart des sols fins selon Magnan (2000) sont comprises entre 10^{-6} et 10^{-9} m^2/s . Cet intervalle comporte parfaitement les résultats obtenus pour les matériaux étudiés.

2.4.2 Etude de la consolidation des mélanges (sable, argile)

2.4.2.1 Cas des mélanges de sable + fines argileuses

La phase de tassement instantané se produit par contre très rapidement sur une durée de 2,5 à 10 secondes environ dans le cas des mélanges (sable + fines argileuses) sous les différents chargements. Ce phénomène peut être dû à la compression des poches d'air existantes dans la pâte argileuse ou entre les grains de sable comme il a été constaté par Kacprzak, (2006) qui exprime cette phase par la figure IV.12.

L'amplitude de la phase instantanée est de plus en plus significative (d'ordre supérieur) par rapport à l'ensemble des tassements en fonction de l'accroissement du chargement et de la teneur en fines argileuses. Cependant, la teneur en fines de 10% fait exception, en effet, l'amplitude de la phase instantanée s'atténue dans ce cas sous les différentes contraintes.

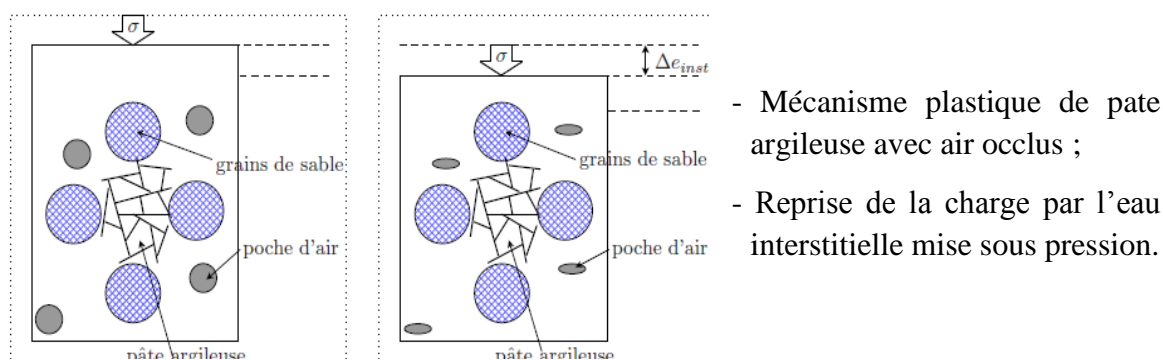
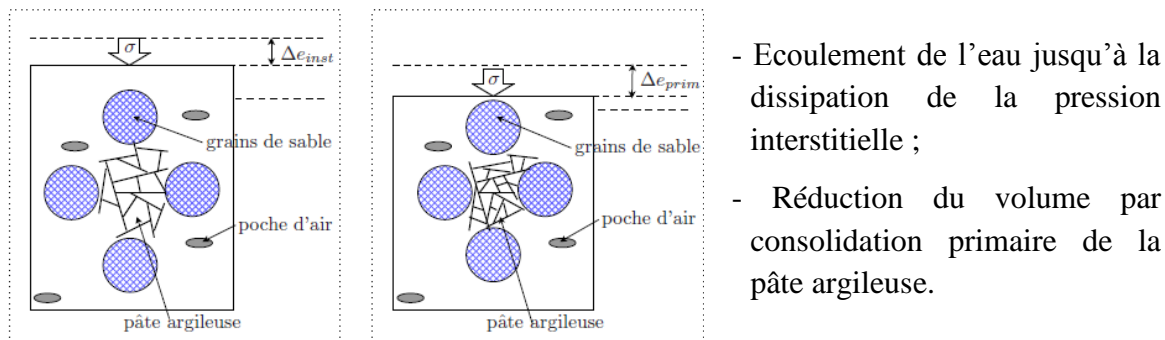


Figure IV. 12: Phase instantanée dans le cas d'un mélange (sable, argile).

La proportion de 10% de fines argileuses semble adéquate pour remplir les vides existants entre les grains de sable sans les envelopper, ainsi le volume des vides inter-grainulaires est presque supprimé dans ce mélange, ce qui lui offre une meilleure densité pour faire face au chargement appliqué, et ainsi limiter ou même supprimer parfois tout tassement instantané notamment, sous les faibles contraintes (15 kPa) qui n'arrive même pas à la compression des poches d'air au sein de la pâte argileuse.

Cependant, cette proportion ne peut être adoptée pour d'autres types de sable ou d'argile. En effet, les différentes études ayant traité ce type de sol confirme que chaque matrice lui correspond une proportion bien définie pour former le mélange idéal. Boussaid (2005) a trouvé que la proportion de 20% de kaolinite présente l'état de consolidation maximal de la fraction sableuse qu'il a traité.

Au bout de 10 secondes, la phase instantanée se termine pour laisser place à la consolidation primaire schématisée par Kacprzak (2006) dans le cas des sols en mélanges (sable, argile) par la figure IV.13.



- Ecoulement de l'eau jusqu'à la dissipation de la pression interstitielle ;
- Réduction du volume par consolidation primaire de la pâte argileuse.

Figure IV. 13 : Phase de consolidation primaire dans le cas d'un mélange (sable, argile).

La consolidation primaire, dont la durée paraît plus importante sous les fortes contraintes et les fortes teneurs en fines, se stabilise dans le cas du sable sans fines, et du mélange avec 10% de fines (voir figure VI.14). Les tassements correspondants sont négligeables même sous les contraintes les plus élevées. Tandis que l'amplitude de cette phase devient de plus en plus importante en fonction de la concentration en argile dépassant les 10%.

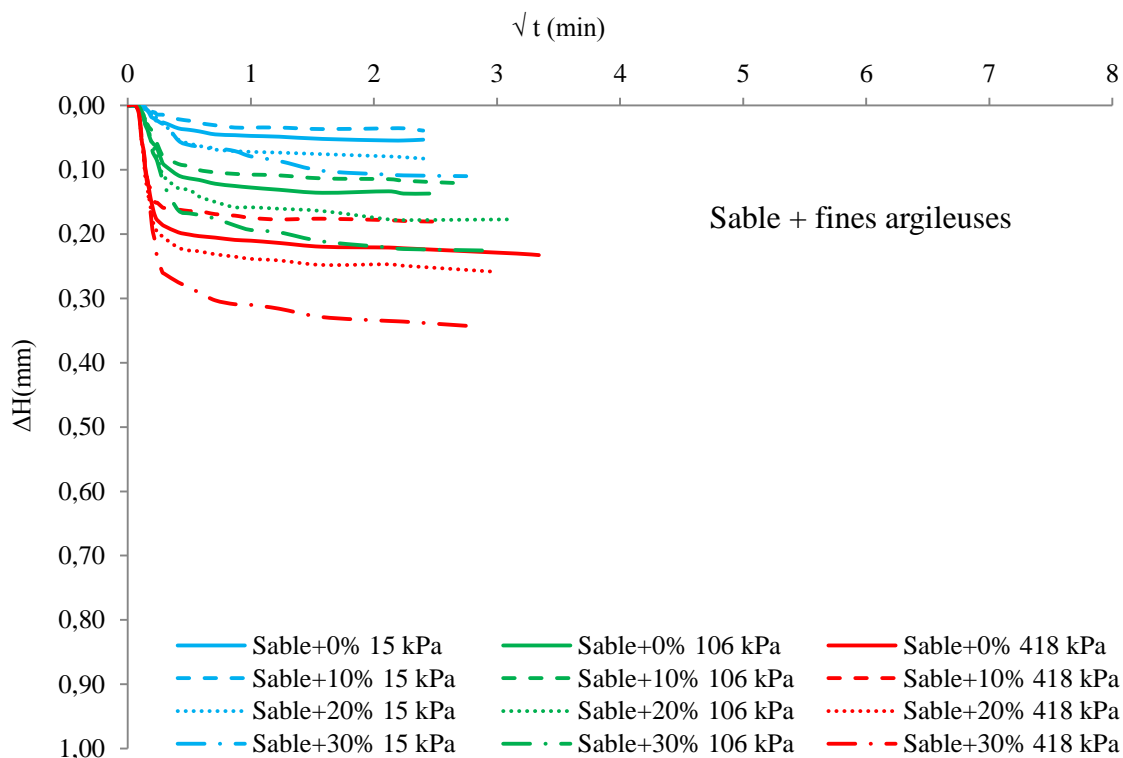


Figure IV. 14: Consolidation des mélanges (argile + fines sableuses).

2.4.2.2 Cas des mélanges d'argile + fines sableuses

Comme le montre la figure (IV.15), la phase de tassement instantané est très limitée sous les faibles contraintes (15 kPa), et elle est pratiquement absente sous cette contrainte dans le cas des mélanges d'une teneur de 10 à 20% de fines sableuses. Les faibles contraintes

sont insuffisantes pour modifier le réarrangement des particules, notamment en présence d'une certaine proportion de fines sableuses.

En revanche, le tassement instantané se produit pour tous les mélanges (argile + fines sableuses) sous les incréments de contrainte verticale de (106 et 418 kPa). Systématiquement, cette phase de tassement brutal se déroule de manière rapide sur une durée effective de l'ordre de 5 à 15 secondes en fonction du chargement. Néanmoins, l'amplitude de la phase instantanée devient de plus en plus significative par rapport à l'ensemble du tassement observé sur les mélanges (argile + fines sableuses) en fonction de l'accroissement de la contrainte verticale. Les deux caractéristiques de ce tassement (non classique) à savoir la quasi instantanéité et l'irréversibilité le classifient comme un mécanisme plastique. Ceci conduit à considérer que ce tassement instantané résulte selon Kacprzak (2006) de la compression des poches d'air noyées dans la pâte argileuse.

Au bout de 15 secondes, la phase instantanée est achevée et relayée par la consolidation primaire qui progresse presque linéairement en fonction du temps. L'amplitude de cette phase augmente normalement en fonction de l'intensité de la contrainte verticale; par contre elle prend plus de temps sous les faibles contraintes.

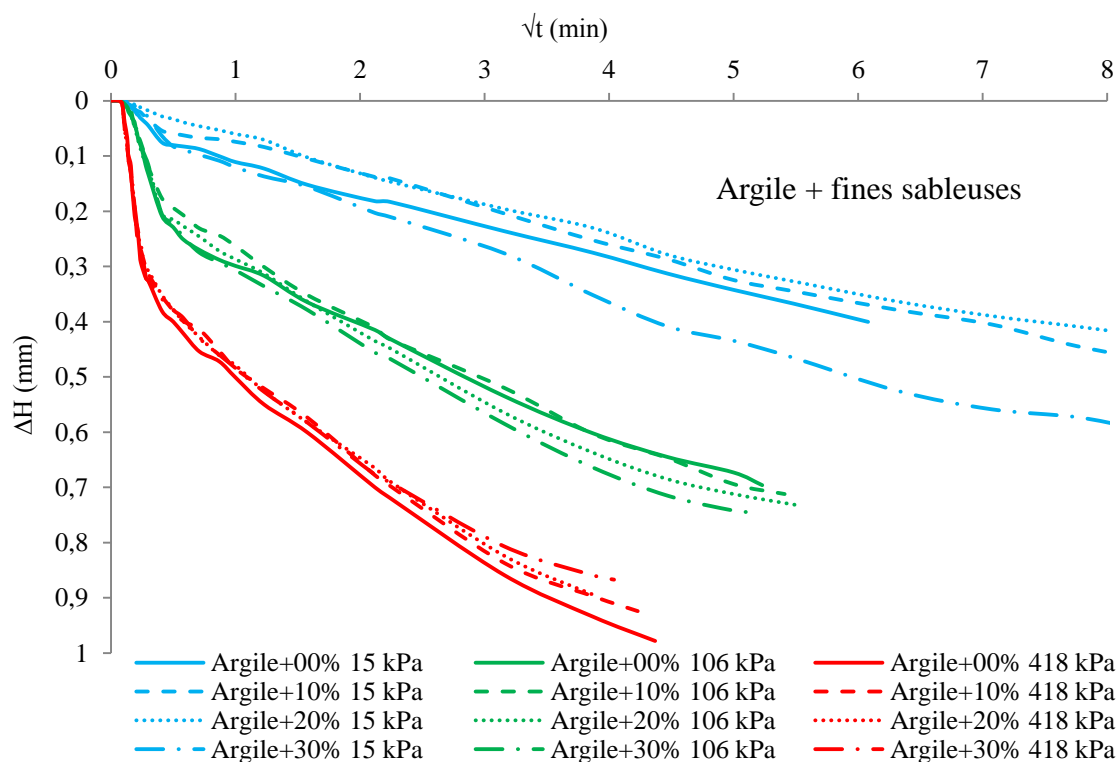


Figure IV. 15: Consolidation des mélanges (argile + fines sableuses).

Les fines sableuses prolongent la durée de cette phase sous les faibles contraintes, tout en diminuant légèrement son amplitude; tandis que, leur influence paraît très limitée et présente des résultats plus ou moins dispersés sous les fortes contraintes.

2.4.3 Etude de la consolidation des sols stratifiés

La consolidation primaire d'un profil de sol hétérogène aléatoire (stratifié) a été analysée par Badaoui (2008). Les résultats obtenus, indiquent que l'hétérogénéité influence de manière significative la consolidation du profil de sol, produisant un chemin de réarrangement des grains solides et de dissipation de la pression interstitielle tout à fait différent du cas homogène, et entraînant un retard dans le processus de consolidation.

La consolidation des sols multicouche reconstitués de (sable, marne, argile) a été traitée dans cette étude selon plusieurs aspects, en se basant sur l'effet de l'ordre de stratification des couches, de leur proportion et des cycles chargement-déchargement.

2.4.3.1 Influence de l'ordre de stratification des couches sur la consolidation des sols en bicouches (sable, argile), (sable, marne) et (argile, marne).

Les bicouches constitués de mêmes couches mais différemment stratifiées (S-A et A-S), (S-M et M-S) et (A-M et M-A) présentent des courbes qui évoluent dans la même gamme avec plus ou moins quelques divergences (voir figure IV.16).

Cependant, la phase de tassement instantané se produit très rapidement sur une durée de 2,5 à 15 secondes environ dans le cas des différents bicouches, et elle n'existe pratiquement pas sous les faibles contraintes (15 kPa). Dans ce cas, l'état de consistance des matériaux résiste aux faibles chargements appliqués qui sont insuffisants pour comprimer les poches d'air éventuellement existantes dans l'échantillon.

Néanmoins, l'amplitude de cette phase est de plus en plus significative (d'ordre supérieur) par rapport à l'ensemble des tassements en fonction de l'accroissement du chargement, notamment dans le cas des bicouches de (sable, argile). Ceci peut être dû au fait que la proportion des vides est très importante dans ce type de bicouche (poches d'air dans la couche argileuse, et vides inter-grains au sein de la couche de sable) comme il a été constaté par Kacprzak (2006).

Au cours de la phase de consolidation primaire, apparaît la différence de comportement entre les différents bicouches. Cette phase présente des amplitudes plus significatives en fonction de l'intensité du chargement dans le cas des différents bicouches ; néanmoins, elle évolue presque linéairement pour des durées de 25 à 50 minutes dans le cas des bicouches de (sable, argile) et de (marne, argile). Tandis qu'elle évolue en parabole avec une concavité intérieure traduisant l'atténuation de l'intensité du tassement en fonction du temps dans le cas des bicouches de (sable, argile) pour des durée de 15 à 30 minutes.

Cependant, l'amplitude de cette phase est plus importante dans le cas des bicouches de (marne, argile), du fait que ces deux matériaux font partie de la famille des sols fins ayant des propriétés argileuses très compressible sous les forts chargements statiques, tel qu'il a été montré par Boussaid (2005).

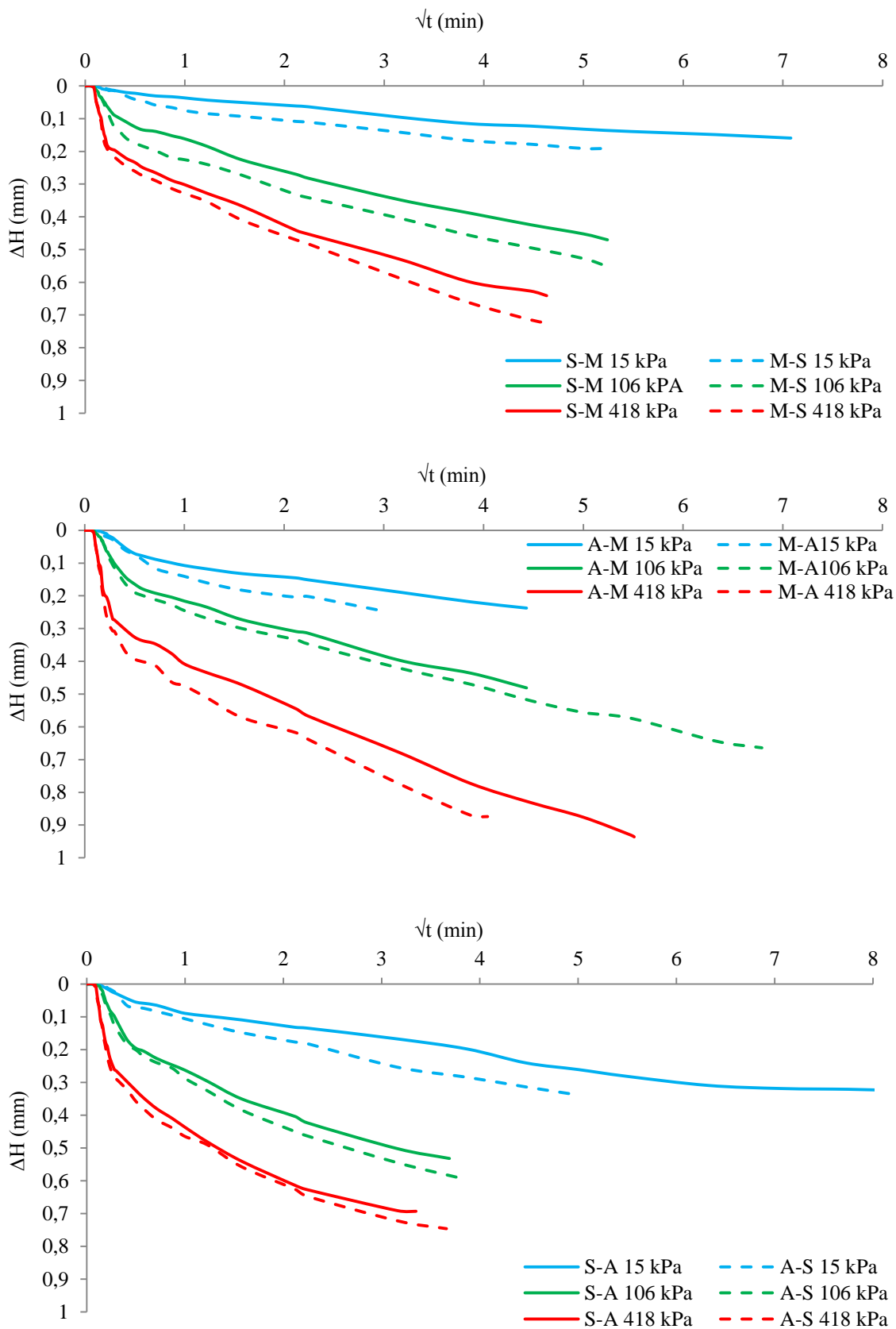


Figure IV. 16: Consolidation des bicouches reconstitués de (sable, argile, marne).

Par ailleurs, l'ordre de stratification des couches n'influe pratiquement pas sur la durée de la phase de tassement instantané (voir figure IV.16). Tandis que les échantillons dont la couche supérieure est constituée d'argile ou de marne montrent une phase instantanée de plus forte amplitude. La phase de consolidation primaire par contre, est assez influencée par l'ordre de stratification des couches en termes de durée et d'amplitude, notamment dans le cas des bicouches (argile, marne).

2.4.4 Etude de la consolidation d'un massif de sol traversé par une couche de nature différente (tri-couche)

Les figures IV.18, IV.19 et IV.20 permettent d'étudier la consolidation d'un massif de sol traversé par une couche de sol de nature différente. Certains cas (S-A-S) et (S-M-S) correspondent parfaitement à la théorie de Terzaghi (voir figure IV.17).

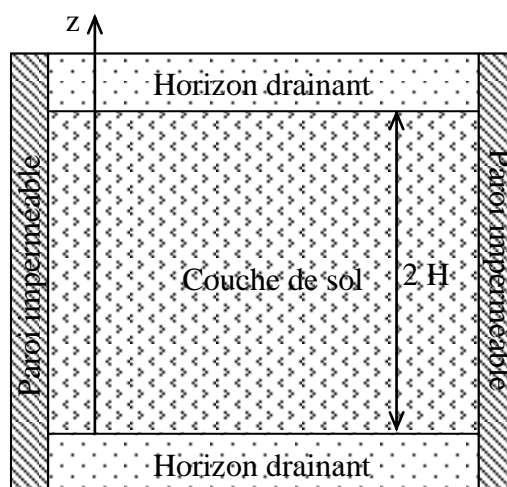


Figure IV. 17: Couche de sol comprise entre deux couches drainantes, (Kacprzak, 2006).

Les hypothèses de la théorie de Terzaghi (1925) pour avoir une solution de la consolidation dans le cas d'une telle composition (couche d'argile compressible saturée d'épaisseur $2H$, comprise entre deux couches de matériaux poreux très perméables à travers lesquelles l'eau peut couler librement), sont les suivantes:

- L'eau et les particules sont supposés incompressibles ;
- Les mouvements de l'eau dans les pores du sol supposé saturé, homogène et isotrope obéissent à la loi de Darcy ;
- Le module œdométrique et la perméabilité restent constants au cours de la consolidation sous un incrément de charge donné ;
- Les pressions interstitielles sont nulles en haut et en bas de l'échantillon ;
- La charge appliquée est constante (jusqu'au retour de l'équilibre des pressions interstitielles) ;
- Les déformations et l'écoulement sont unidimensionnels (suivant la verticale z).

Cependant, réunir l'ensemble de ces hypothèses paraît très délicat, notamment dans le cas de certains sols fins où la saturation totale est quasiment impossible en plus du contrôle de la perméabilité, de l'écoulement, des pressions... toutes ces imperfections peuvent conduire à des résultats douteux et à exploiter soigneusement.

2.4.4.1 Cas d'un massif de sable traversé par une couche de marne ou d'argile (S-M-S) et (S-A-S) respectivement

La présence d'une couche de marne et notamment d'argile d'une épaisseur ne dépassant pas un tiers de la hauteur totale de l'échantillon modifie complètement le processus de consolidation du sable (voir figure IV.18). En effet, les deux phases de consolidation (instantanée et primaire) sont retardées avec la présence de ces matériaux fins dont le temps de consolidation est généralement important d'une part, et d'autre part ils constituent des couches de très faible perméabilité imposant de ce fait le sens de dissipation d'eau pour le matériau sable, notamment dans le cas de la couche supérieure où le drainage vers le haut est réduit par les forces gravitationnelles.

La présence de ces matériaux (montrés par Robitaille et Tremblay (1997) comme poreux et compressibles) au sein du sable même en faible épaisseur, amplifie sensiblement l'amplitude des tassements de consolidation primaire et instantanée, notamment sous les fortes contraintes.

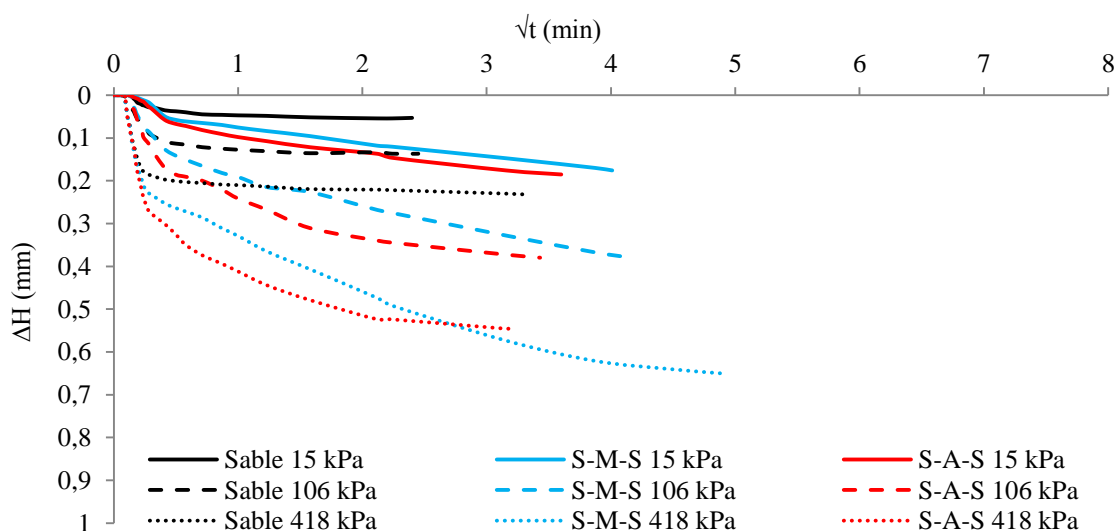


Figure IV. 18 : Effet d'une couche de marne ou d'argile sur la consolidation d'un sable.

2.4.4.2 Cas d'un massif de marne traversé par une couche d'argile ou de sable (M-A-M) et (M-S-M) respectivement

La durée de la consolidation est réduite par la présence de la couche d'argile et notamment de la couche sable dans le cas des massifs de marne (voir figure IV.19). En revanche son amplitude est fortement amplifiée par la présence de la couche de sable alors que l'effet de la couche d'argile est généralement négligeable. Sous l'effet du chargement, l'eau se dissipe facilement de la couche de sable pour rencontrer les couches de marne de faible perméabilité, ainsi elle stagne aux interfaces des couche (sable, marne), ce matériau connu évolutif en présence d'eau (phénomène montré par Delahaye et Leroux, 1975), perd de ses propriétés mécaniques, ce qui occasionne des tassements accrus.

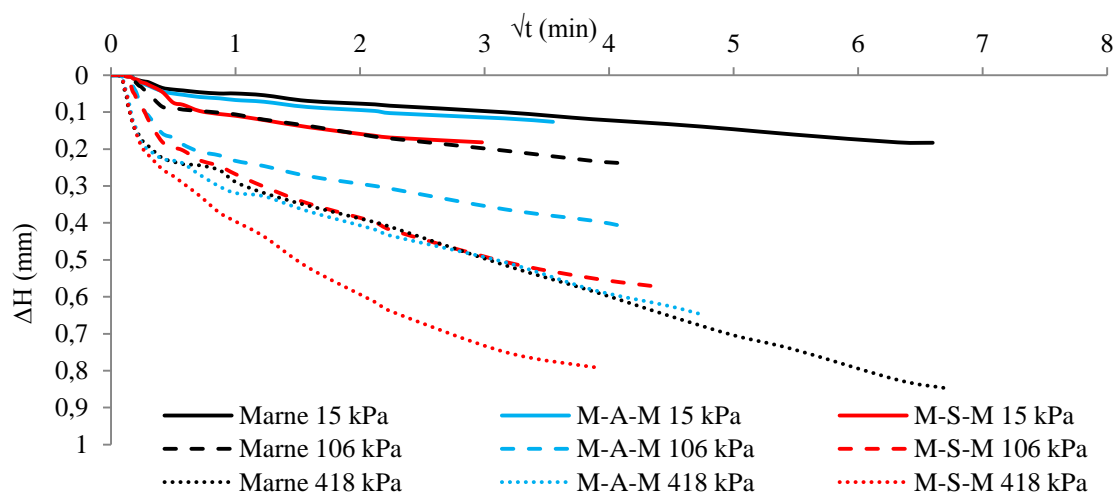


Figure IV. 19 : Effet d'une couche d'argile ou de sable sur la consolidation d'une marne.

2.4.4.3 Cas d'un massif d'argile ou de marne traversé par une couche de sable

Dans le cas des massifs d'argile, la présence d'une couche de faible épaisseur de sable et notamment de marne n'influe pratiquement pas sur l'amplitude des phases de consolidation surtout instantanée (voir figure IV.20). Le comportement mécanique de l'argile dans ce cas est souvent dominant notamment sous les faibles contraintes (15 kPa).

Néanmoins, les propriétés hydrauliques du sable connu perméable influent sur le massif pour accélérer la consolidation primaire d'environ 50%. Tout en provoquant une légère augmentation en son amplitude sous les contraintes (106 kPa et 418 kPa).

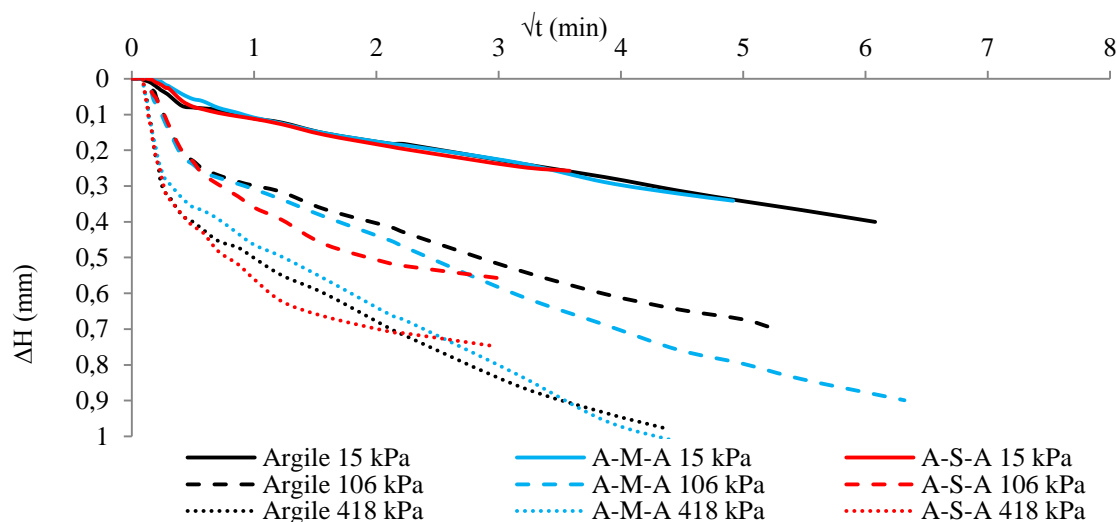


Figure IV. 20 : Effet d'une couche de marne ou de sable sur la consolidation d'une argile.

Il a été constaté sur les différentes figures que 90% du tassement final est souvent atteint au bout des 30 premières minutes. Dans le cas de cette étude, l'appareillage utilisé est conçu de telle sorte à accélérer la consolidation et réduire fortement le temps des essais.

Cependant, ce phénomène, déjà observé par Delage et Fry (2000) et Boussaid et al (2005), s'explique par les défauts de saturation, ce qui fait que dans les sols non saturés (notamment du côté sec de l'optimum), l'air est continu et le tassement du sol se fait quasi

instantanément par expulsion et compression immédiate de cet air, et réorganisation locale des ménisques d'eau sans aucun transfert de liquide.

2.5 Influence de la proportion des couches sur la consolidation des multicouches

Dans le cas des multicouches formés de (sable, argile), comme le montre la figure (IV.21), l'amplitude des phases de consolidation augmente de plus en plus avec l'augmentation de la proportion d'argile. Néanmoins, le temps de consolidation est presque égal pour tous les multicouches quelles que soient les proportions de sable ou d'argile qui le composent. A l'exception de l'échantillon à 100% d'argile qui présente un temps de consolidation plus important.

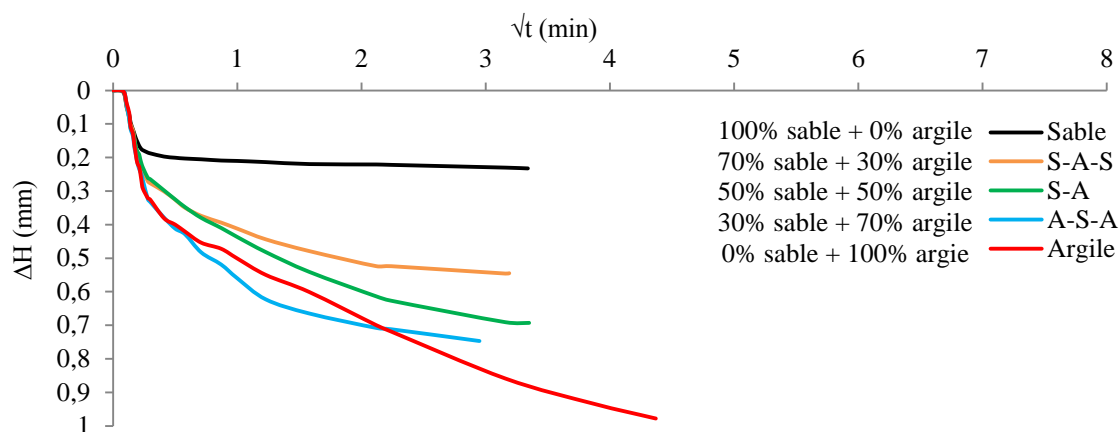


Figure IV. 21 : Influence de la proportion des couche sur la consolidation des multicouches de (sable, argile).

En remplaçant l'argile par la marne, dans le cas des multicouches constitués de (sable, marne), l'amplitude de la consolidation et la durée de la consolidation instantanée ne sont pratiquement pas affectés par la présence de la marne en forte ou en faible proportion, tandis que l'amplitude de la consolidation primaire augmente sensiblement et dure plus de temps en présence d'une couche de marne d'environ 30%, au-delà de cette proportion, le comportement du multicouche est gouverné par le comportement de la marne (voir figure IV.22).

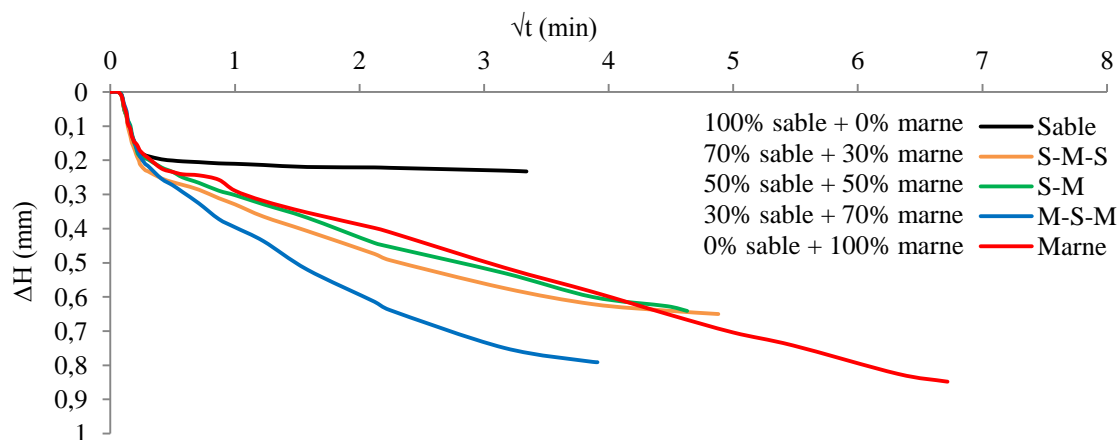


Figure IV. 22 : Influence de la proportion des couche sur la consolidation des multicouches de (sable, marne).

Dans le cas des multicouches constitués de (marne et argile), l'influence de la présence de l'un des deux matériaux sur la consolidation de l'autre ne commence à apparaître qu'à des proportions strictement supérieures à 30% (voir figure IV.23).

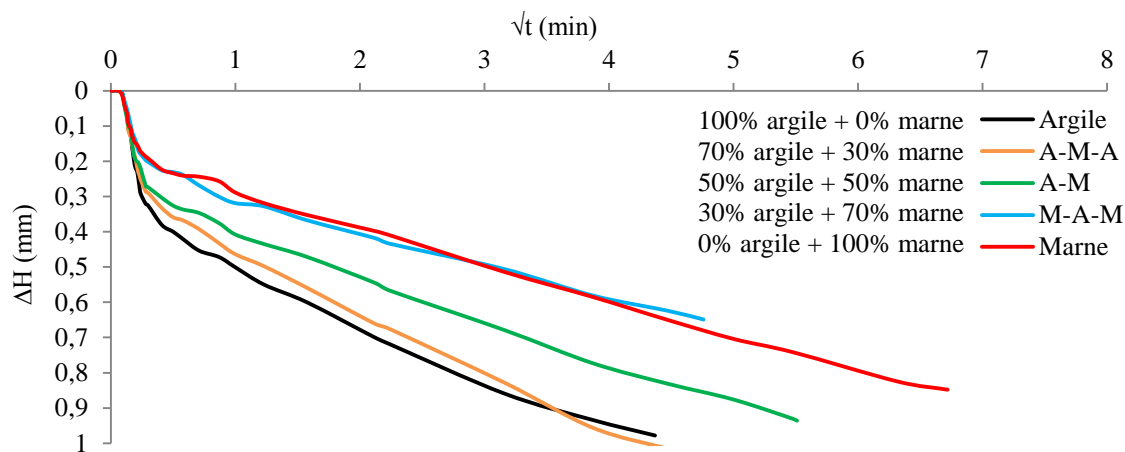


Figure IV. 23 : Influence de la proportion des couches sur la consolidation des multicouches de (marne, argile).

2.6 Influence des cycles déchargement-rechargement sur la consolidation des sols

Les courbes présentées sur la figure IV.24 permettent de montrer l'effet du cycle déchargement-rechargement sur la consolidation des matériaux (sable, marne et argile). Elles présentent le comportement d'un sol sous l'effet du premier cycle en chargement (418 kPa 1) et du deuxième cycle en rechargement (418 kPa 2).

Au cours du chargement et rechargement sous une même contrainte de 418 kPa, le sable parcourt presque le même chemin de consolidation (voir figure IV.24). Cependant, il présente sous rechargement une phase instantanée très limitée qui traduit un tassement de faible amplitude et une phase primaire légèrement retardée se stabilisant linéairement en fonction de la racine carré du temps. Ceci traduit un comportement assez stable du matériau sous ce type de sollicitations.

L'argile et la marne par contre, reprennent en déchargement environ 20 et 35% de leur état initial respectivement, traduisant de ce fait leur comportement plastique non réversible (Baligh et Levadoux, 1977). En rechargement (418 kPa 2), ces matériaux présentent de nouveau, des phases de consolidation instantanée et primaire légèrement accélérées mais d'amplitudes assez importantes qui évoluent en fonction du temps. Elles traduisent de ce fait de nouveaux tassements, malgré qu'ils aient déjà subi une contrainte similaire au cours du premier chargement (418 kPa 1).

Ce phénomène peut être expliqué par l'évolution de la structure interne de ces matériaux saturés au cours du cycle de déchargement. L'eau pénètre entre les feuillets et facilite leur réorganisation de façon à laisser le moins de vides possible. Un nouveau chargement même égal au chargement antérieur peut occasionner des tassements plus importants et le

matériau peut présenter un autre comportement, notamment dans le cas des sols évolutifs (marne) et les sols sensibles (argiles), tel qu'il a été montré dans les travaux de jamiolowski (1979) et Ferber (2005).

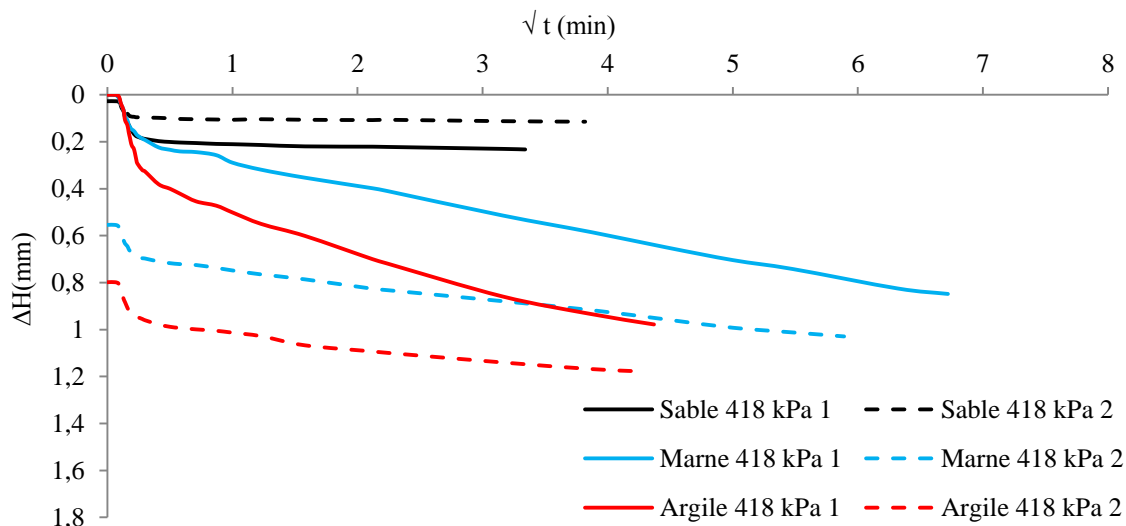


Figure IV. 24 : Effet du cycle déchargement-rechargement sur la consolidation des sols (sable, marne et argile).

Les mêmes constatations que le sable peuvent être retenues pour les mélanges de (sable + fines argileuses), néanmoins, ces derniers présentent de plus en plus des chemins de consolidation différents en chargement-rechargement en fonction de leur teneur en fines, (voir figure IV.25). En effet, les mélanges présentent une amplitude instantanée légèrement plus importante au-delà de 10% de fines considérée significative comparativement à celle obtenue sous le premier chargement. La phase primaire est généralement retardée, mais stable en fonction du temps.

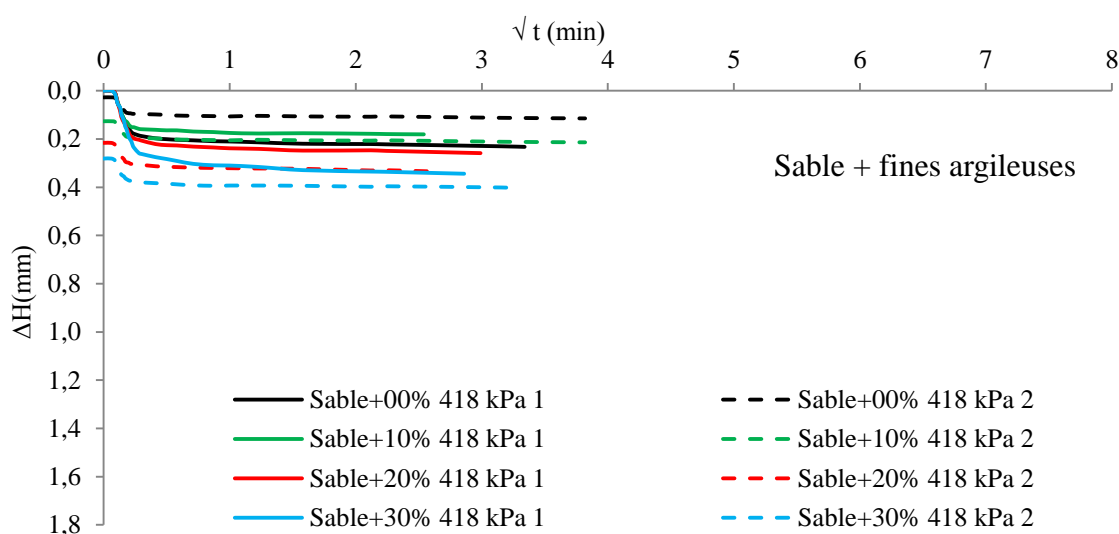


Figure IV. 25 : Influence du cycle chargement-rechargement sur la consolidation des mélanges (sable + fines argileuses).

Dans le cas des mélanges (argile + fines sableuses), la durée de consolidation n'est pratiquement pas influencée par le cycle de chargement-rechargement. Tandis que l'amplitude des phases instantanée et primaire est fortement réduite et l'effet des fines sableuses est plus apparent en rechargement (voir figure IV.26).

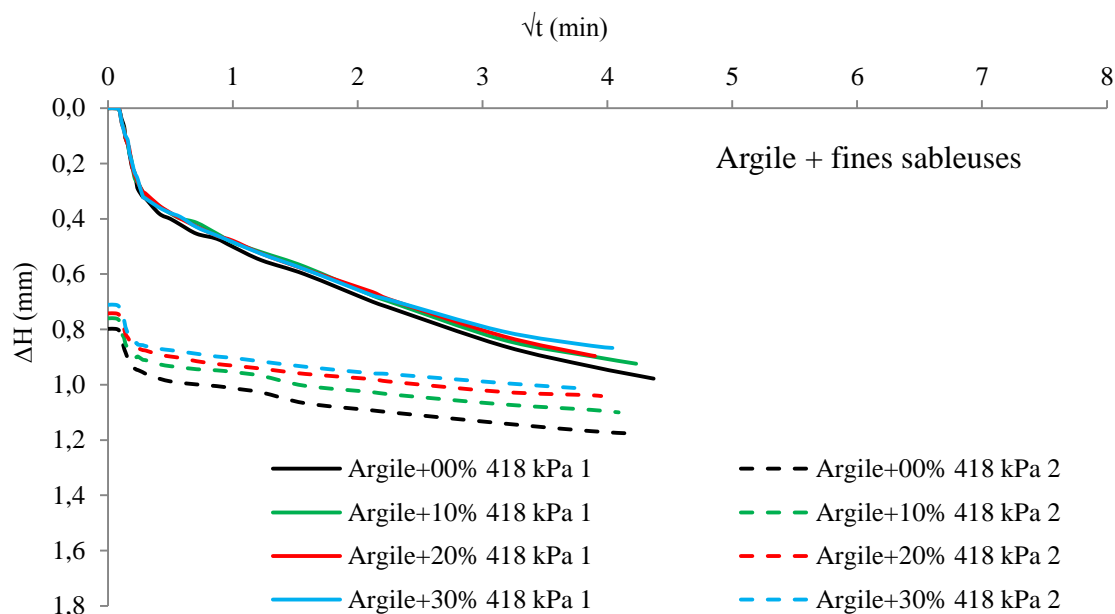


Figure IV. 26 : Influence du cycle chargement-rechargement sur la consolidation des mélanges (argile + fines sableuses).

Dans le cas des sols en multicouche, l'influence du cycle chargement-rechargement est fonction de la nature et de l'ordre de stratification des couches (voir figure IV.27). Dans certains cas, l'influence du chargement-rechargement est peu sensible (S-A-S, S-M-S), (A-S-A, M-S-M), (S-A, A-S) et (S-M, M-S), tandis que cette influence est très sensible dans d'autres cas, particulièrement les multicouches de marne, argile (A-M, M-A) et (A-M-A, M-A-M).

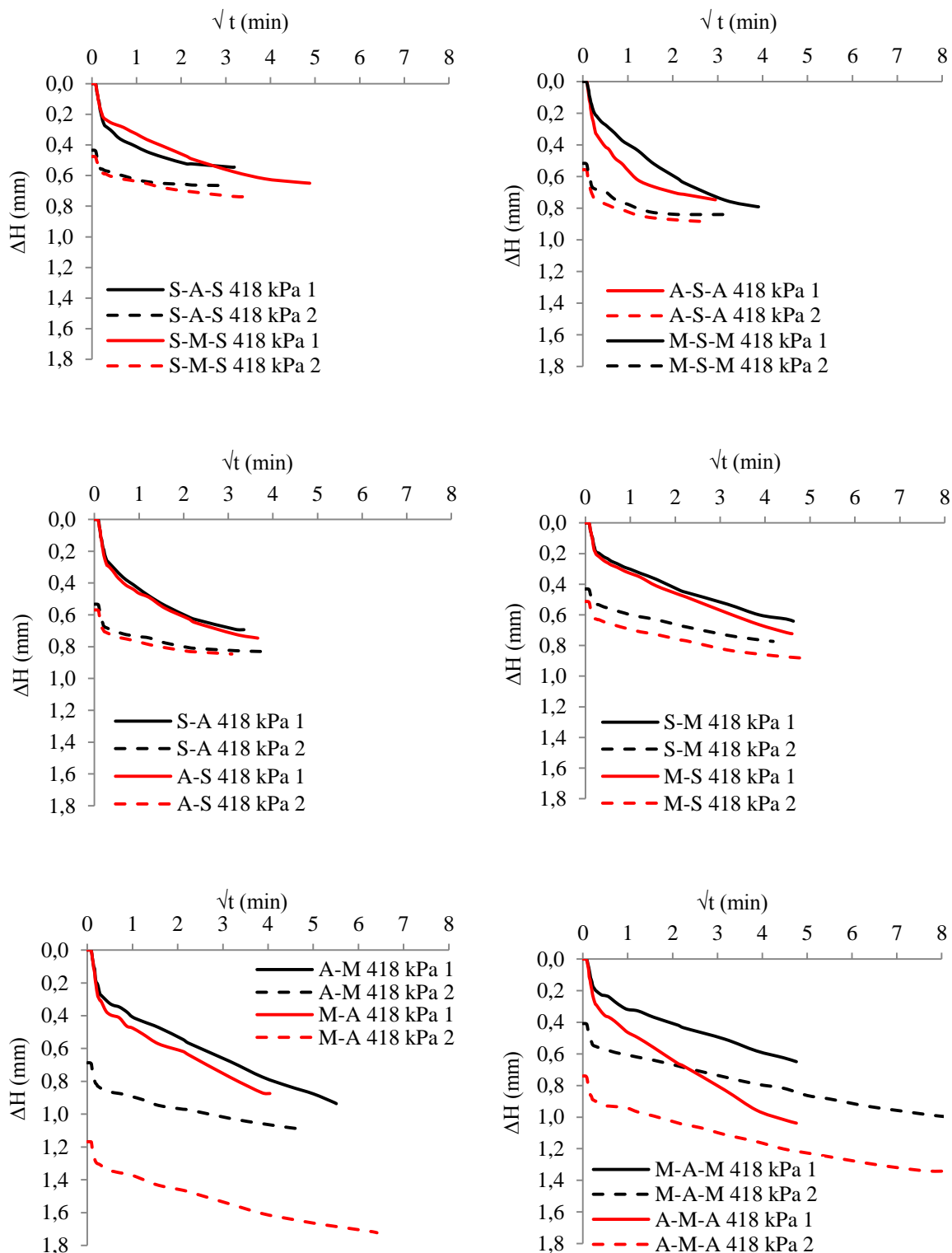


Figure IV. 27 : Influence du cycle chargement-rechargement sur la consolidation des multicouches.

2.7 Etude de la perméabilité des sols homogènes, hétérogènes et anisotropes

La perméabilité des sols dont les premières expériences reviennent à Darcy en 1856 est un paramètre très important qui affecte sensiblement leur comportement. Cependant, plusieurs auteurs (Kozeny, 1927 ; Carman, 1937 ; Carman, 1956 ; Cassan, 2005) se sont intéressés à l'étude de la perméabilité et sa relation avec l'indice des vides, la surface spécifique, la forme, la dimension et la nature minéralogique des grains ainsi que la tortuosité de capillaires.

Ces études ont conduit à définir la taille des grains influant directement sur la perméabilité du sol. Dans le cas des sols grenus, l'écoulement est principalement gouverné par les grains de petites dimensions dont le volume est inférieur à 5% (d_5) ou 10 % (d_{10}) du volume des particules solides (Pisarczyk, 1999 ; Kenney et al, 1984). Par contre, les expressions empiriques pour la perméabilité dans le cas des argiles s'appuient sur un état de référence où le coefficient de perméabilité (k) et l'indice des vides (e) sont connus (Kummar, 1996).

L'évolution de la perméabilité devient plus complexe dans certains sols particuliers tels que les argiles gonflantes (Chapuis, 1990 ; Kenney et al, 1992) ; les sols en mélanges, du fait que la répartition des grands éléments et des petites particules n'est uniforme et donc n'est pas maîtrisée (Boussaid, 2005 ; Kacprzak, 2006) ; ainsi que dans les sols en multicouches, du fait de la différence parfois importantes entre les caractéristiques des couches ce qui présente des massifs très anisotropes et très hétérogènes.

2.7.1 Evolution de la perméabilité en fonction du chargement et de la nature du sol

Mieussens et al, (1985) ont montré que, le coefficient de consolidation verticale c_v est plus représentatif pour les valeurs élevées de la charge. Par contre, l'incertitude est grande pour les faibles pressions à cause des effets du remaniement. De plus, dans le domaine surconsolidé, la détermination de c_v est généralement impossible à cause de la rapidité de la consolidation. Ces incertitudes sur c_v se traduisent par une grande dispersion des valeurs du coefficient de perméabilité k_v . Pour les fortes charges, sont obtenues, au contraire, des variations régulières de k_v en fonction de la contrainte effective ou de l'indice des vides.

Dans cette étude, le coefficient de perméabilité a été déterminé pour les différentes contraintes de façon à permettre l'étude de l'effet du chargement sur l'évolution de la perméabilité des sols présentés, en plus de l'influence de la nature et de la teneur en fines dans le cas des mélanges (sable, argile), ainsi que de l'ordre de stratification des couches dans le cas des sols en multicouche de (sable, argile, marne).

Les valeurs des contraintes effectives correspondant aux paliers de chargement représentés sur les courbes de perméabilité sont données dans le Tableau IV.1.

Tableau IV. 1 : Différents cycles de chargement-déchargement.

Cycles	Cycle 1 Chargement								Cycle 2 Déchargement		Cycle 3 Rechargement								Cycle 4 Déchargement			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
Contrainte σ' (kPa)	5	8	15	28	53	106	210	418	106	8	15	28	53	106	210	418	834	1670	418	106	8	0,5

Cependant, l'intensité de la contrainte affecte sensiblement la perméabilité des échantillons, notamment dans le cas des sols argileux et marneux (voir figure IV. 28). En effet, ces matériaux présentent parfois des perméabilités qui n'évoluent pas dans le même sens que l'intensité de la contrainte, particulièrement en déchargement. Leurs propriétés plastiques et leur sensibilité à l'eau, font que la variation de leurs perméabilités ne suit pas exactement la diminution et l'accroissement de l'indice des vides malgré que, la variation de ce dernier soit normalement liée à la contrainte effective exercée au cours des cycles de chargement-déchargement (voir courbes de compressibilité).

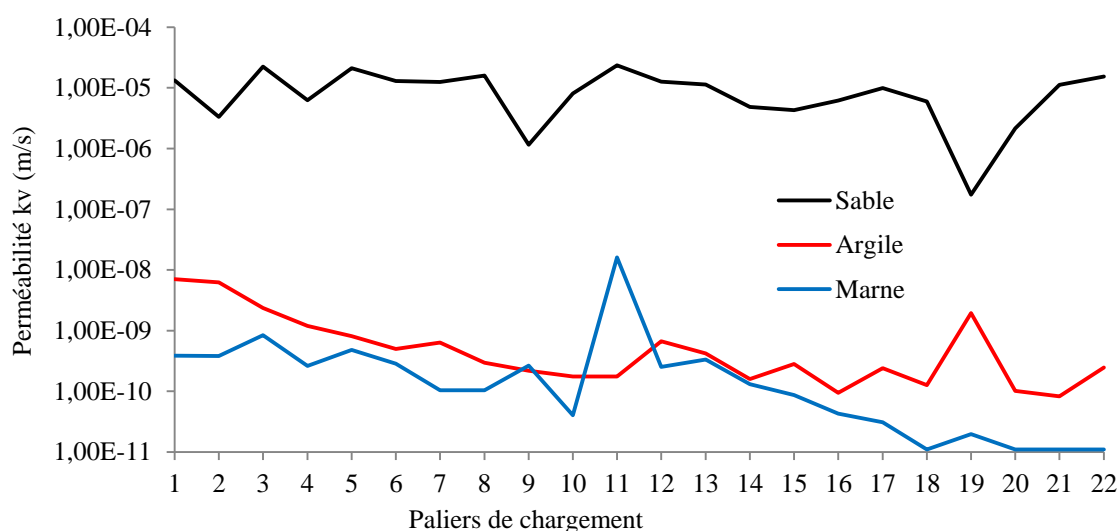


Figure IV. 28 : Evolution de la perméabilité en fonction du chargement dans le cas des matériaux (sable, argile et marne).

La nature des vides joue un grand rôle dans l'évolution de la perméabilité d'un sol (voir figure IV.29). Sous l'effet des cycles de chargement-déchargement, il se produit à chaque fois une restructuration des particules qui modifie par conséquent les chemins d'écoulement de l'eau (tortuosité) et annule ou crée parfois la continuité des pores (vides communiquant).

Réellement, c'est la variation de volume des pores continus (voir figure IV.29) qui influence sensiblement sur la perméabilité du sol, ce qui fait qu'elle n'est pas directement proportionnelle à la variation de l'indice des vides total de l'échantillon.

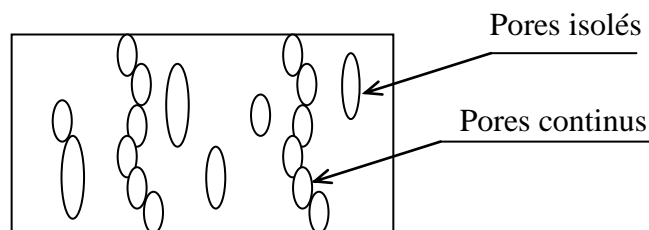


Figure IV. 29 : Nature des vides dans un sol.

Cependant, les valeurs de perméabilité déterminées pour les matériaux (argile et marne), sont assez faibles et présentent un éventail de variation très important allant de 10^{-08} m/s à 10^{-11} m/s, néanmoins ces valeurs sont comparables à celles présentées par différents auteurs (Schlosser, 1988 ; Magnan, 1999 et Tinh, 2008).

En revanche, l'évolution de la perméabilité s'avère plus stable dans le cas du sable ; l'intervalle de sa fluctuation se limite entre 10^{-05} et 10^{-7} m/s, ce qui correspond aux plages de valeurs présentées par Magnan, (1999) et Woodward, (2005). Néanmoins, sa variation ne suit pas instantanément les variations des contraintes au cours du chargement-déchargement.

A la fin de l'essai par contre (après déchargement total), contrairement aux matériaux (marne et argile), le sable reprend pratiquement sa perméabilité initiale (avant essai). Ce phénomène peut être expliqué par le fait que la perméabilité du sable est perturbée juste au moment du changement d'état de contraintes (structure interne perturbée) au bout d'un certain temps, la structure granulaire du sable retrouve sa stabilité initiale malgré une certaine diminution en son indice des vides (voir courbe de compressibilité).

Il est à conclure que la perméabilité n'est pas liée uniquement aux variations de l'indice des vides, cependant, la restructuration interne des particules et donc la nature des vides joue un rôle très important sur les chemins d'écoulement (continuité et tortuosité). Ces paramètres sont intéressants à prendre en compte en plus de l'indice des vides, de la consistance, du degré de saturation et de l'état de compacité, évoqués par Ling LI, (1999) ; Tinh, (2008) et Boussaid, (2005).

2.7.2 Evolution de la perméabilité en fonction du chargement et de la teneur en fine dans le cas des sols en mélanges (sable, argile)

L'étude de la perméabilité des sols en mélanges de (sable, argile) a fait l'objet de plusieurs travaux de recherche, soit dans le but de reconstituer des sols imperméables (de très faible perméabilité) afin de les utiliser dans la construction des différents ouvrages en terre tels que les barrages, les centre de stockage de déchets toxiques, les barrières étanches, ...etc, (NgocHà, 2009 ; Saadi, 2003 ; Kouloughli et Bencheikh, 2007). Ou encore, pour comprendre l'évolution de la perméabilité dans ce type de sol souvent rencontrés à l'état naturel lors des différentes activités de génie civil et qui présentent des complexités diverses telles que la proportion, la nature et notamment la répartition des fines dans le mélange (Ling Li 1999 ; Kimura et al, 1994 ; Boussaid, 2005, Han (1998) et Al-Shayea, 2001).

Cette section traite l'évolution de la perméabilité en fonction de la proportion et de la nature des fines, dans le cas des sols en mélange, à savoir les sables à différents teneurs en fines argileuses et les argiles à différents teneurs en fines sableuses.

2.7.2.1 Cas des mélanges de sable + fines argileuses

Dans le cas des échantillons de sable contenant des fines argileuses (voir figure V.30), les courbes à première vue présentent plus ou moins les mêmes allures que le sable propre (sans fines), ainsi, la variation du chargement influe pratiquement sur les mélanges de la même manière que sur le sable sans fines, mais avec des intensités différentes. En effet, la perméabilité des mélanges varie dans une gamme assez différente (basse), allant de 10^{-06} à 10^{-8} m/s, traduisant de ce fait sa diminution avec la présence de fines argileuses. Des valeurs analogues évoquées par Boussaid (2005) sur les limons et les sables argileux (k varie entre 10^{-5} et 10^{-8} m/s) considérés comme des sols intermédiaires.

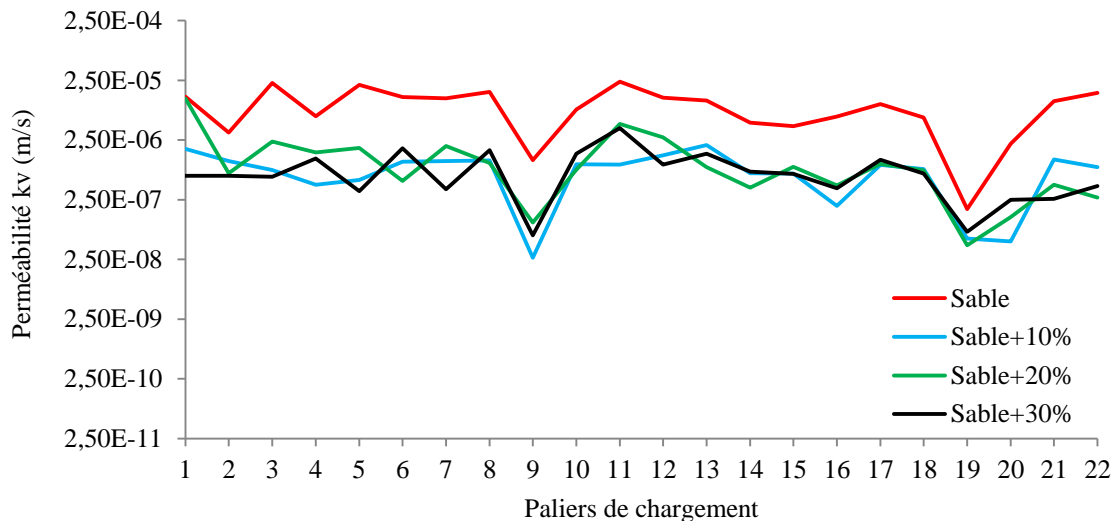


Figure IV. 30: Evolution de la perméabilité en fonction du chargement dans le cas des mélanges de sable + fines argileuses.

La figure IV.31 permet de montrer sous une même contrainte, l'effet des fines argileuses sur l'évolution de la perméabilité des mélanges (sable, argile).

Une teneur en fines argileuses de 10% engendre une chute considérable de la perméabilité du sable. Selon Kouloughli et Bencheikh (2007), une telle proportion de bentonite mélangée avec du sable de Constantine assure une imperméabilisation adéquate des centres d'enfouissement.

Les fines argileuses à une certaine proportion remplissent les vides initiaux entre les grains. Ainsi, la granulométrie des mélanges change automatiquement et par conséquent, la taille et la distribution des pores changent, cela modifie et réduit considérablement les différents chemins d'écoulement qui existaient auparavant (Xiang-Ling, 1999). Au-delà de cette teneur en fines la perméabilité tend à se stabiliser du fait que tous les vides sont occupés par les particules d'argile.

Au bout d'un certain temps suite à l'eau ou au chargement, les fines commencent à se regrouper pour former de grandes particules selon le modèle expliqué par Collins et al (1974), dans ce cas, la perméabilité est parfois perturbée et peut fluctuer légèrement entre diminution et augmentation.

Des résultats comparables sont obtenus par Boussaid et al (2005) sur des mélanges de sable de Fontainebleau et de la Kaolinite Speswhite et par Al-Shayea (2001) pour des mélanges constitués de sable et d'argile naturels Saoudiens, où 10% d'argile diminue sensiblement la perméabilité des mélanges, au-delà de cette teneur d'argile, la perméabilité diminue légèrement. La réduction de k_v avec l'augmentation du taux de fines a été observée également par Han (1998) sur des mélanges (sable, bentonite).

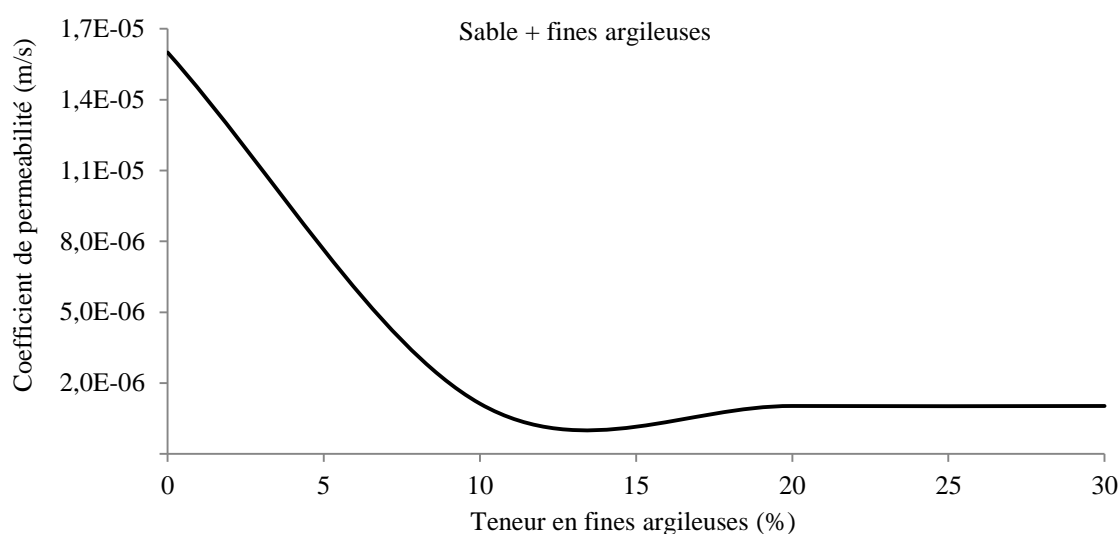


Figure IV. 31 : Evolution de la perméabilité en fonction de la teneur en fines argileuses.

2.7.2.2 Cas des mélanges d'argile + fines sableuses

Par ailleurs, le chargement n'exerce pas le même effet sur les mélanges (argile + fines sableuses) comparativement à l'argile seule. En effet, en plus d'une certaine amélioration de la perméabilité dans le cas des mélanges, ses variations sous les différents chargements ne s'effectuent pas dans le même sens que les variations enregistrées dans le cas de l'argile. Néanmoins elle reste toujours perturbée et non proportionnelle à l'intensité de la contrainte verticale (voir figure IV.32).

En revanche, comme il a été constaté pour le matériau argile ; les perméabilités finales des mélanges restent inférieures aux perméabilités initiales même après déchargement total. Ceci traduit leur comportement plastique où les propriétés argileuses sont prédominantes.

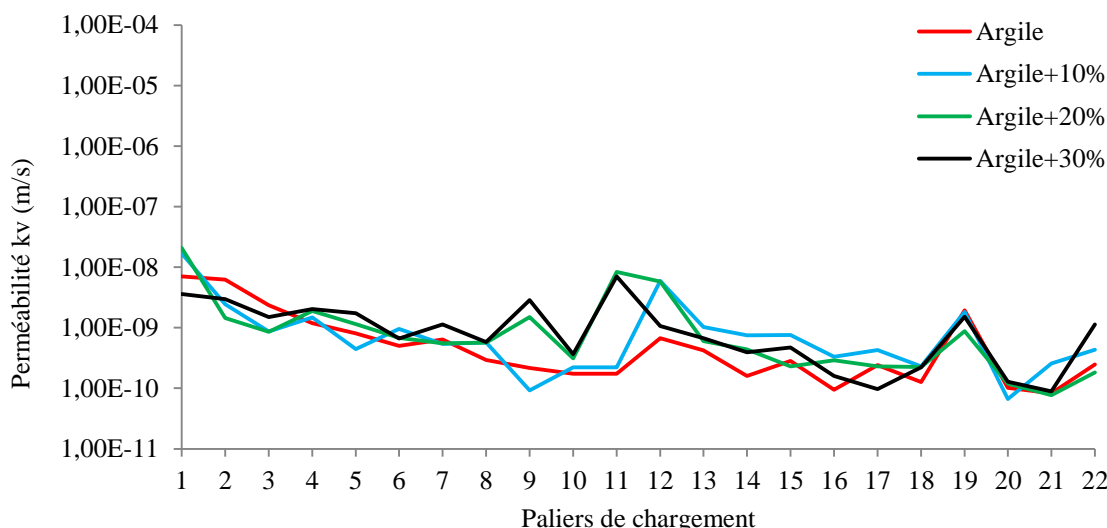


Figure IV. 32 : Evolution de la perméabilité en fonction de la teneur en fines sableuses.

Pour un même chargement, la figure IV.33 montre que l’ajout de fines sableuses engendre une augmentation de la perméabilité des argiles. Les fines sableuses d’une part perturbent l’arrangement des feuillets argileux et déstabilisent leur structure interne pour créer plus de vides. D’autre part, elles agissent sur la consistance et le degré de saturation de l’argile sachant que ces derniers sont des paramètres influant la perméabilité du sol tel qu’il a été montré par Ling LI (1999).

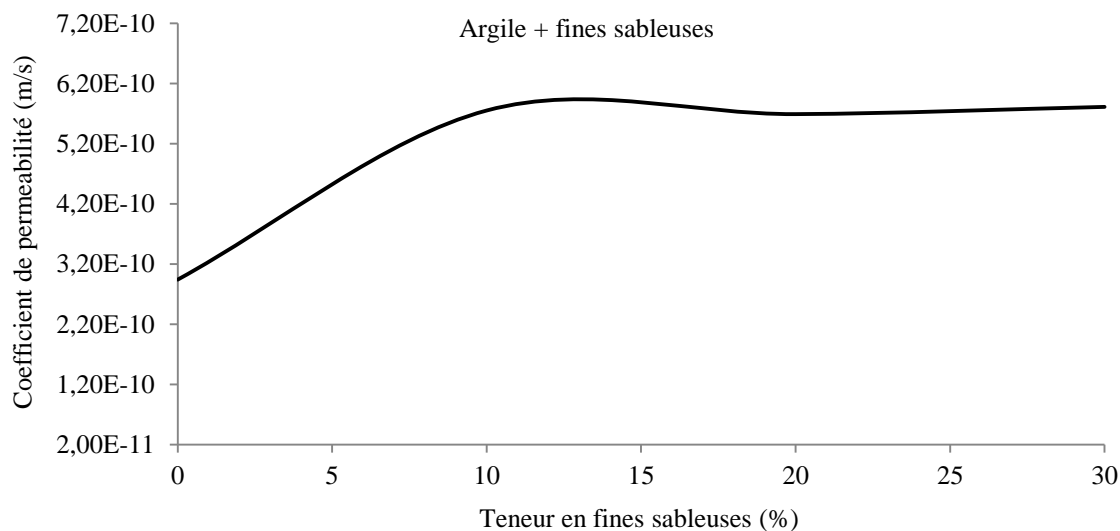


Figure IV. 33 : Evolution de la perméabilité en fonction de la teneur en fines sableuses.

Au-delà d’une certaine proportion de fines sableuses qui est estimée de 10 à 15% dans ce cas, l’indice des vides maximal est atteint, en conséquence la perméabilité n’augmente plus. Elle tend plutôt à se stabiliser ou à fluctuer légèrement selon le réarrangement des particules.

2.8 Influence de l'ordre de stratification des couches sur la perméabilité d'un multicouche

La figure (IV.34) montre l'influence de l'ordre de stratification des couches sur l'évolution de la perméabilité dans le cas des échantillons reconstitués en bicouche de (sable, argile et marne) en fonction de l'intensité de la contrainte supportée. En effet, le chargement n'influe pas de la même manière sur les bicouches en fonction de l'ordre de stratification des couches. Les perméabilités correspondantes n'évoluent pas dans le même sens pour deux bicouches constitués de mêmes couches mais inversement superposées.

Néanmoins, dans le cas des bicouches de (marne, argile) l'amplitude de variation de la perméabilité n'est pas importante, les courbes des échantillons (A-M) et (M-A) évoluent dans le même fuseau (10^{-08} à 10^{-10} m/s) du fait que ces matériaux présentent des propriétés hydrauliques très proches (voir figure IV.34).

En revanche, les courbes de perméabilité divergent davantage dans le cas des bicouches de (sable, argile) et de (sable, marne). Elles varient dans une gamme plus large allant de (10^{-06} m/s à 10^{-10} m/s). Néanmoins, comparativement aux bicouches (S-M et S-A), les bicouches de (M-S et A-S) respectivement, présentent des perméabilités nettement plus élevées. Ces derniers présentent une couche de très faible perméabilité (argile ou marne) reposant sur une couche relativement perméable.

Au cours des essais, les couches supérieures subissent en premier lieu l'intensité du chargement, ce qui occasionne leur compressibilité (avant que l'effort ne soit transmis vers les couches les plus profondes), ce phénomène induit directement la dissipation de l'eau existante dans leurs pores, pour se transférer plus facilement sous l'effet de la gravité vers les couches inférieures. En effet, le comportement du point de vue perméabilité à titre d'exemple des bicouches (S-A) et (S-M) est plus proche de celui de l'argile et de la marne respectivement.

Ainsi, la perméabilité dépend essentiellement de la nature de cette couche inférieure. Elle sera plus forte dans le cas où cette couche est perméable, tandis qu'elle s'atténuera sensiblement si cette couche est d'une perméabilité plus faible.

Ce paramètre n'est généralement pas pris en compte dans les calculs classiques de la perméabilité, alors qu'il est d'une très grande importance, notamment dans le cas des sols reconstitués pour la réalisation de barrages en terre et des barrières étanches où l'ouvrage est soumis sans cesse aux cycles de chargement-déchargement.

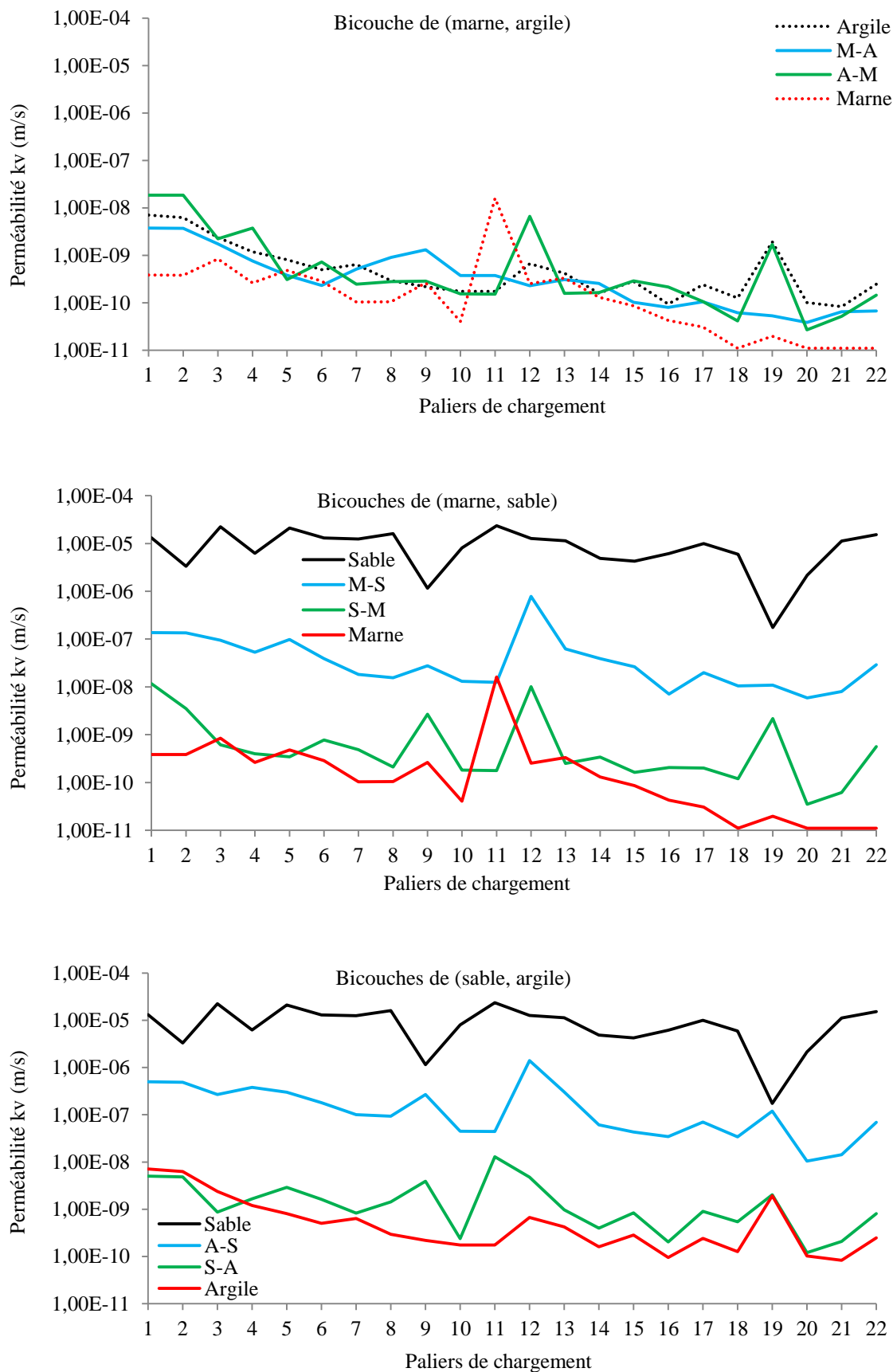


Figure IV. 34 : Evolution de la perméabilité en fonction de l'ordre de stratification des couches (cas des échantillons en bicouches).

2.8.1 Etude de la perméabilité d'un massif de sol traversé par une couche de nature différente (tri-couche)

Les figures IV.35 permet d'étudier l'évolution de la perméabilité en fonction de la nature d'une couche qui traverse un massif de sol de nature différente.

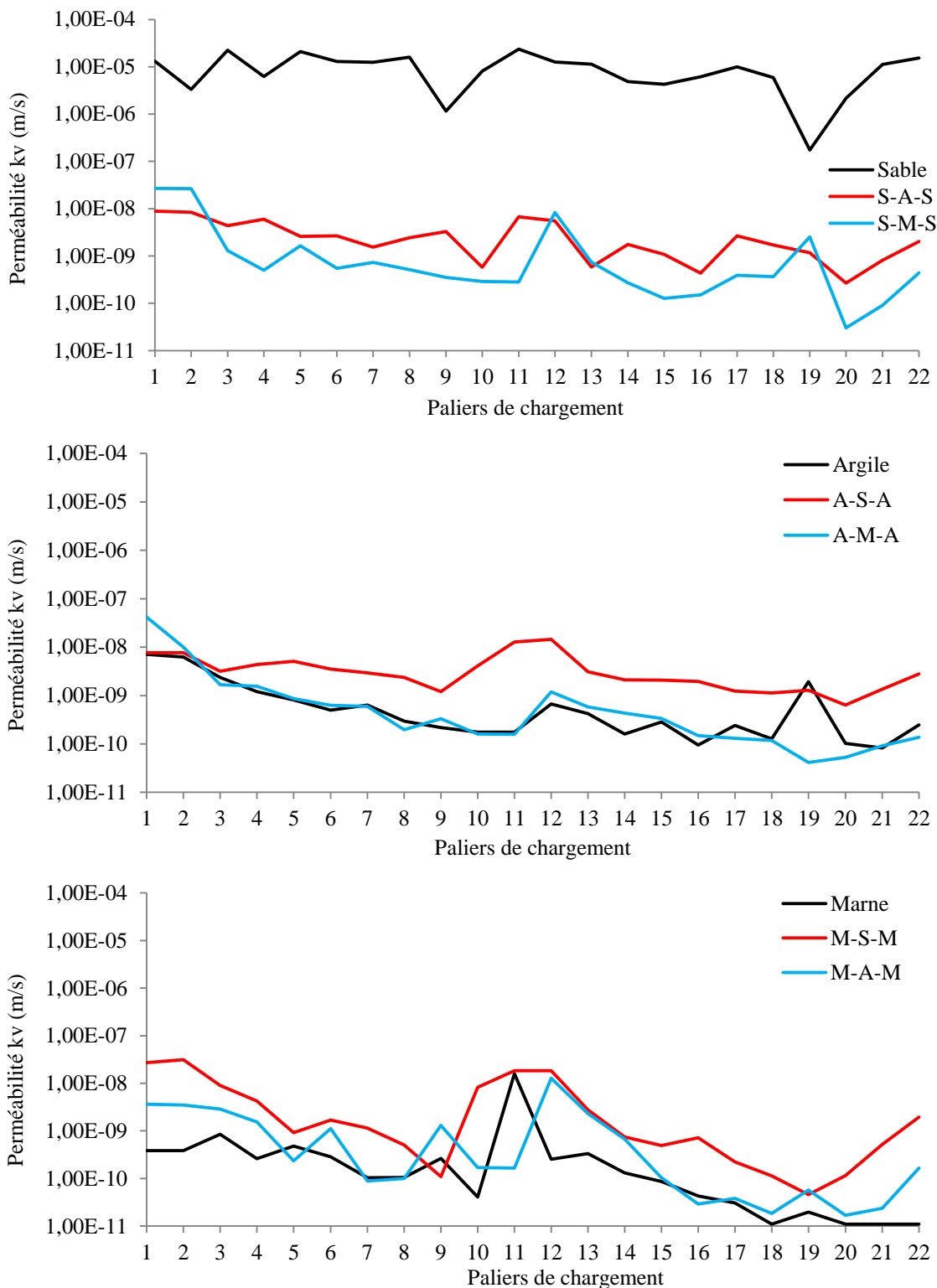


Figure IV. 35 : Evolution de la perméabilité d'un massif de sol traversé par une couche de différente nature.

La présence d'une couche d'argile ou de marne même en faible épaisseur au sein du sable diminue fortement sa perméabilité. Par contre l'effet d'une couche de sable est très limité au sein d'un massif d'argile ou de marne. La perméabilité est légèrement améliorée par la présence du sable dans ces massifs. Ainsi, le comportement de ce type de multicouches du point de vue perméabilité est généralement régi par la couche de plus faible perméabilité.

2.9 Influence de la proportion des couches sur la perméabilité d'un multicouche

La figure IV.36, permet d'étudier l'évolution de la perméabilité en fonction de la proportion des couches à savoir : (30%, 50%, 70% et 100%) pour un multicouche donné constitué de deux types de matériaux. Cependant, comparativement à l'influence de la stratification des couches présentées précédemment, les courbes de la figure IV.33, montrent que la proportion des couches ne présente pas une influence notable sur l'évolution de la perméabilité. Les courbes correspondantes à : (70%, 50% et 30%) de sable combiné avec l'argile ou la marne (voir figures IV.33) respectivement, évoluent dans un même fuseau et développent ainsi des perméabilités avec un même ordre de grandeur. Seul le sable propre qui développe une perméabilité différente (plus élevée).

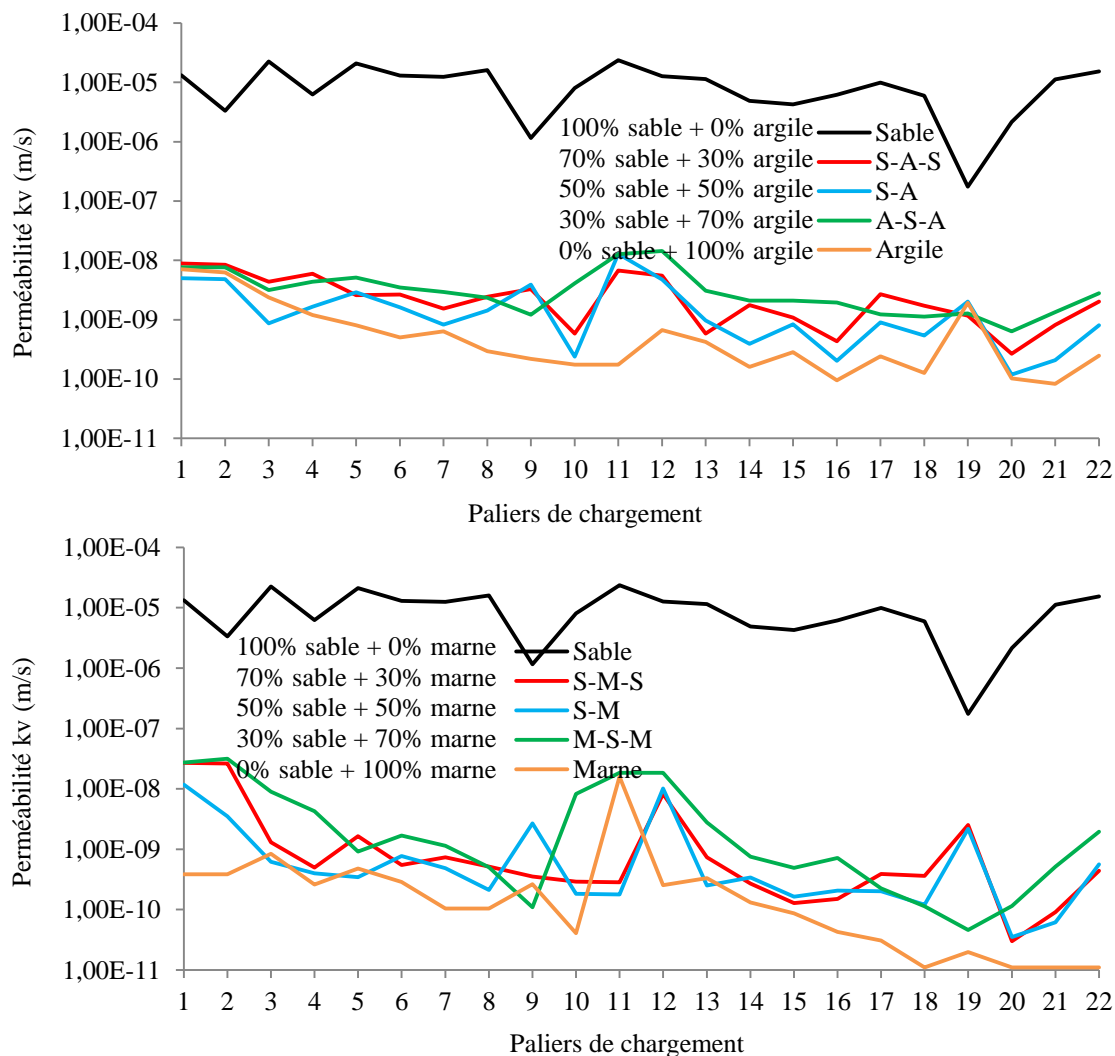


Figure IV. 36 : Evolution de la perméabilité en fonction de la proportion des couches.

Les courbes de la figure IV.37 montrent également que, la perméabilité n'est pratiquement pas influencée par la proportion des couches. Malgré la variation de la proportion de marne ou d'argile de 30% à 100%, néanmoins, les perméabilités des différents multicouches évoluent dans un même fuseau.

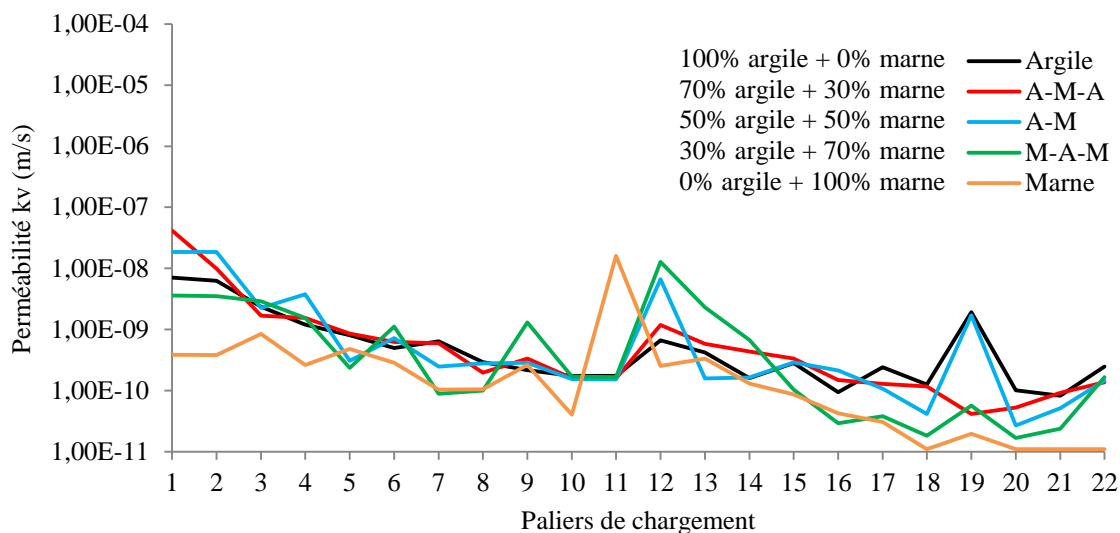


Figure IV. 37 : Evolution de la perméabilité en fonction de la proportion des couches.

2.10 Influence du mode de répartition des fines sur le comportement du sol à l'œdomètre

Les figures IV.38, IV.39 et IV.40, permettent de comparer le comportement en compression-gonflement, en consolidation et en conductivité hydraulique respectivement de deux sols sableux comportant une même proportion de fines argileuses d'environ (30 %), à l'état lié (en couche) et à l'état dispersé (en mélange).

Cependant, une même teneur en fines de même nature ne signifie pas un même comportement du massif. Le mode de répartition des fines est un facteur très important est très sensible sur le comportement du sol à étudier.

En effet, les fines regroupées en couche selon le modèle de Alonso et al (1987) tel que représenté par l'échantillon (S-A-S) présentent des propriétés colloïdales plus actives du fait que les feuillets sont en liaison continue. Par conséquent, les phénomènes de (compressibilité et gonflement) se manifestent davantage, dans ce cas ($C_c = 0,104$) et ($C_s = 0,019$).

L'indice des vides initial plus élevé, est lié d'une part au phénomène du coussin de caoutchouc (Arquie et Morel, 1988) se manifestant lors de la confection de l'échantillon en couches, qui est dû à un excès d'eau dissipée des couches de sable vers la couche d'argile au milieu suite à la réduction des vides inter-grains dans le sable sous l'effet de la densification. Et d'autre part, du fait que les pores entre les grains de sable ne sont pas occupés par les fines concentrées en une seule couche.

Tandis que dans le cas de l'échantillon en mélange (S + 30%), les fines argileuses sont dispersées et réparties d'une manière plus ou moins uniforme sur tout le volume de l'échantillon. Par conséquent, les vides inter-granulaires sont généralement occupés par ces fines, ce qui réduit considérablement l'indice des vides du mélange et augmente sa densité. Ainsi, l'indice des vides initial est très faible comparativement au multicouche.

En revanche, les liaisons entre les particules (feuillets) sont souvent rompues par les grains de sable selon le modèle présenté par Collins et al, (1974).

Ainsi, l'activité des propriétés colloïdales des fines sont atténuées, le volume des vides est très faible, par conséquent, l'aptitude du mélange à la compressibilité ($C_c = 0,058$) et au gonflement ($C_s = 0,009$) est réduite.

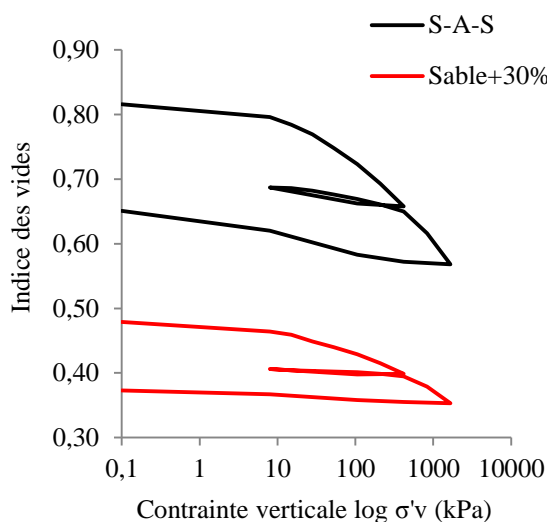


Figure IV. 38 : Effet du mode de répartition des fines sur la compressibilité des sols.

En effet, bien que les tassements de consolidation (instantanée et primaire) se produisent à des périodes égales en fines réparties et en fines regroupées, néanmoins ils montrent une plus forte amplitude dans ce dernier cas avec une tendance à évoluer en fonction du temps.

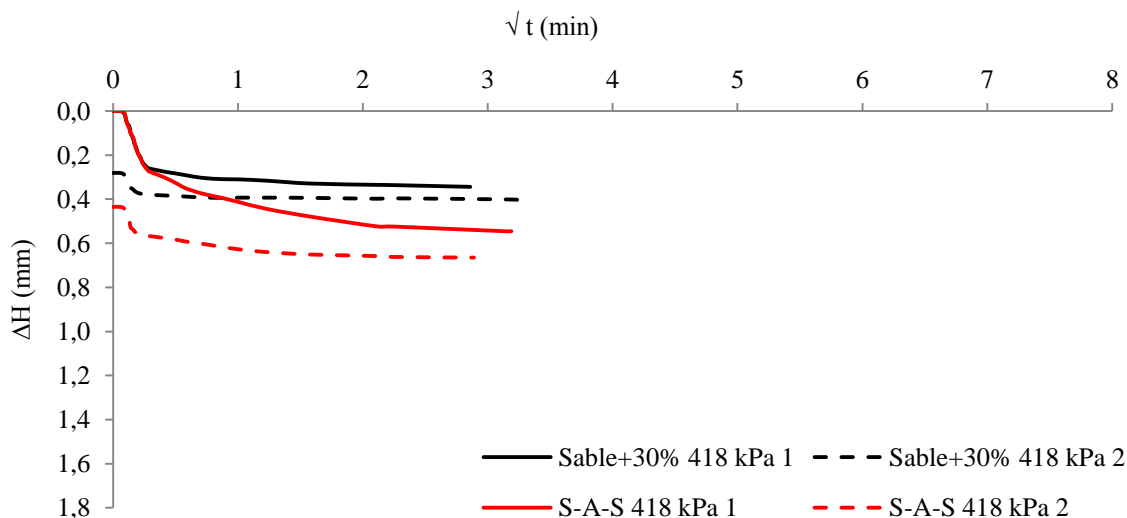


Figure IV. 39 : Effet du mode de répartition des fines sur la consolidation des sols.

Les conductivités hydrauliques (perméabilité) des deux types de sols sont totalement différentes malgré qu'ils soient soumis aux mêmes sollicitations (mêmes chargements) et contiennent les mêmes proportions de fines argileuses. Ces dernières en couche réduisent fortement la perméabilité du sable comparativement aux fines réparties dans le massif.

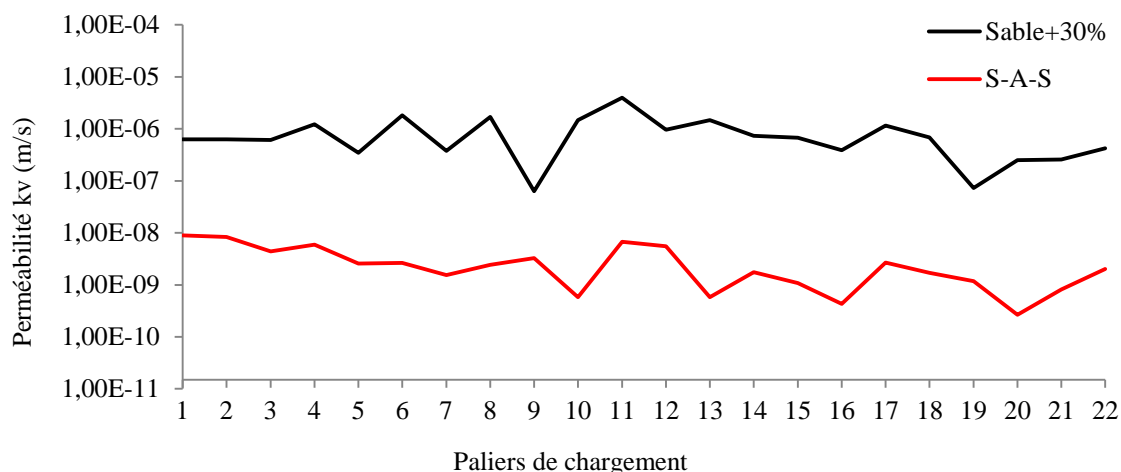


Figure IV. 40: Effet du mode de répartition des fines sur la perméabilité des sols.

Malgré que les fines en mélange montrent un indice des vides plus réduit, néanmoins leur perméabilité est plus faible en couche, ce qui confirme les résultats obtenus précédemment et concorde avec la définition de l'argile qui est un matériau poreux imperméable évoqué par Boucly-Norotte, (1991).

3. Conclusion

Les essais réalisés ont permis d'étudier le comportement à l'œdomètre à savoir (la compressibilité, la consolidation et la perméabilité) des sols homogènes, hétérogènes (mélanges) et anisotropes (multicouche), reconstitués particulièrement de (sable, marne et argile) en fonction du chargement-déchargement, de la nature et de la teneur en fines, ainsi que de l'ordre de stratification des couches et de leur proportion.

Les résultats obtenus ont permis de constater que, le comportement du sable étudié se distingue fortement de celui de l'argile et de la marne. Ces dernières par contre, présentent parfois des comportements très comparables.

L'influence des fines sableuses est plus ou moins limitée sur les argiles dont le comportement est généralement dominant. En revanche l'influence des fines argileuses à une certaine proportion critique allant de 10 à 15% est très sensible sur le comportement des sables étudiés.

Le mode de répartition des fines (répartie ou groupées en couche) est très important. Les sols en mélanges (fines réparties) sont moins compressibles mais plus perméables que les sols en couches. Cependant, les tassements de consolidation se produisent à des périodes

égales en fines réparties et en fines regroupées, néanmoins avec une plus forte amplitude dans ce dernier cas.

Cependant, l'ordre de stratification des couches et leur proportion montrent dans certains cas une influence non négligeable sur le comportement global des multicouches, notamment sur leurs conductivités hydrauliques. Cette dernière n'est pas proportionnelle au chargement et à l'indice des vides, par contre, elle dépend fortement de la position de la couche la moins perméable.

Par ailleurs, l'influence des différents paramètres cités ci-dessus est d'autant plus sensible que la différence entre les caractéristiques (minéralogiques et mécaniques) des couches est plus importante.

Pour mieux comprendre le comportement de ces sols en fonction des paramètres cités précédemment, il est nécessaire de les soumettre à d'autres types de sollicitations. L'analyse de leur réponse aux essais de cisaillement direct à la boîte fera l'objet du chapitre suivant.

CHAPITRE V

ETUDE DU COMPORTEMENT DES SOLS HOMOGENES, HETEROGENES ET ANISOTROPES AU CISAILLEMENT DIRECT A LA BOITE

1. Introduction

Les instabilités observées en géotechnique se traduisent en général par une rupture localisée du sol en cisaillement. Elles peuvent affecter des talus (digues, remblais, berges...) ou bien des fondations, sous l'effet d'une surcharge. Dans le but de pouvoir dimensionner correctement les ouvrages, l'étude du comportement mécanique d'un sol vise donc en particulier à connaître sa résistance au cisaillement.

La résistance au cisaillement d'un sol est classiquement décrite par son critère de plasticité (Philipponnat & Hubert, 2002 ; Coussy & Fleureau, 2002). Il exprime la relation existant à l'équilibre limite entre la contrainte tangentielle au plan de cisaillement τ et la contrainte σ normale à ce plan (Rey, 2005). Cette résistance est parfois difficile à déterminer, particulièrement, lorsqu'il s'agit d'un sol fin, ou encore, si le massif est composé de plusieurs sols de caractéristiques différentes (sols hétérogènes ou anisotropes), tels que les sols en mélanges, ou en plusieurs couches stratifiées (multicouches).

Dans ce chapitre, est traité aux essais de cisaillement direct à la boîte le comportement des sols (sable, marne et argile) sous différentes compositions. La résistance au cisaillement de ces compositions, leur variation de volume ainsi que l'évolution de leurs caractéristiques mécaniques sont étudiées en se basant sur l'effet des fines argileuses et sableuses dans le cas des sols en mélanges (sable, argile), ainsi que l'influence de l'ordre de stratifications des couches, leur proportion et leur inclinaison dans le cas des sols (stratifiés), multicouches de (sable, marne, argile).

2. Présentation et discussion des résultats

Les essais de cisaillement direct à la boîte réalisés dans cette étude sont du type consolidé-drainé (CD). L'échantillon de sol est consolidé sous la même contrainte normale de l'essai, ensuite cisailé de telle sorte que la pression interstitielle de l'eau puisse se dissiper et être considérée comme nulle à chaque instant.

Les surpressions interstitielles étant nulles (ou négligeables), les efforts appliqués sont transmis intégralement au squelette du sol et les contraintes induites sont des contraintes effectives. L'application de l'effort s'accompagne d'une variation de volume, plus ou moins importante selon l'état de compacité du sol et l'intensité des contraintes normales. Cette diminution de volume, traduit un rapprochement des grains et un volume égal d'eau interstitielle est expulsé du sol au fur et à mesure du chargement.

Les caractéristiques de résistance au cisaillement du sol dans un comportement drainé sont appelées caractéristiques drainées (c' et ϕ'). Elles sont représentatives du comportement du

squelette solide, (Magnan, 1991). Les résultats d'essais sont représentés sous forme de courbes de :

Contraintes de cisaillement en fonction des déplacements horizontaux : $\tau = f(\Delta L)$;

Déplacements verticaux en fonction des déplacements horizontaux $\Delta V = f(\Delta L)$;

Contraintes de cisaillement en fonction des contraintes normales $\tau = f(\sigma)$.

En fonction de :

La contrainte normale appliquée ;

La teneur en fines sableuses ou argileuses ;

L'ordre de stratification des couches ;

La proportion des couches ;

L'inclinaison des couches.

2.1 Analyse de la résistance au cisaillement des sols étudiés

Les courbes de contraintes-déformations, permettent de décrire l'évolution de la résistance au cisaillement des échantillons en fonction des paramètres cités ci-dessus.

Selon le LCPC (1987), la résistance au cisaillement peut être définie, sur les courbes de contraintes-déformations, comme étant :

Le maximum de la contrainte de cisaillement τ_{\max} ;

La contrainte de cisaillement correspondant à une déformation très grande ;

La contrainte de cisaillement correspondant à une déformation plus ou moins arbitraire.

2.1.1 Résistance au cisaillement des matériaux homogènes (sable, marne, argile)

Les matériaux homogènes (sable, marne et argile) sont considérés comme matériaux de référence, pour effectuer les différentes comparaisons et étudier l'influence des différents paramètres cités précédemment.

2.1.1.1 Influence de la nature du matériau sur la résistance au cisaillement

La figure V.1 : présente l'évolution de la contrainte tangentielle (τ) en fonction des déplacements horizontaux (ΔL) pour les trois matériaux (sable, marne et argile) sous différentes contraintes normales (100, 200 et 300 kPa).

Les courbes de contraintes-déplacements correspondant au matériau sable présentent un pic de résistance (résistance max) pour des déplacements horizontaux très faibles (2mm à 3 mm). Le même comportement a été observé par Boussaid et al, (2005) dans leur étude sur les mélanges (sable, argile).

A la suite du cisaillement, la résistance du matériau diminue, avec une tendance à se stabiliser à une valeur plus faible, traduisant la résistance résiduelle du sable. Le phénomène apparaît clairement sous la contrainte de 100 kPa, par contre l'essai se termine avant que le phénomène ne se produise complètement sous les contraintes 200 et 300 kPa. Ceci est l'une des limitations principales des essais de cisaillement direct à la boîte, est que le taux de cisaillement ne peut pas être très élevé, car l'aire du plan cisailé diminue le long de l'essai. En revanche cette difficulté est contournée par l'essai de cisaillement annulaire présenté par Estrada, (2008).

Sous les contraintes normales élevées (300 kPa) particulièrement, l'échantillon de sable développe une nouvelle résistance, après avoir épuisé une bonne partie de sa résistance au cisaillement, qui se produit à (4 à 5 mm) de déplacement horizontal. Ceci peut être expliqué par une nouvelle restructuration des grains au cours de leur déplacement et rotation, ce qui a formé une nouvelle matrice plus dense avec une meilleure réorientation des grains développant par conséquent une nouvelle résistance.

La marne et l'argile présentent des résistances assez comparables, cependant, elles sont nettement inférieures à celles du sable. La résistance de l'argile particulièrement, augmente légèrement juste au début de l'essai, ensuite, elle se stabilise pratiquement jusqu'à la fin de l'essai.

Les courbes correspondant aux matériaux argile et marne sont plus étalées. L'augmentation en résistance est très faible en fonction du déplacement horizontal. Les courbes évoluent en palier (sans aucun pic apparent), notamment après (0,5 mm) de déplacement horizontal, ce qui traduit le comportement plastique de ces matériaux.

Selon Ahrens, (1995), la marne est un matériau à rupture fragile plutôt que ductile. Ce comportement n'apparaît pas clairement dans cette étude du fait que les essais sont réalisés sur des échantillons reconstitués à l'état humide.

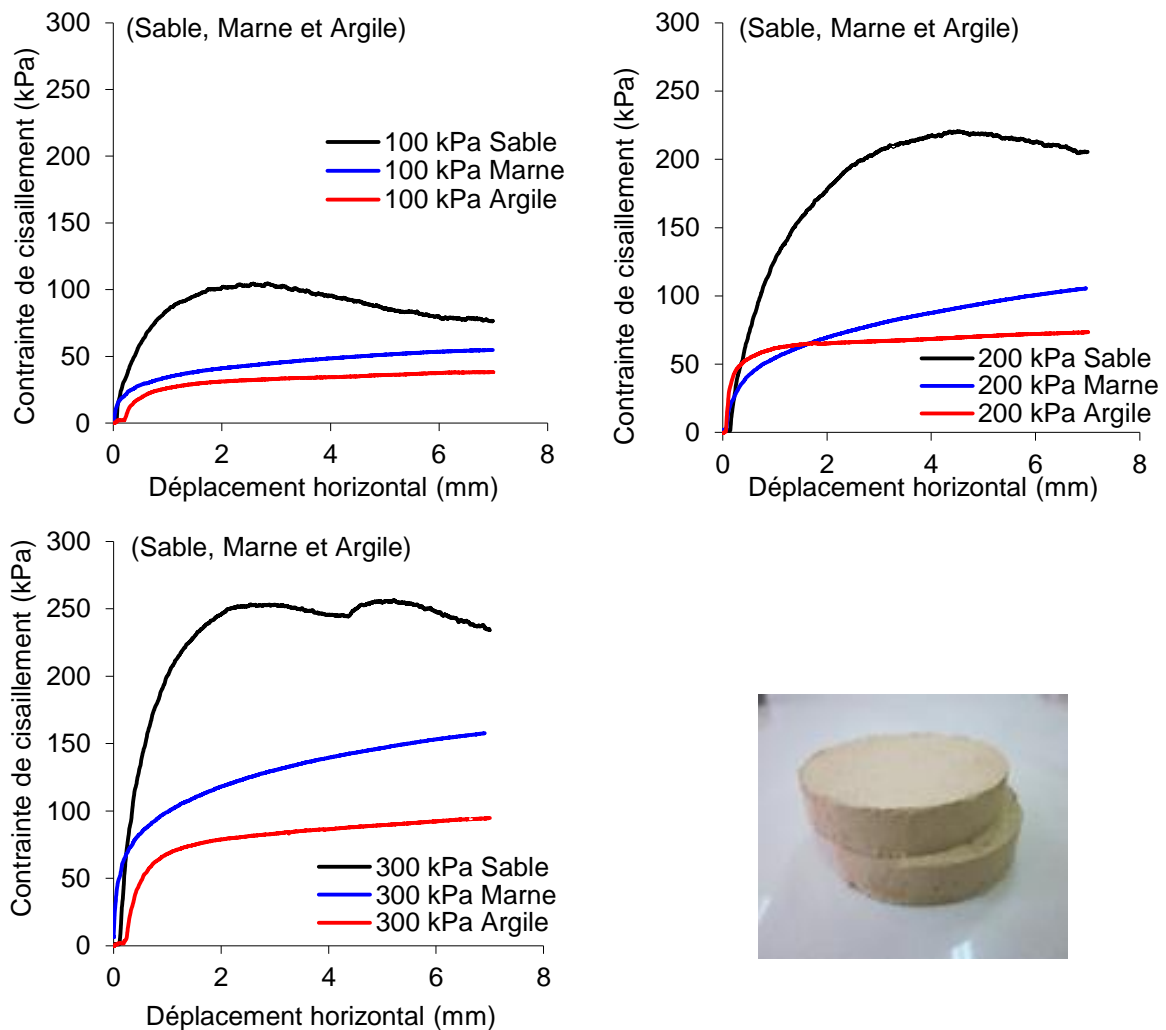


Figure V. 1 : Evolution de la résistance au cisaillement en fonction de la nature du sol.

D'après Tabor (1981), à l'échelle microscopique, les surfaces sont rugueuses dans le cas des sables (sols pulvérulents). Le contact ne se produit donc que pour un nombre limité d'aspérités (voir figure V.2) et la distance entre les éléments de surface correspondants est si faible que ceux-ci interagissent par le biais de forces attractives (interaction de van der Waals, ...). Ceci dit que les deux mécanismes de frottement sont, d'une part, l'adhérence due aux forces attractives, et d'autre part, le cisaillement des aspérités.

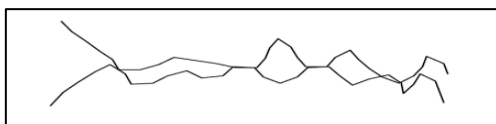


Figure V. 2 : Zoom sur un contact de grains.

Le sable présente les résistances au cisaillement les plus élevées, comparativement à la marne et à l'argile. Cette dernière développe les résistances les plus faibles. Rappelant que le même ordre a été constaté aux essais œdométriques du point de vue résistance à la compressibilité et aux tassements.

2.1.2 Influence de la contrainte normale sur la résistance au cisaillement

La figure V.3 présente l'évolution de la résistance au cisaillement en fonctions des contraintes normales appliquées (100, 200 et 300 kPa).

La résistance au cisaillement augmente avec l'augmentation de la contrainte normale, ceci est confirmé pour les différents matériaux étudiés. Effectivement, avec l'accroissement de l'effort vertical, les grains sont de plus en plus serrés les uns contre les autres, les vides sont réduits, ce qui augmente les forces d'enchevêtrement, de frottement et de cohésion entre les grains et les particules. Ces forces s'opposent aux mouvements issus de la force horizontale de cisaillement.

Cependant, l'influence de la contrainte normale paraît plus sensible dans le cas des sables, alors que la résistance au cisaillement des argiles augmente légèrement avec l'augmentation de cette contrainte. Robitaille et Tremblay (1997) expliquent ce phénomène, au fait que la résistance au cisaillement des sols cohérents (argile constituées de particules en feuillets) provient principalement de la cohésion entre les particules qui est liée à la présence de charges électriques à leurs surfaces, et qui engendrent des forces d'attraction qui les unissent, leur conférant ainsi une résistance au cisaillement le long d'un plan de rupture même quand aucune contrainte normale n'est appliquée.

Tandis que, les sols pulvérulents (sable) sont constitués de particules volumineuses ; leur résistance au cisaillement provient du frottement et de l'enchevêtrement des grains (plus ou moins angulaires), qui en s'emboîtant dans les interstices entre les autres grains sous l'effort normal, créent une résistance au mouvement. Ainsi, lorsque la contrainte normale (σ) est nulle, la résistance au cisaillement des sols pulvérulents devient presque nulle et les grains n'offrent pratiquement aucune résistance au déplacement. Par ailleurs, la valeur de la contrainte tangentielle est plus ou moins proche de la valeur de la contrainte normale appliquée dans le cas des échantillons sableux. Tandis que, l'écart entre les deux contraintes (τ et σ) est important dans le cas des échantillons argileux et marneux.

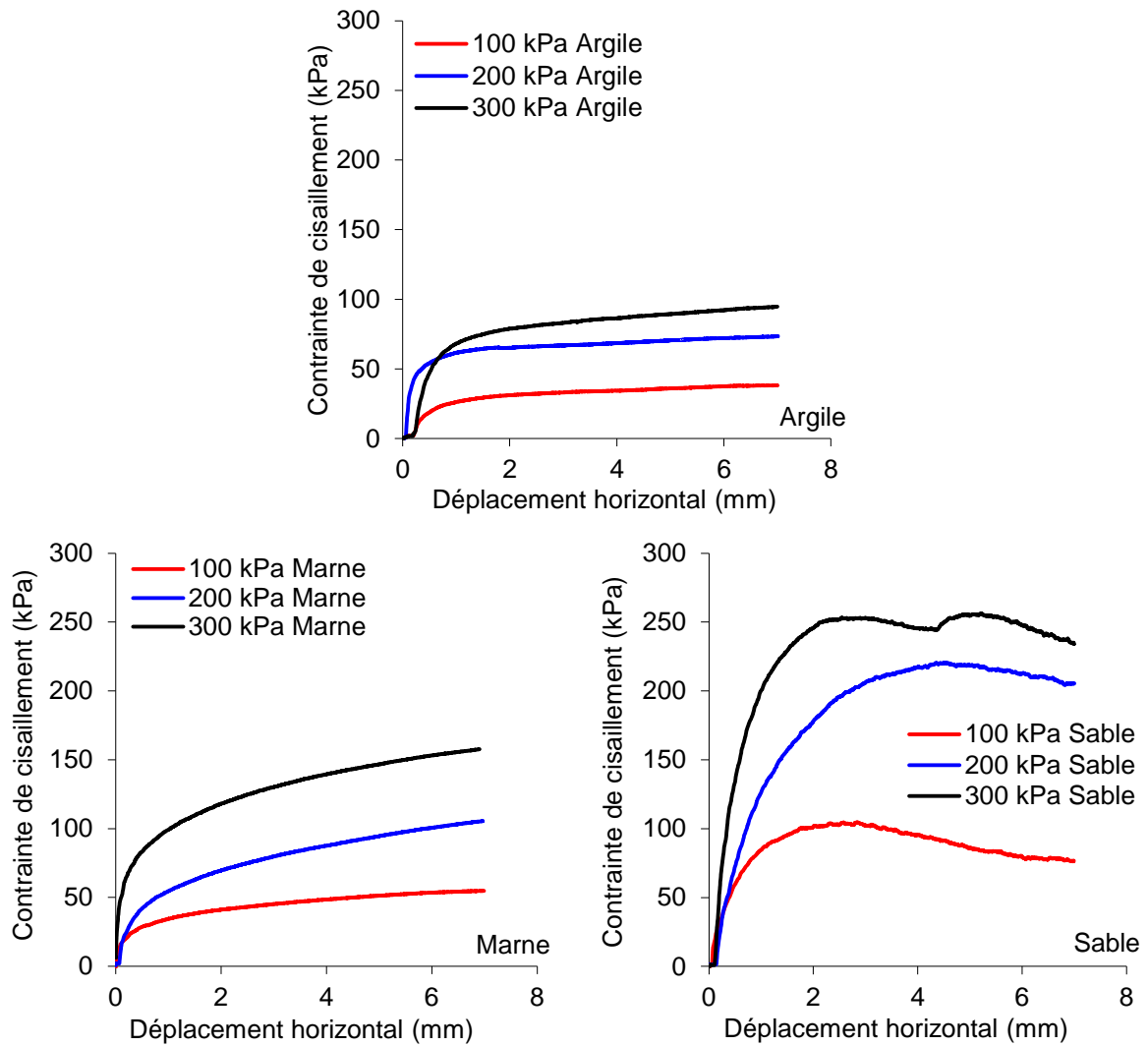


Figure V.3: Evolution de la résistance au cisaillement en fonction de la contrainte normale.

Sous l'action d'une force normale, la rugosité se déforme (voir figure V.3). La surface de contact effective étant beaucoup plus petite que la surface apparente, la contrainte exercée au niveau de chaque point rugueux est supérieure au seuil de plasticité du matériau. Elles se déforment donc à pression constante jusqu'à supporter la force normale. Afin de séparer les deux objets, il est nécessaire d'exercer une force tangentielle suffisante pour rompre l'ensemble des liaisons établies au niveau des aspérités. Bowden et Tabor (1950) ont montré que cette force est proportionnelle à la surface de contact effective et par conséquent à la force normale.

2.2 Résistance au cisaillement des sols hétérogènes (mélange de sable, argile)

Les sols en mélanges de (sable, argile), présentent généralement des granulométries discontinues. Ils sont constitués par des éléments entourés par une matrice d'éléments fins.

En se basant sur les proportions sableuse et argileuse constituant le sol, Boussaid (2005) a distingué trois types de mélanges :

- Les mélanges dont la proportion argileuse est très faible (inférieure généralement à 10% ou 15%), présentent des vides inter-grains non remplis entièrement d'argile, ainsi, l'existence de contact entre les grains conduit à un comportement essentiellement frottant.
- Les mélanges intermédiaires, dont le pourcentage d'argile varie entre (15% et 50%). A ce stade, chaque fraction influe sur le comportement de l'autre et par conséquent, le comportement du mélange est à la fois cohérent et frottant.
- Les mélanges dont la proportion d'argile dépasse les 50%, présentent des éléments sableux très dispersés, ainsi le comportement est gouverné en grande partie par la fraction argileuse. Le caractère frottant des grains de sable dans ce cas ne se manifeste pratiquement pas, ainsi le mélange développe un comportement cohérent.

La caractérisation mécanique de ces types de sols peut être réalisée in situ, en utilisant des essais en vraie grandeur (Shirdan et al, 1998 ; Lareal et al, 1973 ; Jain et Gupta, 1974). Au laboratoire par contre, sont généralement utilisés des dispositifs expérimentaux classiques tels que la boîte de cisaillement classique, ou des dispositifs de plus grandes dimensions (Bourdeau, 1997 ; Shridam et al, 1998 ; Vallé, 2001 ; Gomes Correia et al, 2001).

Dans le cas de cette étude, l'objectif est de montrer en plus de la teneur, l'influence de la nature des fines sur le comportement des mélanges. Ainsi, les essais réalisés dans une première étape, comme le montre la figure V.4, permettent d'étudier l'influence des fines argileuses sur le comportement des sables. Plusieurs recherches dans le même sens ont été réalisées par (Kouloughli et Bencheikh, 2005, Boussaid, 2005 ; Boussaid et al, 2005 ; Kacprzak, 2006 ; Arab, 2008 ; ...). En deuxième étape, les essais réalisés permettent d'étudier l'influence des fines sableuses sur le comportement des argiles (voir figure V.5).

2.2.1 Influence de la teneur en fines argileuses sur la résistance au cisaillement des mélanges (sable + fines argileuses)

Les courbes de la figure V.4, traduisent une certaine amélioration de la résistance des mélanges avec l'ajout des fines argileuses. Néanmoins, les courbes tendent de plus en plus vers des paliers en fonction de la teneur en argile, notamment, sous les faibles contraintes normales. Les échantillons contenant 30% d'argile présentent généralement les courbes les plus étalées, ce qui traduit le comportement de plus en plus plastique des mélanges.

La proportion de fines offrant au mélange une meilleure résistance varie en fonction de la contrainte normale appliquée. Cependant, 10 à 20% de fines argileuses constituent une moyenne pouvant présenter une résistance améliorée sous les différentes contraintes normales. Par ailleurs, la proportion de fines permettant une amélioration de la résistance au cisaillement des mélanges étudiés par Boussaid (2005) varie entre 30 et 40%. En revanche une teneur en bentonite dépassant les 10% fait diminuer sensiblement la résistance au cisaillement des mélanges étudiés par Kouloughli et Bencheikh (2007). Ceci montre que la proportion de fines à injecter dans un mélange est liée à plusieurs paramètres.

En effet, la présence de fines, bien qu'elle ait pour effet de diminuer la proportion des vides et de créer des ponts entre les grains, mais en contrepartie (en quantité exagérée), elle facilite le déplacement des grains les uns par rapport aux autres et augmente

considérablement le potentiel d’instabilité de la matrice en question. Ce qui ne coïncide pas avec l’évolution du comportement classique du sol en fonction de la densité, (Arab, 2008).

Cependant, Mitchel (1979) propose une possibilité de calcul du volume d’argile nécessaire au remplissage du volume des vides ménagé par les grains de sable, avec l’hypothèse que toute l’eau est associée à la fraction argileuse, et que les grains de sable sont en contact ($e_{min} < e_g < e_{max}$). Par ailleurs, elle doit vérifier y positif et ($G_{ss} \cdot w < e_g$).

$$y = \frac{e_g - G_{ss} \cdot w}{e_g + \frac{G_{ss}}{G_{sk}}}$$

Avec : y : Pourcentage massique d’argile ;

e_g : Indice des vides de la fraction sableuse (taux de pores granulaires) ;

w : Teneur en eau ;

G_{ss} : Densité des grains de sable ; G_{sk} : Densité des particules d’argile.

Ces hypothèses sont pratiquement impossibles à vérifier, néanmoins, la proposition de Mitchel (citée ci-dessus) peut constituer une bonne référence pour des comparaisons éventuelles.

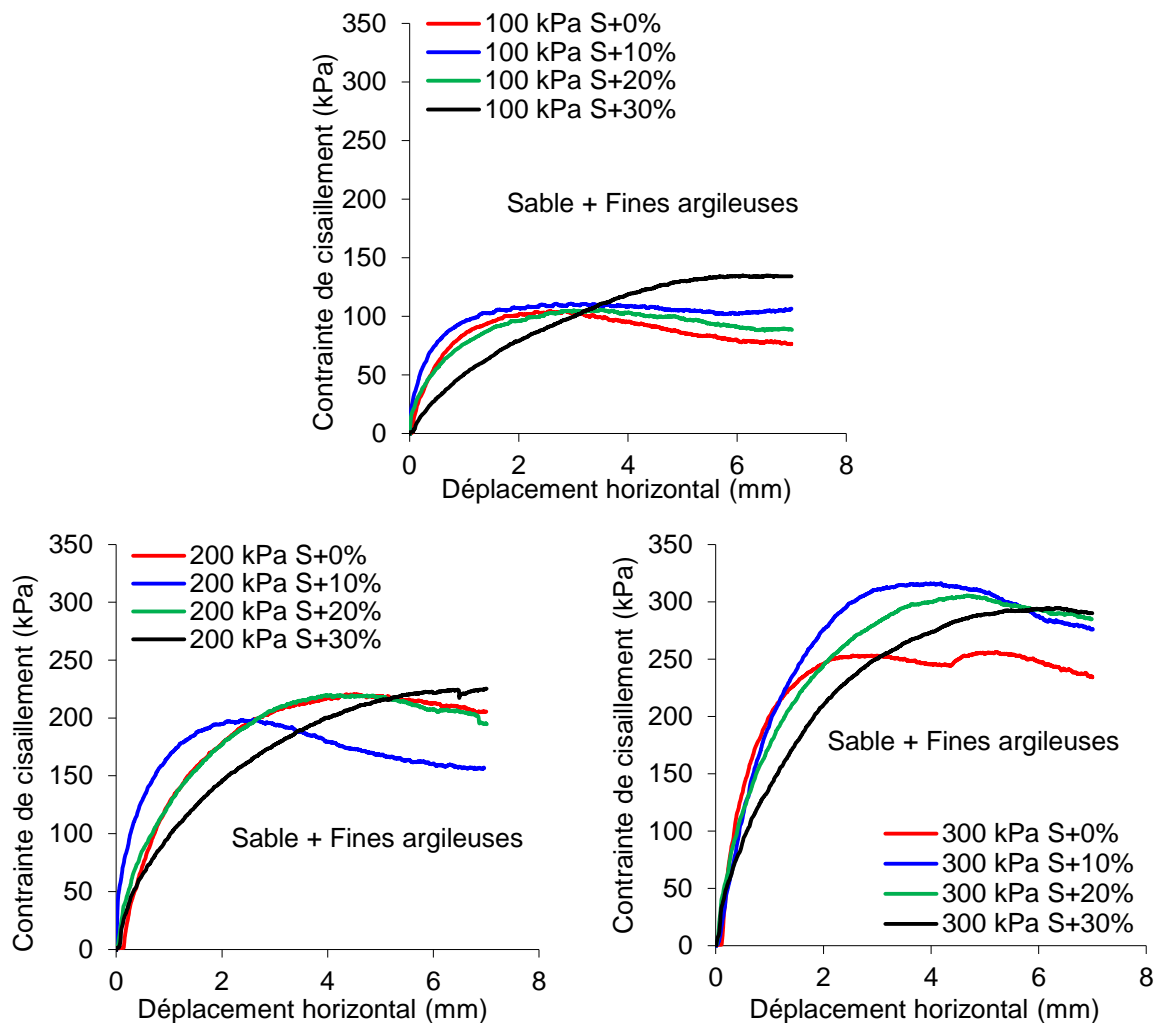


Figure V. 4 : Résistance au cisaillement des mélanges (sables, argile) en fonction de la teneur en fines argileuses.

Ainsi, la teneur en fines adéquate pour un meilleur comportement des mélanges dépend de plusieurs paramètres, à savoir (la densité des grains et des particules, la teneur en eau, l'indice des vides, ...). Une même teneur en fines ne peut répondre à toutes les fonctions souhaitées de l'ouvrage. Une teneur en fines ne dépassant pas les 10% peut améliorer la compressibilité des mélanges étudiés, avec une perméabilité assez faible pour des mélanges comportant 10 à 15% de fines (voir chapitre IV), tandis que, la résistance au cisaillement de ces mêmes mélanges peut être améliorée à une teneur en fines allant jusqu'à 20% dans certains cas. Les mêmes constatations sont apportées sur l'évolution de la perméabilité, de la densité et de la résistance au cisaillement en fonction de la teneur en bentonite des mélanges étudiés par Kouloughli et Bencheikh (2007).

2.2.2 Influence de la teneur en fines sableuses sur résistance au cisaillement des mélanges (argiles + fines sableuses)

Dans ce cas, la proportion d'argile dépasse les 70%, ce qui peut classer ce type de mélange dans la troisième catégorie citée par (Boussaid, 2005), à l'exception que le sable est remplacé par des fines sableuses.

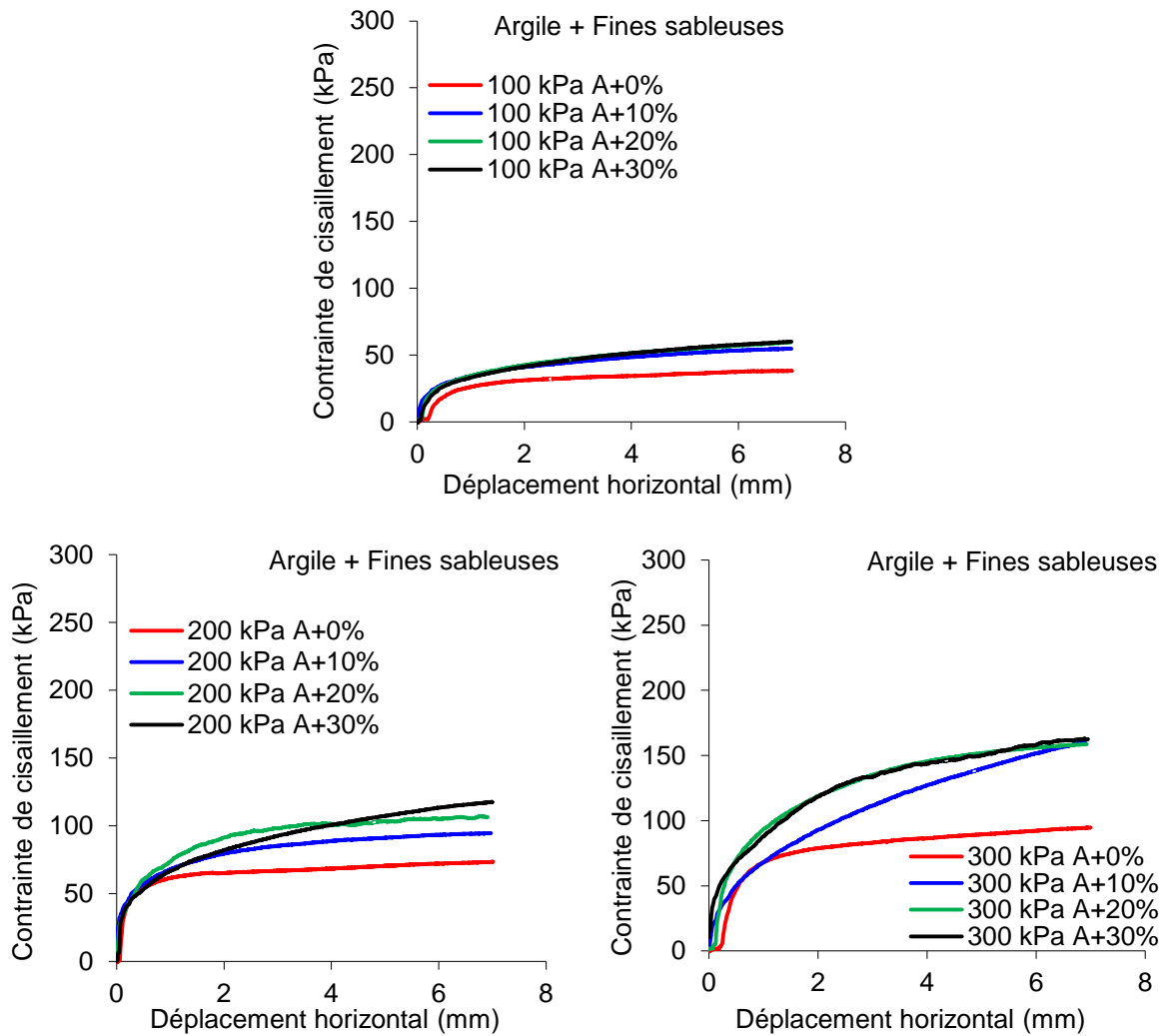


Figure V. 5 : Résistance au cisaillement des mélanges (argile, sable) en fonction de la teneur en fines sableuses.

Cependant, l'ajout des fines sableuses améliore légèrement la résistance au cisaillement des mélanges, cette amélioration est plus apparente sous les fortes contraintes normales, (voir figure V.5). En effet, sous la contrainte normale de 100 kPa, l'ajout de 10% de fines sableuses améliore la résistance au cisaillement d'environ 10 kPa. Tandis que, la même proportion de fines engendre une amélioration de résistance d'environ 90 kPa sous la contrainte normale de 300 kPa.

L'ajout des fines sableuses paraît significatif à des proportions ne dépassant pas les 20%, au-delà de cette proportion leur influence devient pratiquement négligeable, les courbes correspondant à 20% et 30% de fines se superposent pratiquement sous l'effet des différentes contraintes normales appliquées. Ces résultats montrent que les fines sableuses n'agissent pas dans le même sens pour tous types de sollicitation. En effet, dans le cas des essais œdométriques leur influence ne commence à apparaître qu'à des proportions strictement supérieures à 10%.

Les fines sableuses de petites dimensions peuvent s'introduire facilement entre les particules argileuses et créer un frottement améliorant la résistance des mélanges, sans autant diminuer de leur cohésion. Par contre, au-delà de 20 % de fines, les mélanges perdent de leur cohésion suite aux fortes discontinuités provoquées par les fines sableuses, cette perte n'est plus compensée par le frottement engendré par les particules sableuses. Ainsi, une forte teneur en fines sableuses peut perturber l'interaction entre les plaquettes individuelles ou entre de petits groupes de plaquettes d'argile en les séparant et déstabilisant leur arrangement en feuillet, diminuant par conséquent leurs propriétés colloïdales. Ce qui fait que la résistance des mélanges se stabilise pour un certain taux de fines, ensuite elle commence à diminuer.

2.3 Etude de la résistance au cisaillement des sols anisotropes, (multicouches de sable, marne, argile)

2.3.1 Influence de l'ordre de stratification des couches planes sur la résistance au cisaillement des bicouches

La figure IV.10 montre après cisaillement, l'état des échantillons en deux couches planes stratifiées d'argile sur marne et de marne sur argile (A-M, M-A), de sable sur argile et d'argile sur sable (S-A, A-S), de sable sur marne et de marne sur sable (S-M, M-S) respectivement.

Dans le cas des échantillons en bicouches, l'influence de l'ordre de stratification des couches est très limitée sur leur comportement au cisaillement dans certains cas, tandis que cette influence est assez apparente dans d'autres cas.

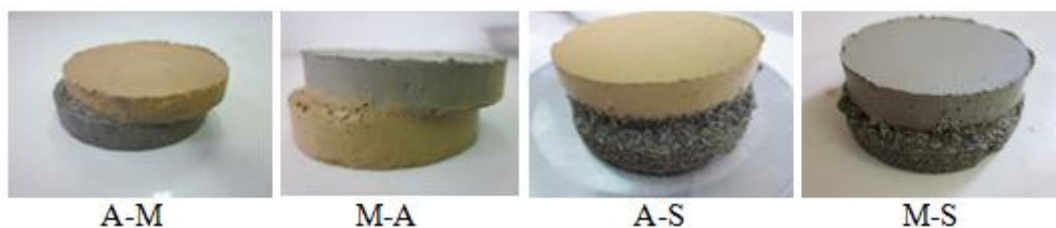


Figure V. 6 : Echantillons en bicouches après cisaillement (couches planes).

En effet, comme le montre la figure (V.7), les courbes correspondant aux échantillons contenant les mêmes types de couches, mais inversement stratifiées sont très proches les unes des autres dans le cas des échantillons reconstitués des matériaux (argile et marne). Les courbes montrent une augmentation de résistance aux premiers déplacements horizontaux avec une absence de pic de rupture lors du cisaillement, la contrainte tangentielle (τ) se stabilisant selon un palier subhorizontal lorsque le déplacement atteint 1 mm à 2 mm, les mêmes constatations ont été faites par Rey (2001).

Les deux types de combinaisons (A-M et M-A) présentent pratiquement le même comportement, classique (habituel), observé généralement pour les sols fins, et décrit par Magnan (1991).

L'ordre de stratification des couches n'a pratiquement pas d'influence sur la résistance au cisaillement de ce type de bicouches. Ceci est dû au fait que les matériaux marne et argile à l'état humide présentent un comportement plus ou moins similaire, ainsi, le plan de cisaillement coïncide parfaitement avec le plan d'interface entre les deux couches (argile, marne), notamment sous les faibles contraintes, insuffisantes pour produire un décalage entre le plan d'interface et le plan de cisaillement, ce qui exprime nettement le comportement en cisaillement à l'interface des couches.

En revanche, dans le cas des bicouches de (sable, argile) ou de (sable, marne), les courbes de contraintes-déformations, montrent des résistances plus importantes. Notamment sous les moyennes et fortes contraintes, elles présentent une forme parabolique avec une concavité vers l'extérieur. Le maximum de résistance est généralement atteint pour des déplacements horizontaux de 4 à 5 mm, ensuite, la résistance des bicouches a tendance à diminuer.

Cependant, les échantillons dont la couche supérieure est un sable, présentent des résistances plus importantes. Par ailleurs, sous la contrainte normale de 200 kPa, les échantillons (A-S et M-S) présentent une chute de résistance correspondant aux déplacements de 4 à 5 mm, ensuite, ils développent une nouvelle résistance croissante en fonction des déplacements. Ceci peut être expliqué par une restructuration interne des grains de sable suite à leur déplacement et rotation au cours de l'essai, qui engendre un cisaillement des aspérités.

Le cisaillement des aspérités produit d'une part des particules de plus petites taille qui pénètrent facilement dans les vides entre les gros grains pour former une structure plus dense et donc plus résistante, d'autre part, résulte un changement de la forme des grains, sachant que cette dernière selon Lebourg (2000) est un paramètre important qui peut en effet intervenir de manière non négligeable sur les propriétés mécaniques de résistance au cisaillement d'un sol (Rey, 2001).

Les matériaux dans ce type de bicouches sont de natures minéralogiques très différentes (Saadi, 2003), ainsi, la position du plan de rupture est directement lié à l'intensité de l'effort normal appliqué, en plus de la compressibilité des couches (voir essais œdométriques présentés au chapitre IV précédent).

Effectivement, l'influence de l'ordre de stratification des couches est pratiquement négligeable dans le cas de faibles contraintes normales (100 kPa), alors qu'il devient de plus en plus sensible en passant aux contraintes plus élevées (200 et 300 kPa).

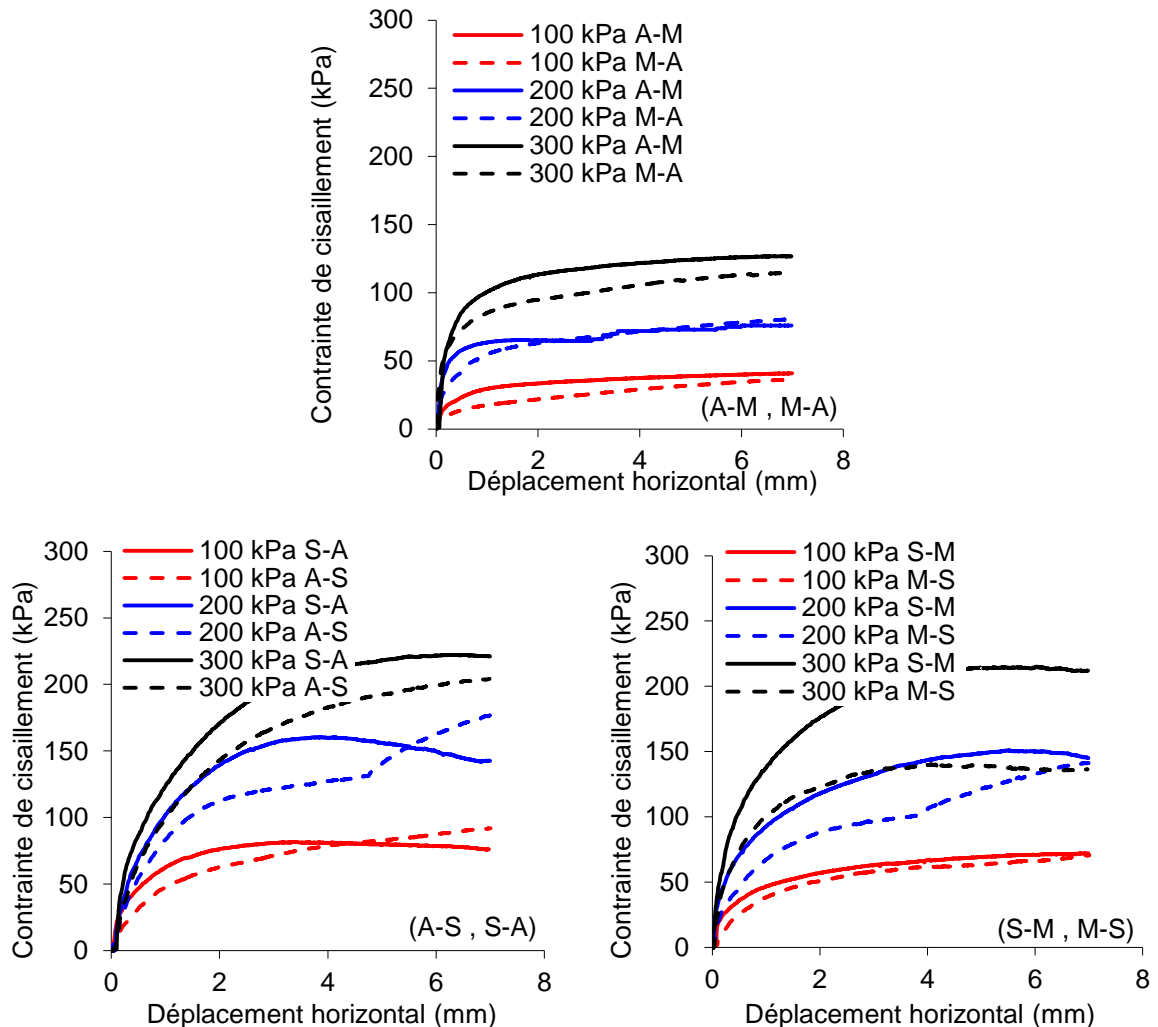


Figure V. 7 : Résistance au cisaillement des bicouches (couches planes).

Ceci est dû au fait que sous l'effet des fortes contraintes, le plan d'interface se décale par rapport au plan de cisaillement. Par conséquent, ce dernier ne concernera qu'une des deux couches mais proche des interfaces. Dans ce cas, l'essai n'exprime pas parfaitement la résistance à l'interface des couches.

Ce type de cisaillement correspond à certains essais triaxiaux menés sur les multicouches de (sable, argile) présentés au chapitre VI, où le plan de cisaillement apparaît sur la couche d'argile mais proche du plan d'interface (sable, argile).

L'étude de la résistance au cisaillement à l'interface des couches devient très délicate sous l'action de fortes contraintes normales. La position du plan d'interface est directement liée au taux de compressibilité de la couche inférieure sous l'effet de cette contrainte.

Le plan d'interface peut être décalé par rapport au plan de cisaillement, comme le montre la figure V.8 où sont exposés les différents cas possibles (les deux couches sont non

compressibles ; la couche supérieure est compressible ; la couche inférieure est compressible ; les deux couches sont compressibles) respectivement. La difficulté expérimentale rencontrée au cours des essais, consiste, en effet, en la détermination avec précision du taux de décalage des deux plans (interface et cisaillement).

Cependant, dans le cas de fortes contraintes normales, la résistance au cisaillement de l'échantillon (bicouche) dépend essentiellement de la nature des couches qui le compose.

Dans le cas où la couche inférieure est compressible sous l'effet de la contrainte normale, le plan d'interface des couches se décale vers le bas et se positionne au-dessous du plan de cisaillement. L'essai dans ce cas, reflète en grande partie la résistance au cisaillement de la couche supérieure sur laquelle passe le plan de cisaillement (voir figures V.8.c et V.8.d).

Tandis que, dans le cas où la couche inférieure n'est pas compressible sous l'effet de la contrainte normale appliquée, (voir figures V.8.a et V.8.b) ; le plan de cisaillement coïncide parfaitement avec le plan d'interface et la résistance au cisaillement est exprimée réellement à l'interface des couches.

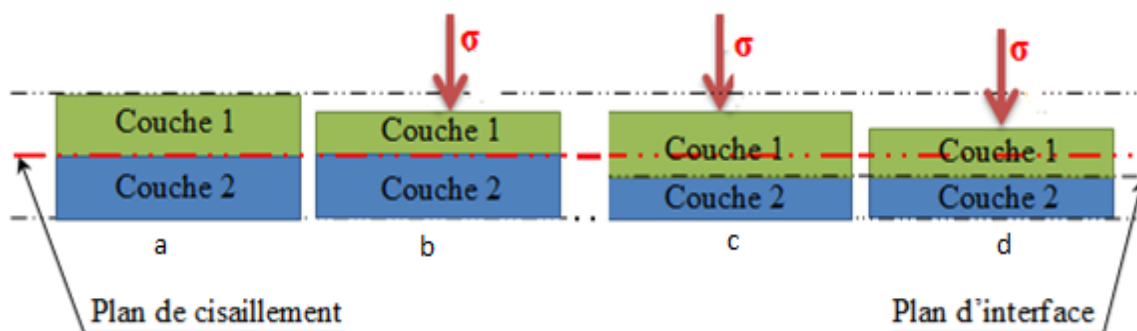


Figure V. 8 : Position du plan de cisaillement par rapport au plan d'interfaces.

La contrainte normale appliquée et l'ordre de stratification des couches de différentes natures influent sensiblement sur la résistance au cisaillement des bicouches. En effet, sous les contraintes normales moyennes (200 kPa), la contractance et la dilatance des matériaux en couches inférieures, font que le plan de cisaillement peut concerner différentes zones (interface, couches inférieures, couches supérieures) au cours de l'essai.

2.3.2 Influence de l'ordre de stratification des couches planes sur la résistance au cisaillement des tri-couches

Dans le cas des échantillons en tri-couches, le plan de cisaillement, concerne principalement la couche située au milieu (voir figure V.9).

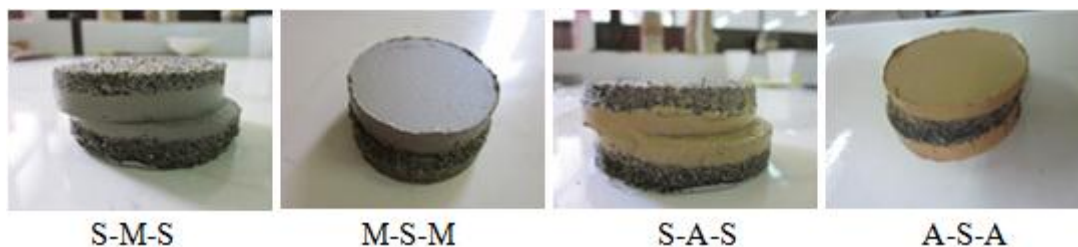


Figure V. 9 : Echantillons en tri-couches après cisaillement (couches planes).

Cependant, l'ordre de stratification des couches et leur proportion ont une influence apparente sur la résistance au cisaillement des tri-couches. Le comportement des échantillons dans ce cas, est gouverné par celui de la couche intermédiaire exposée au cisaillement. Néanmoins, l'influence des couches adjacentes paraît parfois non négligeable.

Les courbes de la figure V.10, montrent une augmentation de résistance aux premiers déplacements horizontaux (2mm à 3mm), ensuite, elles se stabilisent pratiquement. Un comportement comparable a été observé par Rey (2005) où des essais ont été réalisés sur des sols hétérogènes sur une boîte de cisaillement de grandes dimensions (1m × 1m).

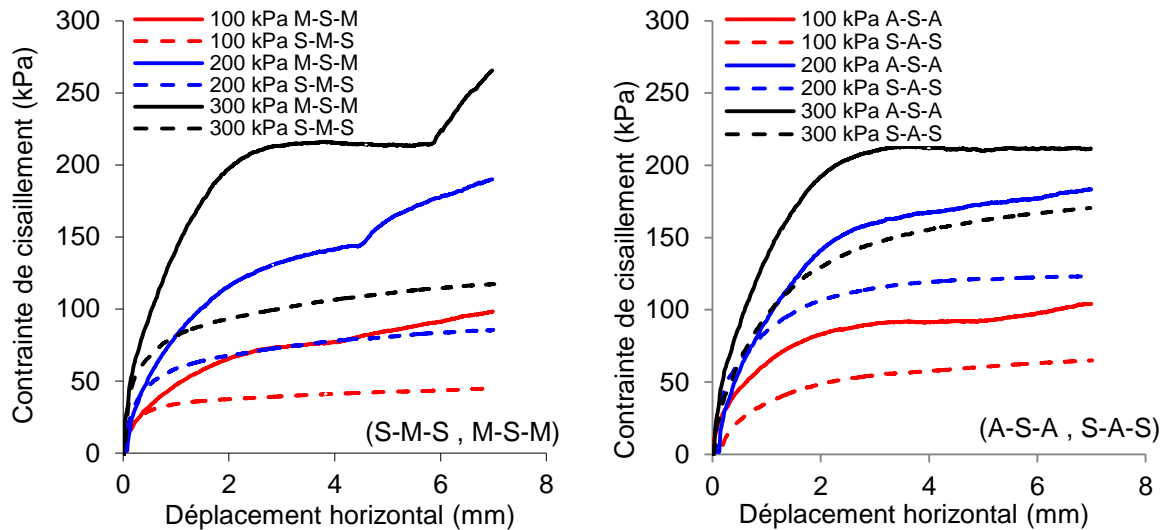


Figure V. 10 : Résistance au cisaillement des tri-couches (couches planes).

Les échantillons reconstitués de sable entre deux marnes (M-S-M) est ceux de sable entre deux argiles (A-S-A) se comportent pratiquement de la même manière et présentent pratiquement les mêmes résistances au cisaillement (voir figure V.11). Toutefois, au-delà de 5 à 6 mm de déplacement horizontal, les échantillons de sable entre deux marnes (M-S-M) ont tendance à développer une nouvelle résistance au cisaillement. Cette nouvelle résistance paraît de plus en plus sensible sous les fortes contraintes normales.

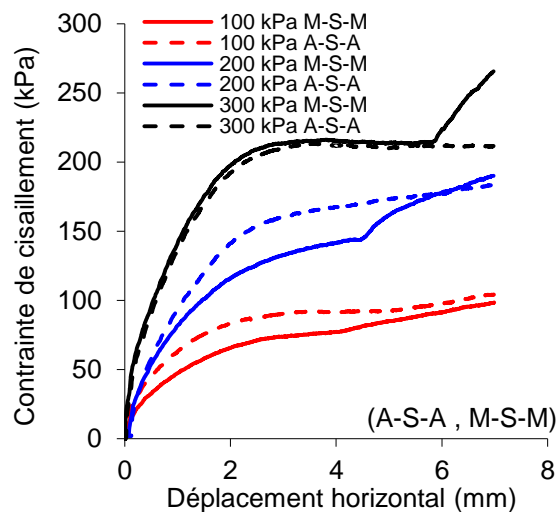


Figure V. 11 : Résistance au cisaillement des tri-couches (A-S-A et M-S-M).

La modification de la structure du sable au cours du cisaillement, dépend fortement de la contrainte normale et de la nature des couches adjacentes.

Cependant, même si le plan de cisaillement passe nettement sur la couche intermédiaire (couche de sable) dans le cas des échantillons (A-S-A et M-S-M), néanmoins leur comportement diffère de celui du sable seul (voir figure V.12).

Au cours du cisaillement, les grains ont toujours tendance à se déplacer tant que c'est possible au lieu de s'écraser en s'opposant à la force de cisaillement. Dans le cas d'un sable seul, les grains n'ont pas une large possibilité de se déplacer pour éviter le plan de cisaillement sachant que la compressibilité du sable n'est pas évidente comme il a été montré aux essais œdométriques, tandis qu'avec la présence de part et d'autre des couches d'argile ou de marne humides, les grains de sable trouvent le moyen de se déplacer vers ces matériaux compressibles et tendres pour éviter le plan de rupture, ainsi, la résistance globale des échantillons (A-S-A et M-S-M) paraît moins importante que celle du sable seul.

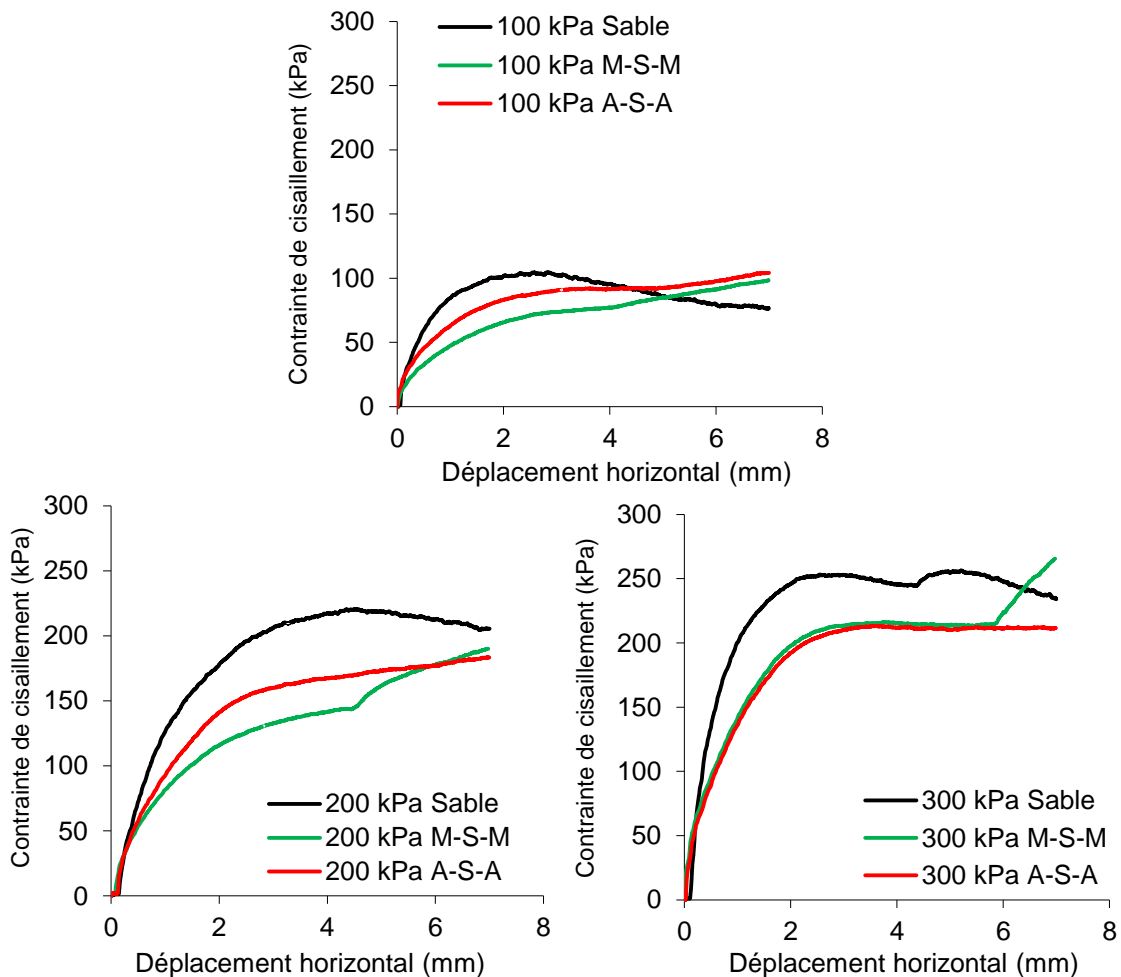


Figure V. 12 : Effet des couches adjacentes sur le cisaillement d'une couche intermédiaire.

Dans ce cas de multicouches, l'influence des deux couches aux extrémités (adjacentes) peut être sensiblement liée à l'épaisseur de la couche de sable au milieu. Plus l'épaisseur de cette couche est importante et moins sera l'influence des couches aux extrémités sur le comportement global de l'échantillon, néanmoins, cette idée, reste à vérifier par des expériences en faisant varier l'épaisseur de la couche au milieu.

2.3.3 Influence de l'ordre de stratification des couches inclinées sur la résistance au cisaillement des bicouches

Dans le cas des échantillons en couches inclinées, le plan de cisaillement traverse les deux couches en même temps comme le montre la figure V.13.

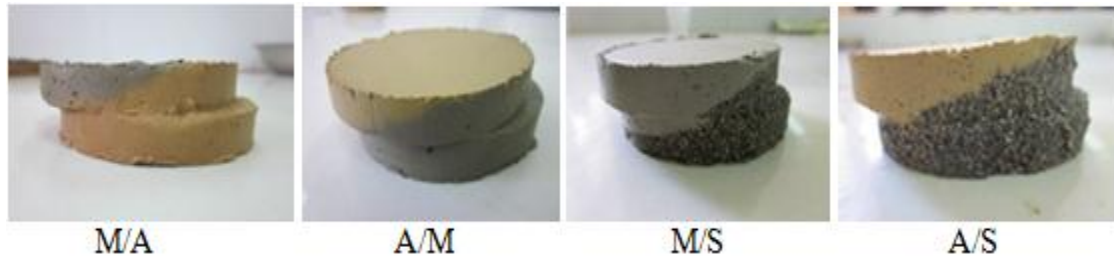


Figure V. 13 : Echantillons en bicouches après cisaillement, (couches inclinées).

L'ordre de stratification des couches n'a pas d'influence notable sur la résistance au cisaillement des échantillons en couches inclinées. Les courbes évoluent pratiquement de la même manière, en présentant les mêmes allures (voir figure V.14).

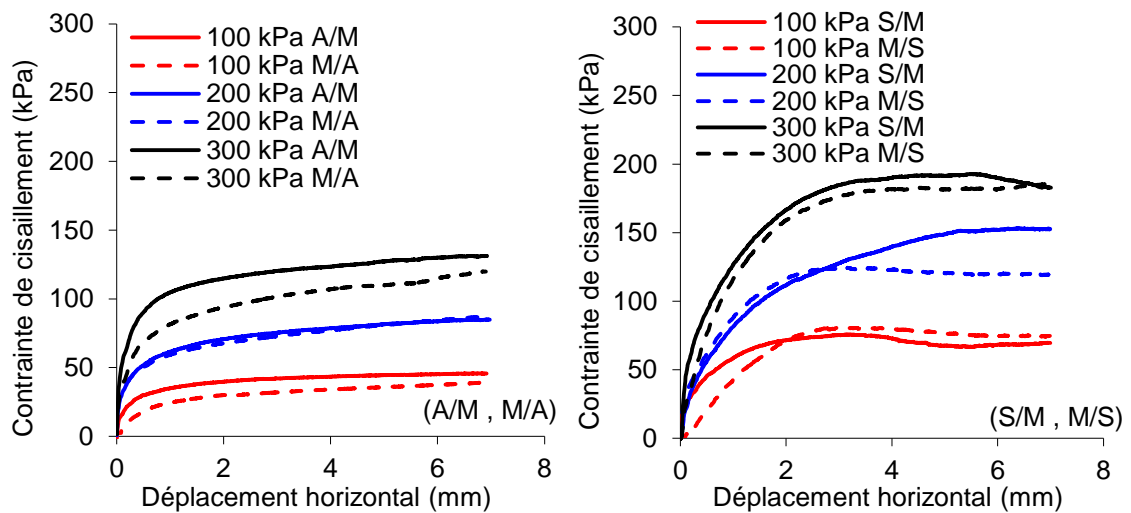


Figure V. 14 : Résistance au cisaillement des bicouches (couches inclinées).

Ceci peut être dû au fait que les deux couches sont cisailées simultanément, ainsi, l'essai traduit le comportement moyen de l'échantillon global (des deux couches en même temps).

Néanmoins, les courbes présentent une certaine différence dans le cas où les couches qui composent l'échantillon sont de natures assez différentes (voir figure V.15). Les courbes sont presque similaires pour les échantillons (A/M et M/A) du fait que ces deux matériaux se comportent plus ou moins de la même manière à l'état humide ; par contre la différence entre les courbes apparaît dans le cas des échantillons (A/S et S/A) du fait que les matériaux sable et argile se comportent différemment et présentent des résistances complètement différentes aux essais de cisaillement tel qu'il a été montré par Magnan (1991).

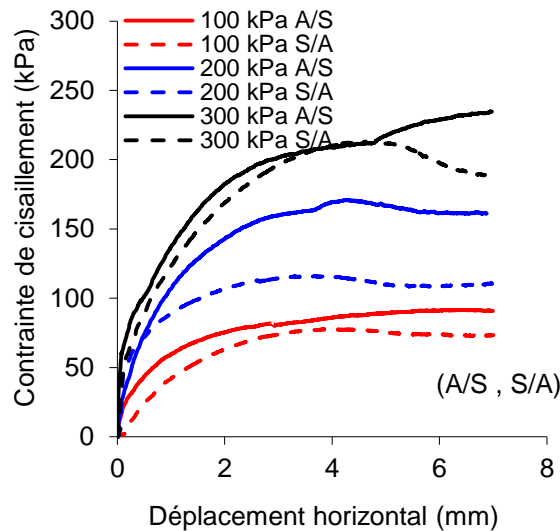


Figure V. 15 : Résistance au cisaillement des bicouches (A/S et S/A).

2.3.4 Influence de l'inclinaison des couches sur la résistance au cisaillement des bicouches

La figure V.16, présente des courbes montrant l'influence de l'inclinaison des couches sur la résistance au cisaillement des différents sols étudiés.

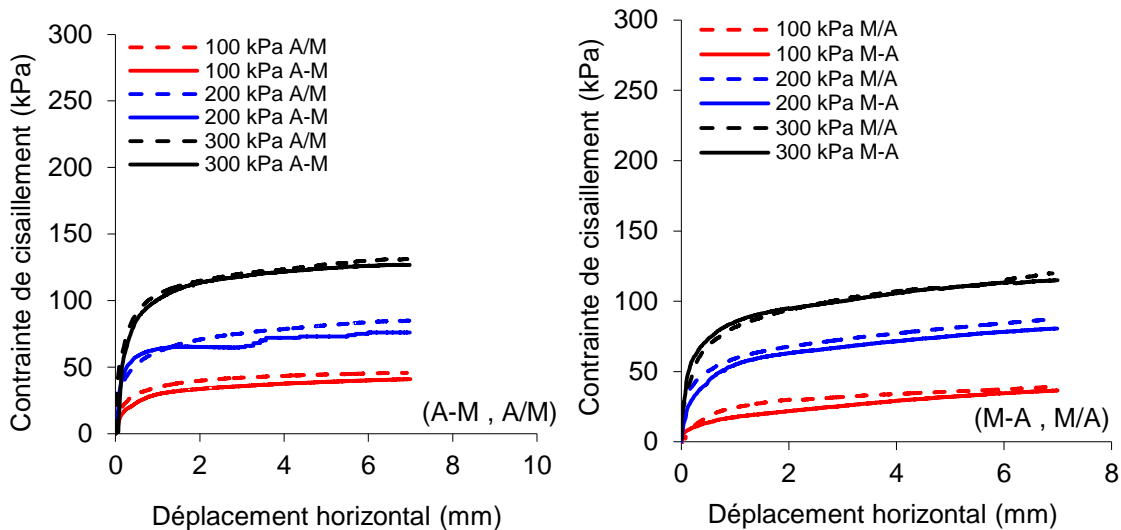


Figure V. 16 : Influence de l'inclinaison des couches sur la résistance au cisaillement des bicouches (A-M , A/M) et (M-A , M/A).

Dans le cas des échantillons reconstitués de matériaux marne et argile (A-M, A/M) et (M-A, M/A), l'inclinaison des couches n'a pratiquement aucune influence sur la résistance au cisaillement des échantillons, ainsi la position du plan de cisaillement (à l'interface des couches planes ou en coupant les deux couches inclinées) présente presque le même comportement et les mêmes résistances. Les courbes en couches planes et en couches inclinées se superposent pratiquement.

Cependant, même si le plan d'interface se décale par rapport au plan de cisaillement suite à la compressibilité de la couche inférieure sous la contrainte normale, les résultats ne seront pas trop perturbés du fait que les deux matériaux (argile et marne) peuvent avoir des

comportements assez proches à l'état humide. Ceci est lié au caractère évolutif de la marne en présence d'eau, (Delahaye et Le Roux, 1975).

Par contre, dans le cas des échantillons reconstitués de sable-argile ou de sable-marne, deux cas sont à distinguer, (voir figure V.17) :

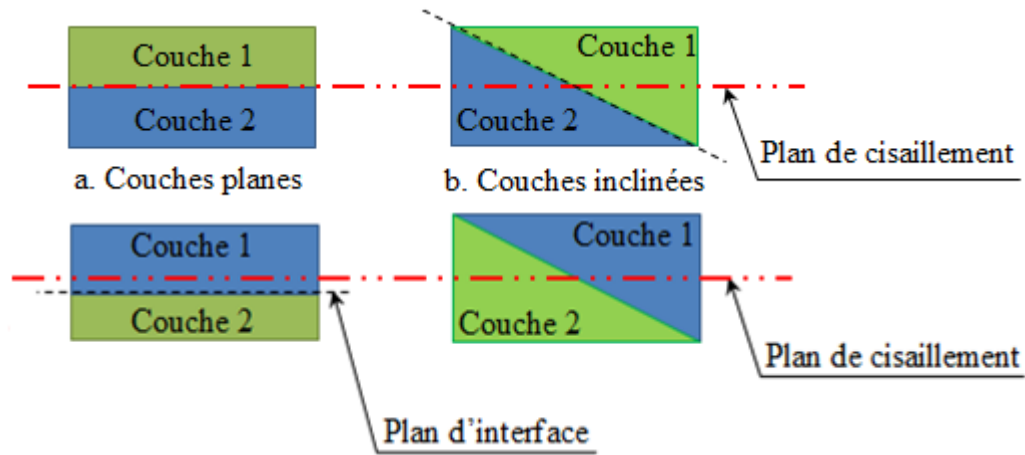


Figure V. 17 : Position du plan de cisaillement (couches planes et couches inclinées).

- Les échantillons dont la couche inférieure est une couche de sable (de très faible compressibilité sous la contrainte normale) ; dans ce cas, les échantillons en couches inclinées présentent de meilleures résistances au cisaillement, car le plan de cisaillement passe sur les deux couches inclinées, ce qui n'est pas le cas pour les couches planes où le plan de rupture coïncide exactement avec le plan d'interface qui sépare les deux couches, notamment, de nature très différente (sable , argile) et (sable , marne). Ainsi, les résistances au cisaillement montrent une différence assez apparente entre les échantillons en couches planes et ceux en couches inclinées (voir figure V.18).

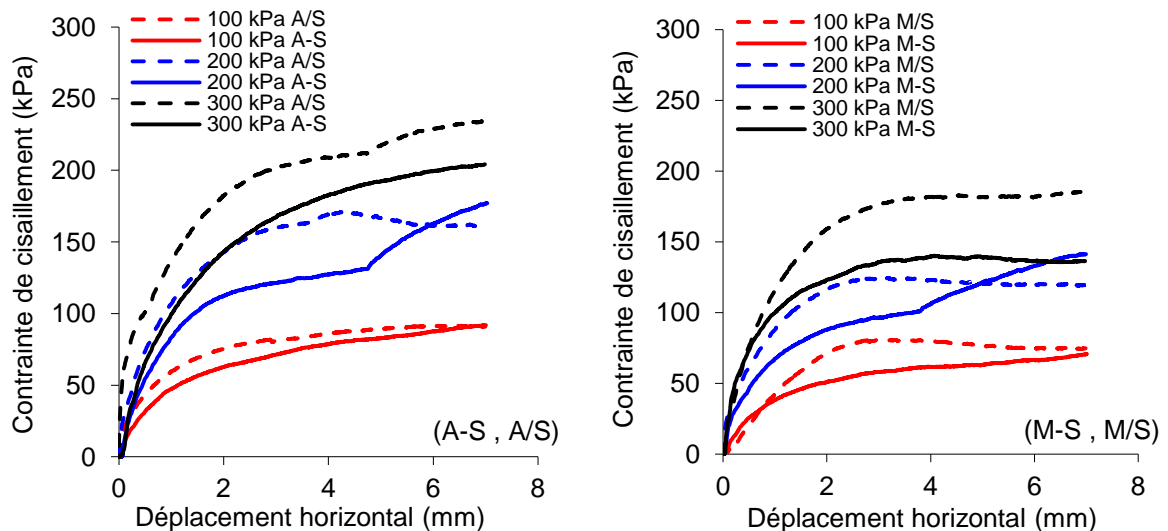


Figure V. 18 : Influence de l'inclinaison des couches (A-S , A/S) et (M-S , M/S).

- Les échantillons dont la couche inférieure est une couche d'argile ou de marne (couches compressibles) ; dans ce cas, les échantillons en couches planes présentent les meilleures résistances au cisaillement du fait du déplacement du plan d'interface au-dessous du plan de cisaillement suite à la compressibilité de la couche inférieure sous l'effet de la contrainte normale, ainsi, la résistance au cisaillement exprimée reflète beaucoup plus celle de la couche supérieure de meilleures caractéristiques. Alors qu'en couches inclinées, le cisaillement traduit le comportement moyen des deux couches de caractéristiques différentes, (voir figure V.19).

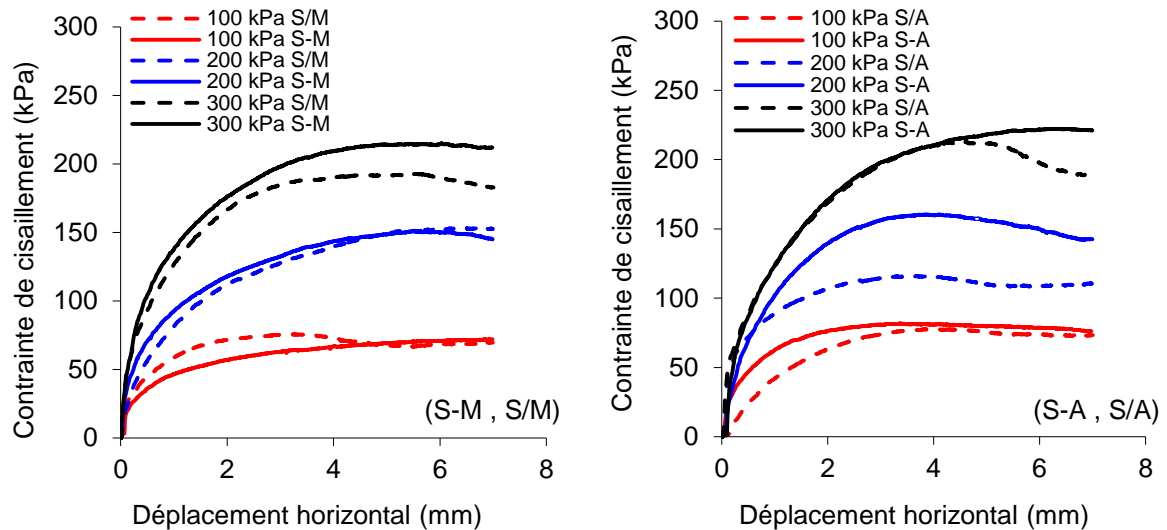


Figure V. 19 : Influence de l'inclinaison des couches (S-M , S/M) et (S-A , S/A).

La résistance au cisaillement des sols en multicouches peut être parfois fortement influencée par l'ordre de stratification des couches, leur inclinaison ainsi que la nature des couches adjacentes. Cependant, cette influence devient très sensible dans le cas où les différentes couches présentent une forte dispersion dans leur nature (minéralogique, granulométrique, ...) et par conséquent, une forte différence dans leurs comportements mécaniques.

2.4 Etude de la variation de volume des sols traités au cours du cisaillement

Les essais de cisaillement drainés réalisés sur les sols s'accompagnent généralement de variations de volume, positives ou négatives. Les sols très compacts initialement (dense), sont le siège de variations de volume négatives, c'est-à-dire d'une augmentation de volume au cours du cisaillement (dilatance). Les sols dilatants présentent généralement un pic de résistance.

En revanche, comme il a été montré par Magnan (1991) ; les sols peu compacts initialement (lâches), sont le siège de variations de volume positives, c'est-à-dire d'une diminution de volume au cours du cisaillement (contractance). Reynolds en (1885), a montré que lorsque la vitesse de cisaillement augmente, il y aura intensification de la

dilatation du milieu granulaire, car il s'ajoute à l'effet géométrique un effet dynamique associé aux collisions entre grains qui engendre une pression interne.

Le phénomène de contractance-dilatance des sols pulvérulents dépend de leur compacité, mais aussi de la contrainte normale appliquée au cours de l'essai. Un sable lâche sous faible contrainte peut être dilatant et un sable compact sous forte contrainte peut être contractant.

Les variations de volume concernant les sols étudiés sont présentées en fonction des différents paramètres variés au cours des essais à savoir (la contrainte normale, la nature des matériaux, la teneur en fines, l'ordre de stratification des couches, leur proportion et leur inclinaison).

2.4.1 Influence de la nature du sol sur la variation de volume au cisaillement

La figure V.20, présente l'effet de la nature des sols sur la variation du volume au cours du cisaillement, sous les différentes contraintes normales appliquées.

Les sables présentent généralement un comportement en deux phases. Une légère contractance est observée au début de l'essai qui traduit une légère densification (diminution de volume) provoquée par le réarrangement et l'enchevêtrement des grains suite aux premiers déplacements en cisaillement, ce phénomène est d'autant plus prononcé que le sable est peu dense initialement. Ensuite, une autre phase plus importante se manifeste où le sens de variation du volume s'inverse, caractérisant de ce fait le comportement dilatant du matériau (augmentation de volume) règne le long de l'essai. Ceci est dû au fait que les grains de sable se désenchevêtrent au niveau microscopique et montent les uns sur les autres en se déplaçant pour éviter le cisaillement au cours de l'essai, ce qui provoque l'augmentation de volume de l'échantillon (Magnan, 1991). Un tel comportement a été observé par Kazan et al (2006) sur le sable de fontainebleau qui considèrent que le point de changement du comportement ($\varepsilon_v = 0$) correspond à l'état caractéristique.

D'autres phases de réarrangement et de restructuration des grains peuvent réapparaître au cours de l'essai, ce qui peut provoquer d'autres phases alternées de contractance et de dilatance.

Le pic de résistance observé précédemment (voir courbes V.1) est dû essentiellement selon Lambe (1960) au comportement dilatant du matériau.

Dans le cas des matériaux argile et marne par contre, les courbes montrent une contractance des deux matériaux tout le long de l'essai en fonction du déplacement horizontal, un comportement généralement observé dans le cas des sols fins (LCPC, 1987). Néanmoins, la contractance est plus prononcée pour le matériau argile. Ceci peut être dû aux dimensions des particules d'argiles très fines en forme de feuillets qui ont plus de tendance à se compresser sous l'effet de la contrainte normale.

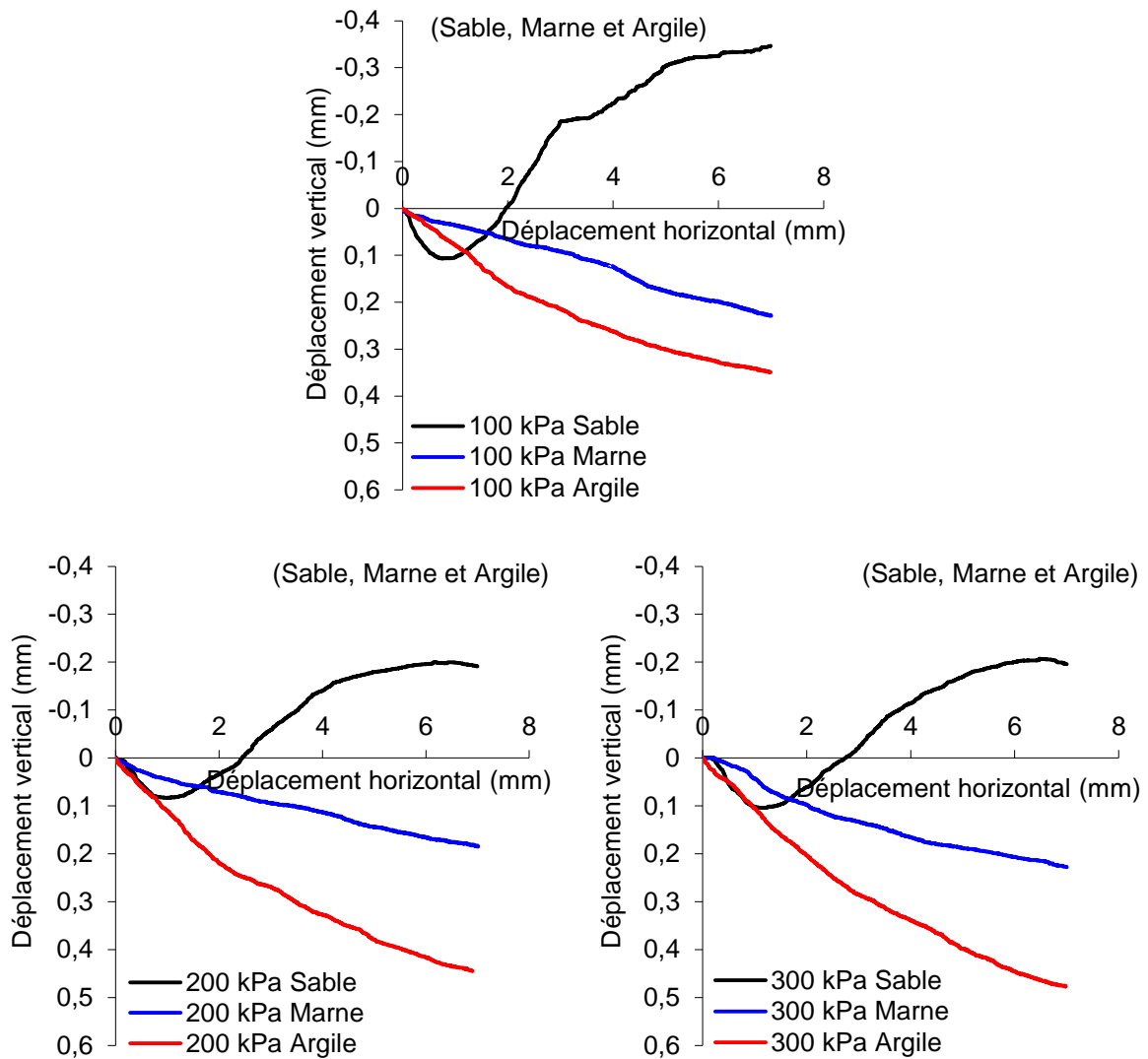


Figure V. 20 : Variation de volume en cisaillement des matériaux (sable, marne et argile).

Ce comportement peut être également expliqué par l'état de surface des grains et des particules, sachant que les particules argileuses sont généralement plus lisses que celles de marne ou de sable. Skinner (1969) dans ses expériences, a observé qu'un échantillon composé de billes lisses était moins dilatant qu'un échantillon composé de billes frottantes.

Ceci a été confirmé ultérieurement par de nombreux travaux de simulation numérique (Zhuang et al, 1995), (Mahboubi et al, 1996), (Cambou et al, 2004), (Powrie et al, 2005), (Olivera et Rothenburg, 2005), (Kruyt et Rothenburg, 2006). Néanmoins, Peyneau et Roux (2008) ont montré qu'un milieu composé de particules sans frottement peut être cisailé sans se dilater, tout en ayant un angle de frottement interne non nul.

2.4.2 Influence de la contrainte normale sur la variation de volume au cisaillement des sols

Le phénomène de contractance et de dilatance est directement lié à la contrainte normale appliquée, (voir figure V.21).

Les échantillons de sable ont plus de tendance à augmenter de volume sous les contraintes normales les plus faibles (100 kPa). Dans ce cas, les grains peuvent facilement soulever le chapeau de mise en charge au cours de leur déplacement en montant les uns sur les autres sans cisaillement des aspérités, ce qui développe ainsi un comportement dilatant. En revanche, sous des contraintes normales élevées, les forces de contact entre les grains sont assez importantes et limitent donc leur mouvement lors du cisaillement. Ceci rend le matériau moins dilatant et peut être même contractant.

Dans le même sens, Evesque (2000) a montré qu'un milieu granulaire sous contrainte isotrope doit d'abord se contracter aux très faibles déformations, (autrement son état mécanique serait instable), qu'il se dilate ensuite (ou au contraire poursuit sa contraction s'il est trop peu dense) et que la dilatation globale du milieu est fonction non seulement de la densité initiale, mais aussi de la contrainte moyenne qui lui est appliquée: plus cette contrainte sera faible, plus le phénomène de dilatance sera important à densité initiale donnée. Ces derniers points n'ont pas été observés par Reynolds, mais ont été étudiés plus récemment grâce à l'utilisation de nouveaux moyens de mesures tels que le l'essai triaxial.

A titre de comparaison, le comportement du sable étudié ne concorde pas totalement avec celui observé par Boussaid 2005 sur le sable de Fontainebleau. Au cours de ses expériences, Boussaid constate que sous les faibles contraintes, le cisaillement se fait par augmentation de volume (dilatance) et par conséquent la présence d'un pic de cisaillement est observée d'une façon plus ou moins claire dans de nombreux essais. Pour d'autres essais et en particulier pour les essais où la contrainte normale est supérieure à 200 kPa, il a constaté un tassement (contractance) du matériau au cours du cisaillement, ce qui conduit à des courbes indiquant une augmentation continue de la contrainte de cisaillement. Ceci a été dû selon Boussaid au fait que la méthode de compactage ainsi que le temps d'application de la contrainte de compactage n'était pas suffisant pour atteindre le maximum de consolidation et par conséquent, l'échantillon n'était pas réellement surconsolidé.

Alors que les sables étudiés, malgré que leur contractance initiale soit légèrement retardée en fonction de la contrainte normale (voir figure V.21), néanmoins ils ont montré dans tous les cas un comportement dilatant, accompagné d'un pic de résistance de plus en plus marqué en fonction de l'accroissement de cette contrainte (voir figure V.3).

Dans le cas des matériaux argile et marne (très compressibles), les particules sont très fines et le sol diminue de volume en développant un comportement de plus en plus contractant au cours du cisaillement en fonction des contraintes normales appliquées. Ce qui correspond au comportement classique des sols fins décrit par Magnan (1991), LCPC (1987) et Robitaille et Tremblay (1997).

Néanmoins les différents échantillons atteignent généralement leur contractance maximale sous 200 kPa. Au-delà de cette contrainte, le taux de contractance des matériaux reste pratiquement stable. Le matériau marne fait exception et présente une contractance presque linéaire en fonction des déplacements horizontaux. La marne est, en outre, légèrement influencée par l'accroissement de la contrainte normale.

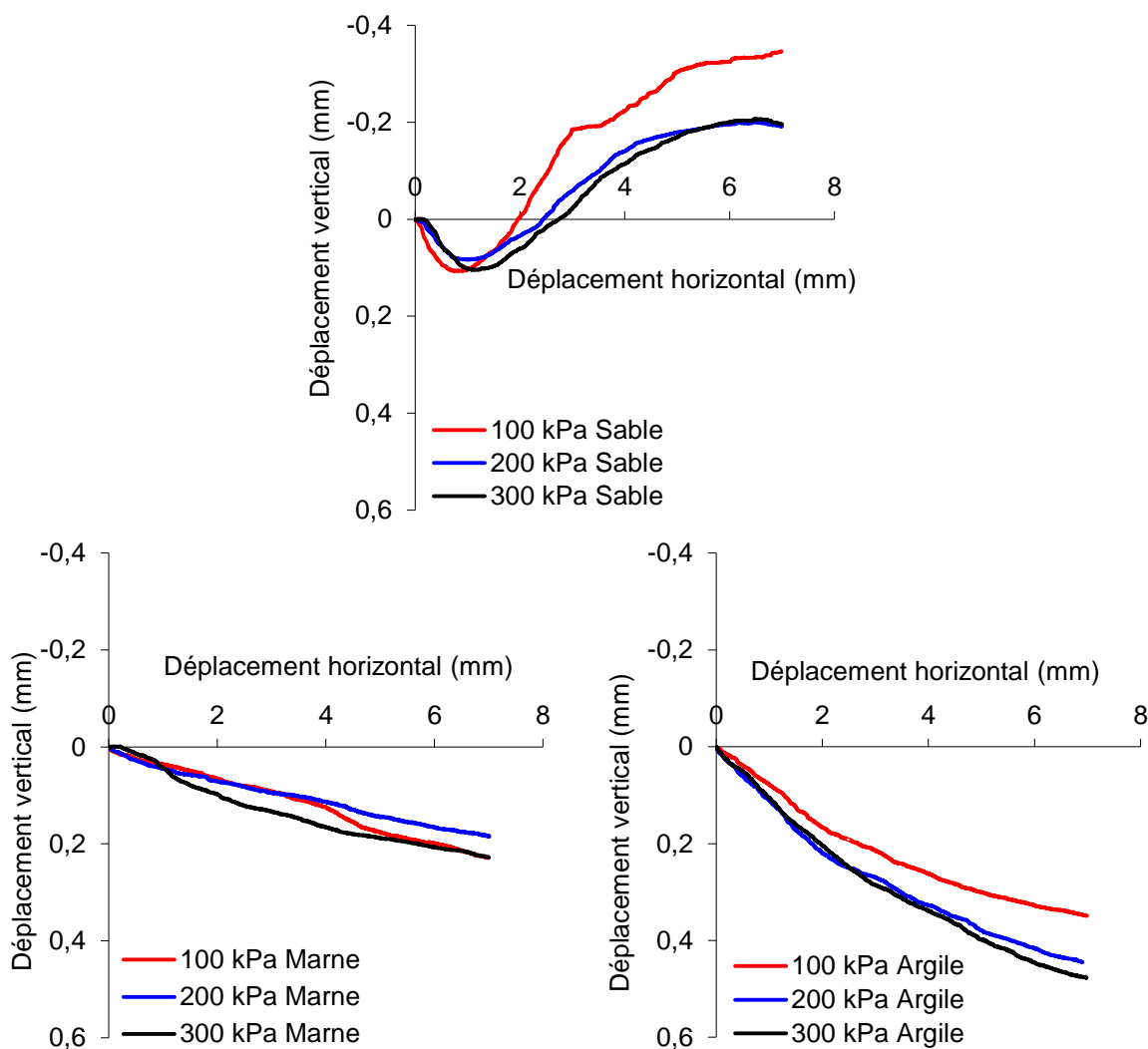


Figure V. 21 : Effet de la contrainte normale sur la variation de volume en cisaillement des matériaux (sable, marne et argile).

2.5 Etude de la variation de volume au cisaillement des sols hétérogènes, mélanges de (sable, argile)

La variation de volume au cisaillement des sols en mélanges de (sable, argile) est étudiée en fonction de la nature et de la teneur en fine. L'objectif est de montrer l'effet de la teneur en fines argileuses sur la variation de volume en cisaillement des sables, et l'effet des fines sableuses sur la variation de volume en cisaillement des argiles.

2.5.1 Influence de la teneur en fines argileuses sur la variation de volume au cisaillement des mélanges (sable + fines argileuses)

L'ajout des fines argileuses montre une influence considérable sur la variation de volume des mélanges, (voir figure V.22). Une teneur en fines de 10% accentue le comportement dilatant généralement observé au cours du cisaillement des sables, ceci peut être dû à l'augmentation de la densité des échantillons suite aux particules d'argile qui rentrent dans les vides existants entre les grains de sable tel qu'il a été expliqué par Evesque (2000). Sous la contrainte normale de 100 kPa, la proportion de fines accélérant la phase dilatante

des mélanges peut atteindre 20%. Effectivement, les grains dans cet état sont moins serrés et par conséquent, la proportion des vides est plus importante.

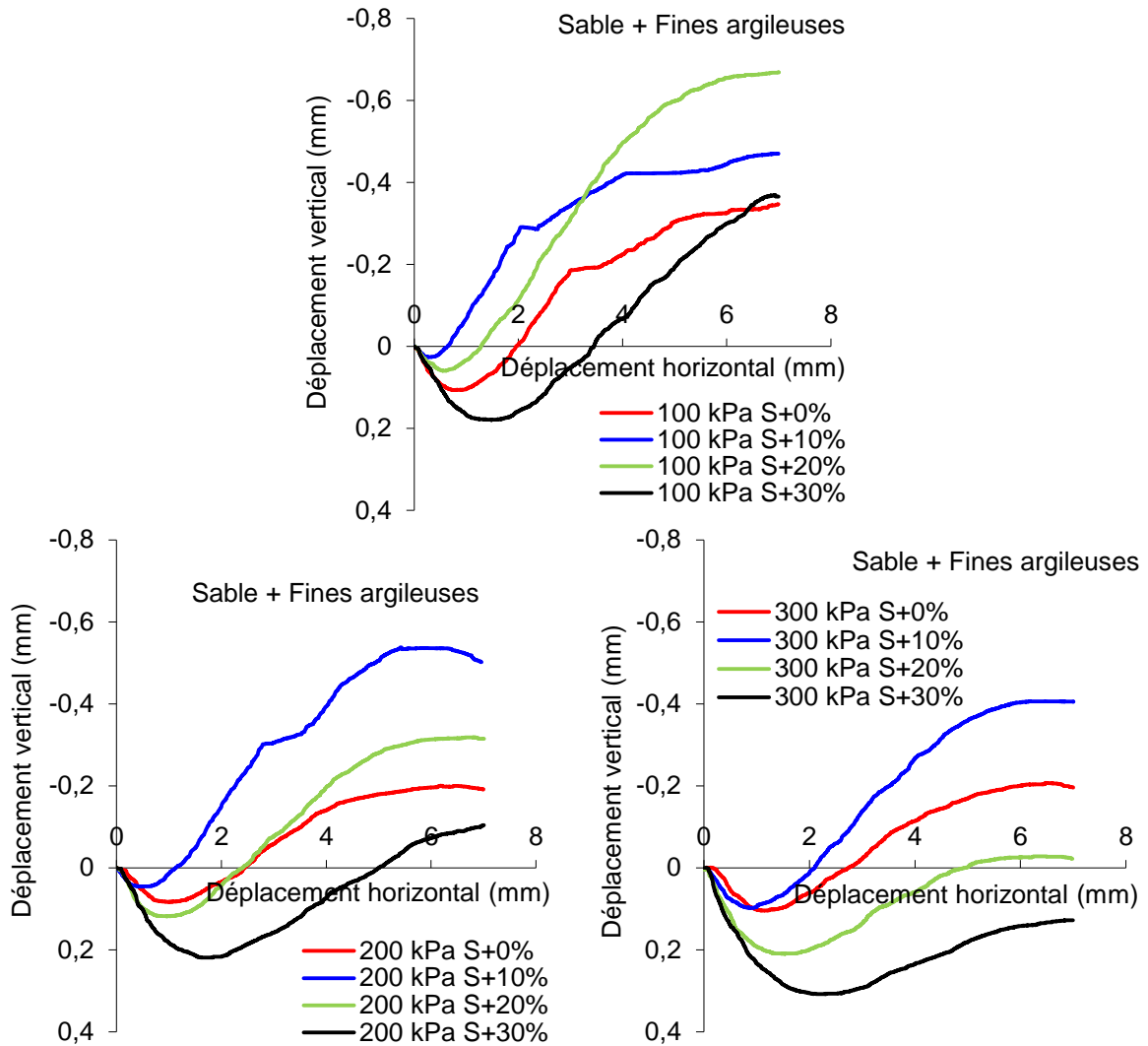


Figure V. 22 : Effet de la teneur en fines argileuses sur la variation de volume en cisaillement des mélanges (sables, argile).

Par ailleurs, une teneur en fines dépassant les 20% manifeste un comportement très contractant des mélanges, notamment, sous les fortes contraintes de 300 kPa, la courbe de variation de volume du mélange dans ce cas est comparable à celle correspondant à un sable lâche représentée par Touati (1982). Lade et Yamamuro (1997) ont constaté que la contractance des mélanges (sable, argile) peut être expliquée de deux manières :

- Au cours du cisaillement, les grandes particules rentrent mieux en contact les unes par rapport aux autres, et le sol présente alors une tendance à augmenter de volume (dilatance) en fonction de la déformation horizontale. Cependant, en présence de proportions exagérées en fines, les grains de sable sont presque enveloppés dans une pellicule de fines d'épaisseur significative, ainsi, la matrice peut développer une tendance à une diminution volumique assez importante (contractance) empêchant toute tendance à la dilatance.

- Cette contractance des mélanges peut être également due à une structure particulière très compressible qui se crée entre les particules les plus petites et les plus grandes. Les fines se posent au début au point de contact entre les grains ; au cours du cisaillement, elles ont tendance à occuper les espaces vides, ce qui génère une tendance contractive inhérente, entraînant une instabilité du massif.

Par ailleurs, Boussaid et al (2005) expliquent que la contractance des échantillons peut être plus ou moins due au fait que le temps d'application de la contrainte de consolidation n'est pas suffisant pour atteindre le maximum de consolidation et par conséquent, l'échantillon n'est pas réellement surconsolidé.

Dans cette étude, ce problème est généralement évité par la précision de l'appareillage utilisé où la consolidation totale est confirmée par le logiciel qui pilote l'essai.

2.5.2 Influence de la teneur en fines sableuses sur la variation de volume au cisaillement des mélanges (argile + fines sableuses)

Comme le montre la figure V.23, bien que les mélanges soient toujours contractants suivant le comportement argileux prédominant, néanmoins, leur variation de volume au cours du cisaillement paraît perturbée en fonction de la teneur en fines sableuses. Le taux de contractance ou de dilatance n'est pas proportionnel à la proportion de fines.

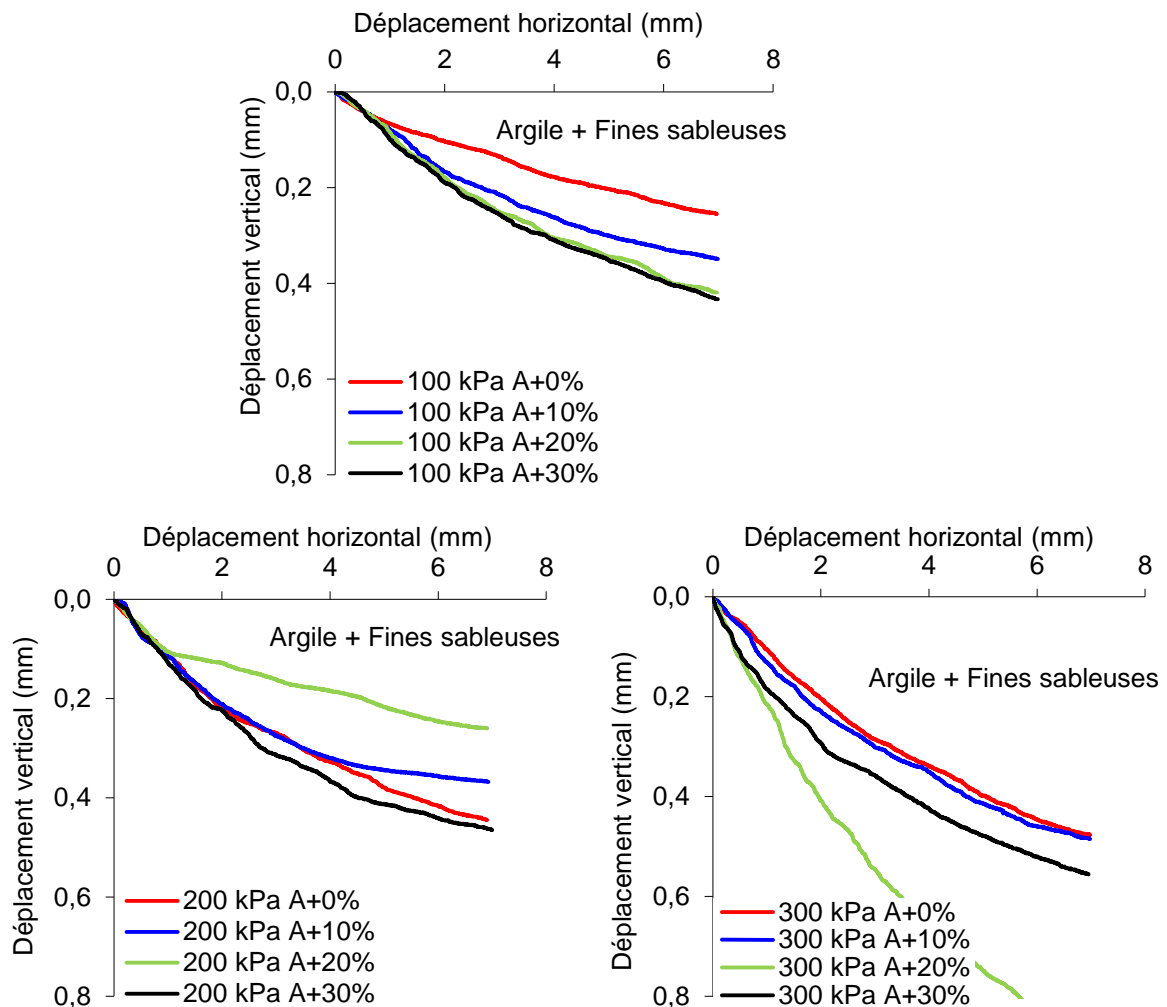


Figure V. 23 : Effet de la teneur en fines sableuses sur la variation de volume des argiles.

Cette perturbation du comportement peut être due à la répartition non uniforme des fines sableuses dans le mélange en plus de leur forme, de leur état de surface (rugosité) et de leur orientation au niveau microscopique, qui constitue une complexité dans leur arrangement. Contrairement aux particules fines argileuses de forme aplatie (feuille), les particules fines sableuses sont de forme volumineuses, ainsi leur répartition, leur forme, leur surface et leur orientation selon Collins et McGown (1974) et Hu et al (2001) peuvent influencer sensiblement le comportement de l'ensemble et notamment leur variation de volume.

2.6 Etude de la variation de volume des sols anisotropes, (sols stratifiés)

La variation de volume des sols anisotropes constitués de deux couches stratifiées de (marne, argile), de (marne, sable) ou de (sable, argile) peut être influencée par plusieurs paramètres, à savoir, la nature des couches, leur inclinaison, leur position dans le multicouche et leur position par rapport au plan de cisaillement.

2.6.1 Influence de l'ordre de stratification des couches planes sur la variation de volume au cisaillement des sols en bicouche

Les échantillons reconstitués de marne et d'argile en couches planes (A-M et M-A), comme le montre la figure V.24, sont contractants tout le long de l'essai. Ce comportement est prévisible du fait que ces deux matériaux (argile et marne) sont généralement contractants (sols fins). Néanmoins, les bicouches reconstitués de marne sur argile (M-A) présentent une contractance plus importante, (notamment sous les fortes contraintes) qui évolue presque linéairement en fonction des déplacements horizontaux. Ce comportement ne concorde pas avec celui observé en terme de contrainte déformation. En effet, l'influence de l'ordre de stratification des couches est très limitée sur la résistance au cisaillement de ce type de bicouches (voir les courbes de contraintes-déformations présentées précédemment).

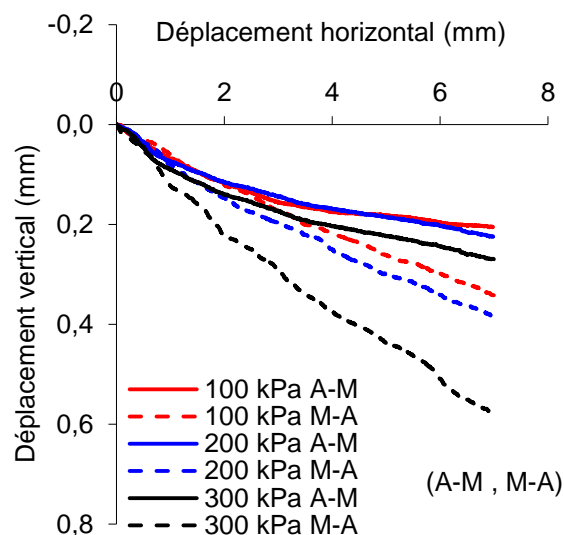


Figure V. 24 : Influence de de l'ordre de stratification des couches planes sur la variation de volume en cisaillement des bicouches (argile, marne).

Le cisaillement des bicouches reposant sur une couche de sable (A-S et M-S) est accompagné d'une diminution de volume pendant tout l'essai. Dans ce cas, le comportement de la couche supérieure (argile ou marne) est dominant. En revanche, dans

le cas où la couche inférieure est une argile ou une marne (S-A et S-M), les échantillons passent d'abord par une phase de contractance prolongée notamment, sous les contraintes normales (200 et 300 kPa), ensuite, se manifeste une augmentation de volume au cours du cisaillement, (voir figures V.25).

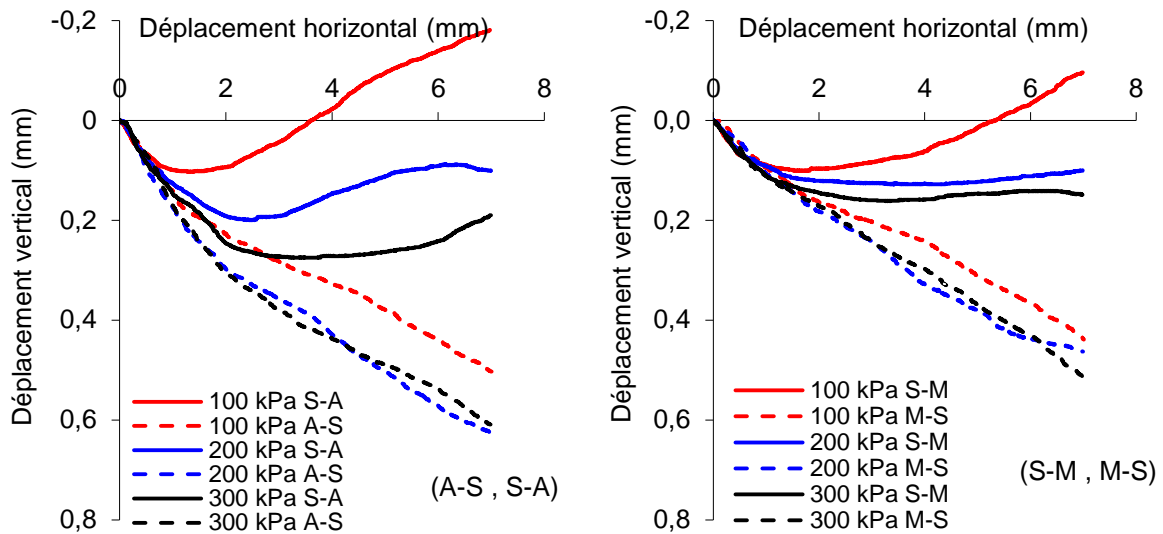


Figure V. 25 : Influence de l'ordre de stratification des couches planes sur la variation de volume des bicouches (sable, argile) et (sable, marne).

Les résultats obtenus permettent de constater que l'influence de l'ordre de stratification des couches est très sensible à la variation de volume des bicouches constitués de (sable, argile, marne).

2.6.2 Influence de l'ordre de stratification des couches planes sur la variation de volume au cisaillement des sols en tri-couche

Les échantillons en tri-couches (voir figure V.26), montrent un comportement généralement contractant.

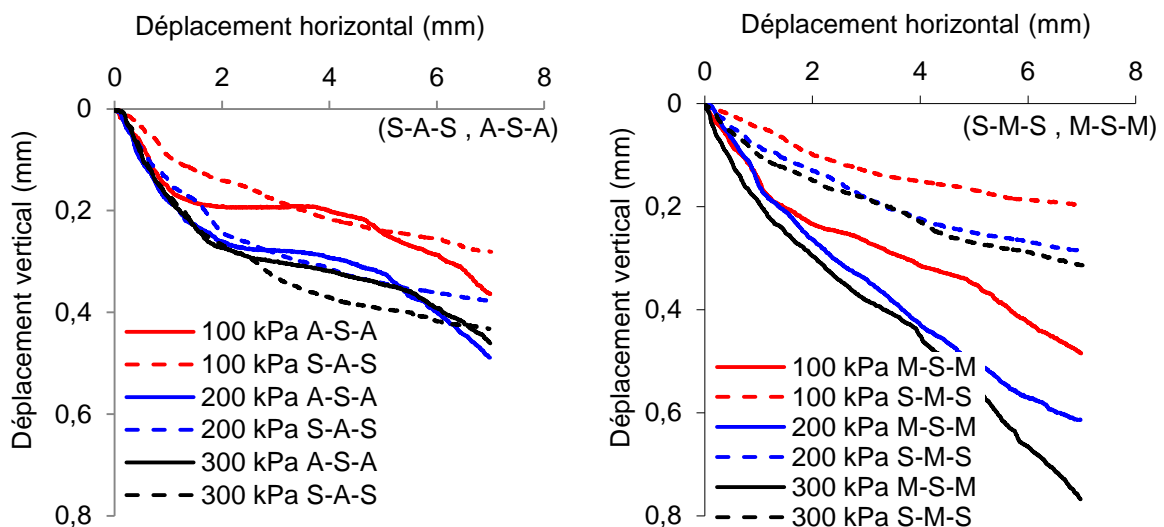


Figure V. 26 : Influence de l'ordre de stratification des couches planes sur la variation de volume des tri-couches.

Bien que c'est la couche de sable au milieu qui est principalement concernée par le plan de cisaillement dans le cas des échantillons de sable entre deux argiles (A-S-A) ou de sable entre deux marnes (M-S-M), néanmoins le comportement des échantillons est contractant, ce qui ne concorde pas avec le comportement du sable seul qui s'accompagne généralement d'une augmentation de volume (dilatant).

Cependant, la variation de volume en cisaillement des multicouches de (sable, argile et marne) est généralement gouvernée par le comportement des couches contractantes (argile ou marne) sans tenir compte de la proportion de la couche dilatante (sable) dans le multicouche ou de leur position par rapport au plan de cisaillement. Le comportement du multicouche est totalement contractant (voir figure V.26). L'accroissement de la proportion des couches dilatantes dans le multicouche, ne fait qu'accentuer ou diminuer l'amplitude de cette contractance, sans manifester un comportement dilatant.

2.6.3 Influence de l'ordre de stratification des couches inclinées sur la variation de volume au cisaillement des sols en multicouche

Les échantillons reconstitués en couches inclinées d'argile et de marne (A/M et M/A) sont caractérisés par une diminution de volume tout le long de l'essai. Les courbes de variation de volume correspondant évoluent pratiquement dans un même fuseau et présentent les mêmes allures. En effet, la variation de volume des échantillons en couches inclinées d'argile et de marne, est légèrement influencée par l'ordre de stratification des couches, (voir figure V.27). Toutefois, les échantillons de marne sur argile (M/A) sont légèrement plus contractants.

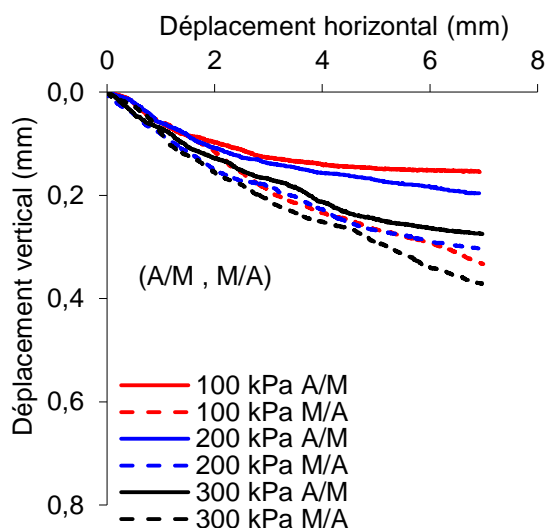


Figure V. 27 : Influence de l'ordre de stratification des couches inclinées sur la variation de volume des bicouches (A/M et M/A).

En revanche, dans le cas des bicouches inclinés de (sable, argile) ou de (sable, marne), apparaît l'influence sensible de l'ordre de stratification des couches sur leur variation de volume au cours du cisaillement. Les courbes sont assez écartées les unes des autres avec des allures complètement différentes malgré qu'elles traduisent toutes un comportement contractant des échantillons (voir figure V.28).

Le cisaillement des échantillons reposant sur une couche de sable (A/S et M/S) est accompagné d'une diminution de volume continue, notamment sous les fortes contraintes. Tandis que les échantillons reposant sur une couche d'argile ou de marne (S/A et S/M) sont moins contractants. Le taux de leur diminution de volume varie en fonction des déplacements horizontaux.

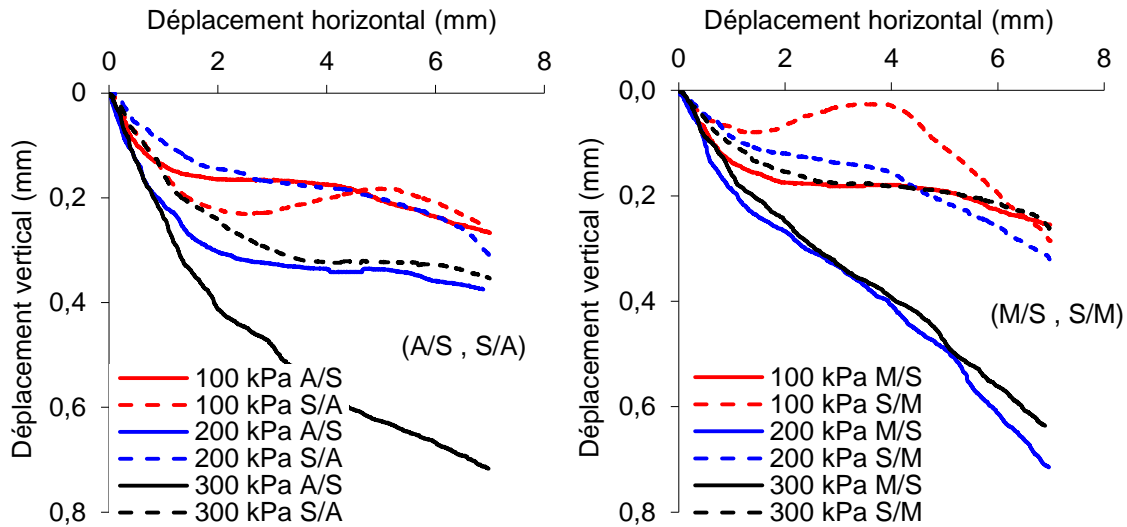


Figure V. 28 : Influence de l'ordre de stratification des couches inclinées sur la variation de volume des bicouches (A/S et S/A) et (S/M et M/S).

Cependant, même en la présence d'une couche de sable (en couches inclinées), où le plan de cisaillement concerne les deux couches en même temps (voir figure 29), néanmoins les bicouches développent dans tous les cas un comportement contractant plus ou moins accentué en fonction de l'ordre de stratification des couches. Ainsi, l'effet des couches de marne ou d'argile (sols fins) est généralement prédominant sur le comportement du multicouche.

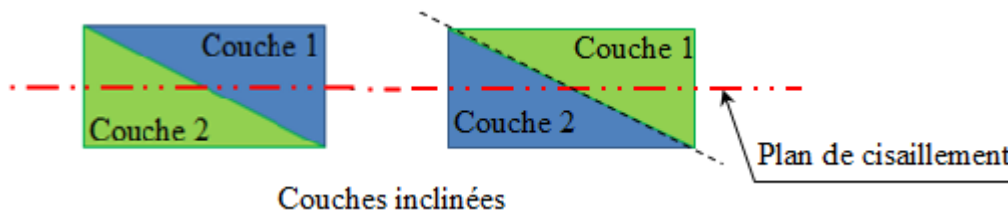


Figure V. 29 : Position du plan de rupture (cisaillement) en couches inclinées.

2.6.4 Influence de l'inclinaison des couches sur la variation de volume au cisaillement des sols anisotropes

La figure V.30, permet une comparaison des courbes de variation de volume entre les échantillons reconstitués en couches planes et ceux reconstitués en couches inclinées pour un même ordre de stratification des couches.

L'inclinaison des couches a une influence négligeable sur la variation de volume des échantillons d'argile sur marne ou de marne sur argile. Les échantillons (A-M et A/M) et

(M-A et M/A) manifestent un comportement contractant traduit par des courbes très rapprochées les unes des autres qui évoluent dans un même fuseau avec des allures semblables.

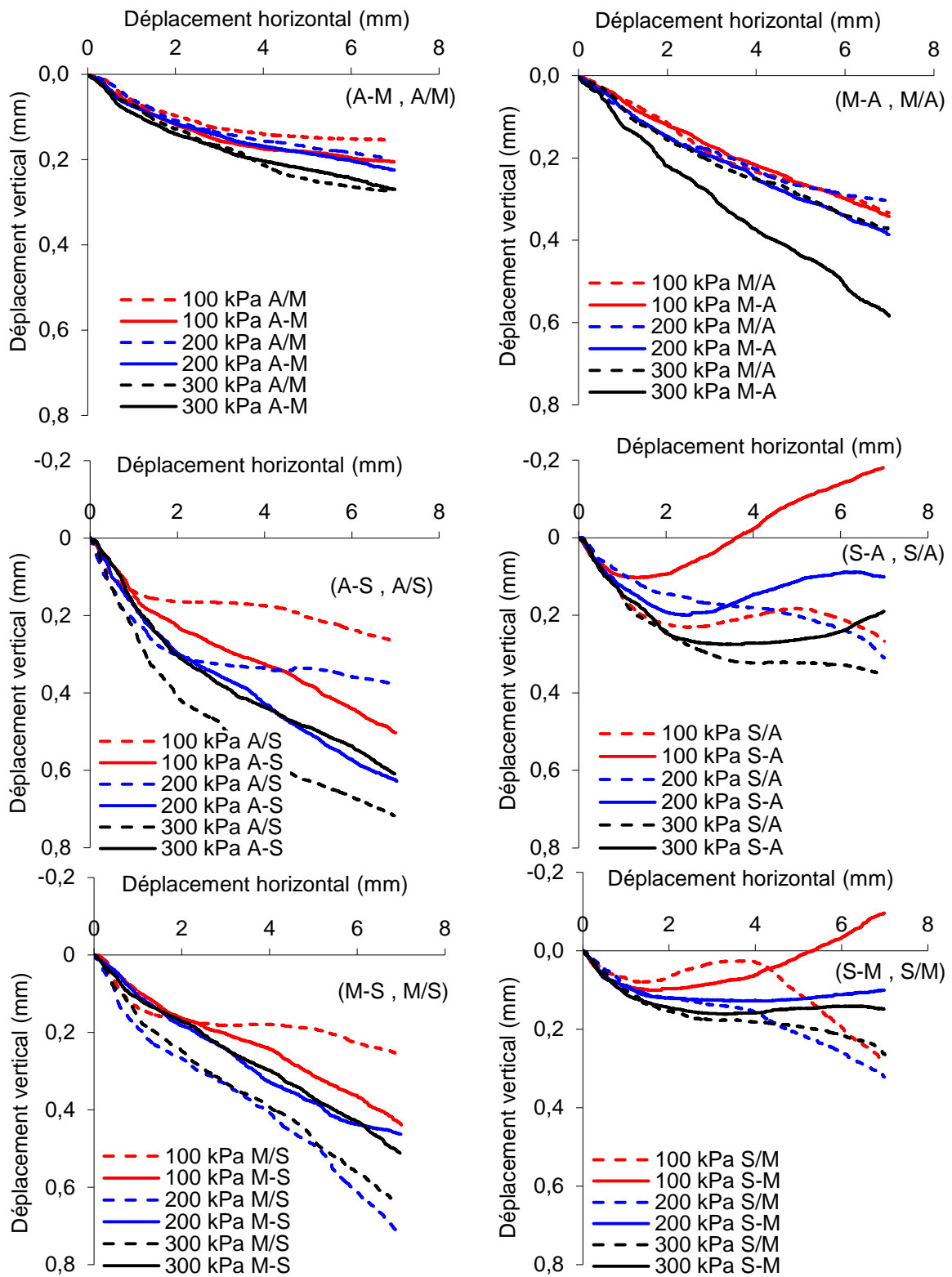


Figure V. 30 : Influence de l'inclinaison des couches sur la variation de volume des bicouches (argile, marne).

Ainsi, les bicouches reconstitués d'argile et de marnes, présentent les mêmes variations de volume en cisaillement sans influence apparente de l'ordre de stratification des couches et de leur inclinaison. Les deux couches (argile, marne) se comportent plus ou moins comme un même matériau à l'état humide, ce qui confirme les constatations faites par Delahaye et Le Roux (1975) et Pejon et al (1997).

En revanche, l'influence de l'inclinaison des couches est assez importante sur la variation de volume en cisaillement des échantillons reconstitués en couches d'argile et de sable ou en couches de marne et de sable.

Cependant, malgré l'écart entre les courbes, néanmoins, elles présentent plus ou moins les mêmes allures, et évoluent dans le même sens en couches planes et en couches inclinées dans le cas des échantillons d'argile ou de marne reposant sur une couche de sable. Tandis que les échantillons de sable reposant sur une couche d'argile ou de marne montrent des comportements très différents en couches planes et en couches inclinées. Les couches planes ont tendance à augmenter de volume après 4 à 5mm de déplacement horizontal, alors que les couches inclinées montrent un comportement contractant continue avec différentes amplitudes. Ainsi, l'influence de l'inclinaison des couches dépend de la nature des couches.

2.7 Evolution des caractéristiques mécaniques au cisaillement des sols étudiés

L'analyse de la rupture des sols étudiés permet, de remonter aux paramètres mécaniques de rupture tels que l'angle de frottement interne ou la cohésion. Dans le cas général, la résistance au cisaillement des sols (matériaux) est principalement assurée, soit par le frottement et l'enchevêtrement des grains (sable), soit par la cohésion qui lie les particules (argile), soit par les deux (mélanges et multicouches). La manifestation de l'un de ces paramètres (c , ϕ) est fonction principalement de la nature du sol.

Le frottement résulte de la rugosité superficielle des grains qui rentrent en contact les uns avec les autres. Quant à l'enchevêtrement, il est surtout causé par les arrêtes plus ou moins angulaires de certains grains, qui en s'emboîtant dans les interstices entre les autres grains, créent une résistance au mouvement. Lorsque la contrainte normale (σ) est nulle, la résistance au cisaillement des sols pulvérulents est presque nulle et les grains n'offrent pratiquement, aucune résistance au déplacement, (Robitaille et Tremblay, 1997).

Les droites intrinsèques présentées sur les figures ci-après permettent de déduire les caractéristiques mécaniques en conditions drainées (cohésion c' et angle de frottement ϕ') des échantillons traités dans cette étude.

2.8 Evolution des caractéristiques mécaniques des matériaux (sable, marne et argile)

Un des paramètres qui caractérisent la résistance au cisaillement d'un milieu granulaire est l'angle de frottement interne (Estrada, 2008). En effet, le sable présente un angle de frottement très important suite à la rugosité et les angularités des grains, accompagnés d'une cohésion négligeable de 2,7 kPa, qui est généralement due à son état humide. C'est une cohésion temporaire qui peut disparaître avec la variation de l'épaisseur des pellicules d'eau (eau absorbée) qui entourent les grains. Les caractéristiques mécaniques obtenues

pour ce sable, sont comparables avec celles du sable de Fontainebleau présentées par Magnan (1991).

En revanche, l'argile présente une cohésion assez importante (particules très fines) avec un faible angle de frottement interne d'environ 6 degrés, lié à son état de densité. Selon Brunel (2005), "c" est fonction de l'état hydrique, de la compacité et de la nature minéralogique de l'argile. Cette nature minéralogique dépend de la roche mère à partir de laquelle l'argile s'est formée et de sa structure cristalline à l'origine. "c" peut varier de quelques Pa à plusieurs MPa.

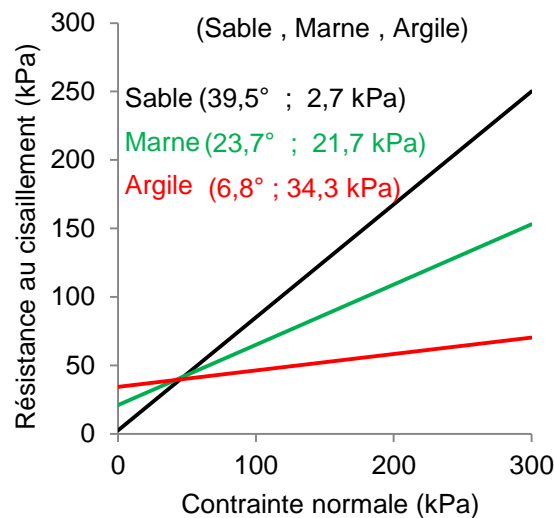


Figure V. 31 : Droites intrinsèques des matériaux (sable, marne et argile).

Le matériau marne par contre, présente des valeurs intermédiaires, il est à la fois doué d'une cohésion et d'un angle de frottement interne non négligeable. Du point de vue cohésion, les résultats obtenus sont comparable à ceux obtenus par Gaudin (1972) sur des marnes argileuses (voir figure V.31).

2.9 Influence de la nature et de la teneur en fines sur l'évolution des caractéristiques mécaniques des sols en mélanges

Très peu de sols se présentent sous la forme d'une seule fraction granulaire (grave alluvionnaire, argile des Flandres ...). La plupart sont des mélanges de deux fractions ou plus, ce qui rend leur comportement est donc complexe (Brunel, 2005). En effet, les proportions argileuses ou sableuses influent sensiblement sur les caractéristiques mécaniques des mélanges qui n'évoluent pas souvent dans le même sens (voir figure V.32).

La figure (V. 3.a, montre que l'angle de frottement interne, diminue de plus en plus avec la teneur en fines argileuses. Tandis que la cohésion augmente sensiblement avec une teneur en fines de 10%, ensuite elle se stabilise pratiquement.

Comme il a été expliqué par Collins et al, (1974), dans le cas du sable contenant des fines argileuses, les particules de sable sont souvent recouvertes par des plaquettes d'argile, ces dernières notamment à l'état humide se comportent comme un lubrifiant entre les grains,

ce qui fait que les frottements inter-granulaires diminuent. Le phénomène inverse se produit simultanément, les particules argileuses créent des ponts entre les grains et les relie, ainsi s'explique l'augmentation de la cohésion.

La cohésion dans un mélange sable-argile selon Boussaid (2005) peut être liée principalement à l'adhésion entre les particules à l'issue du compactage, aux attractions électrostatiques et électromagnétiques, à la succion capillaire due à l'attraction eau-particules et aux forces mécaniques apparentes dues à l'enchevêtrement et à l'arrangement des grains. Cette source de cohésion dite d'interclavage (interlocking) est spécifique aux sables dont les grains sont anguleux.

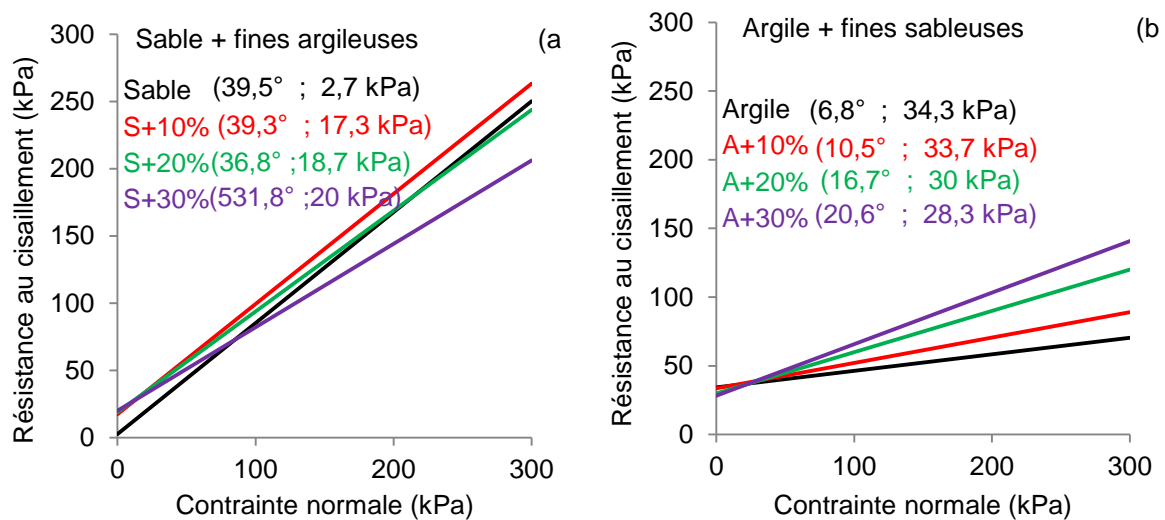


Figure V. 32 : Droites intrinsèques des mélanges (sable, argile).

Les trois premières sources de cohésion sont directement liées à la teneur en fines dans le mélange. C'est ce qui explique, l'augmentation de la cohésion des mélanges étudiés en passant de 0% à 10% d'argile. Entre 10 et 30% de fines, les paramètres (densité et enchevêtrement) évoluent généralement dans le sens inverse de la teneur en fines, d'où une stabilité qui peut être suivie même d'une diminution de la cohésion. À ce stade d'après Boussaid (2005), la cohésion est gouvernée beaucoup plus par l'état de compacité du mélange ; les effets de la succion et des attractions électrostatique et électromagnétique sont secondaires.

En revanche, la diminution continue de l'angle de frottement en passant de 10 à 30% de fines, s'explique selon Boussaid (2005) par la décroissance de la fraction sableuse (génératrice de frottement), ainsi que par l'augmentation de la quantité d'eau (en rapport avec la proportion d'argile).

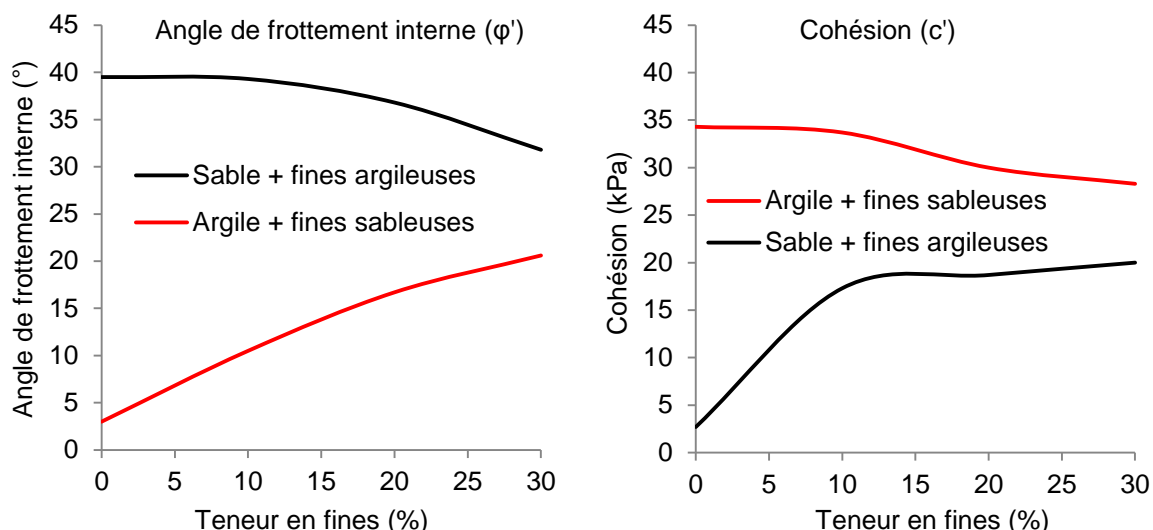


Figure V. 33 : Evolution de la cohésion et de l'angle de frottement interne en fonction de la nature et de la teneur en fines.

Ces résultats permettent de constater que la résistance du sable étudié peut être améliorée en lui associant une proportion d'argile relativement faible (moins de 20%). Les particules d'argile conduisent à une certaine cohésion de l'ensemble, sans toutefois diminuer d'une façon considérable les frottements entre grains. A l'inverse, une faible quantité de sable ne suffit pas pour créer un quelconque frottement dans le mélange puisque les grains sont tellement éloignés les uns des autres que la probabilité d'être en contact est très faible.

Dans le cas des argiles (argile + fines sableuses), la teneur en fines sableuses diminue légèrement la cohésion, tandis que le frottement est sensiblement amélioré. Les particules de sables malgré qu'elles soient fines, elles conservent toujours l'aspect rugueux avec des surfaces spécifiques plus importantes, avec plus d'aspérité, ainsi leur structure granulaire est différente de celle des particules argileuses (feuilletés). Bien que l'introduction des fines sableuses dans l'argile crée certaines discontinuités intermoléculaires diminuant les attractions électrostatiques et électromagnétiques entre les particules d'argile. Néanmoins, leurs surfaces rugueuses, et le contact entre leurs aspérités (fines sableuses) produit un frottement interne plus ou moins important.

En effet, l'ajout de 20% de fines sableuses améliore sensiblement l'angle de frottement interne des mélanges sans autant diminuer de leur cohésion. Au-delà de cette quantité de fines (20 %), les mélanges présentent des caractéristiques mécaniques légèrement modifiées.

2.10 Influence de l'inclinaison des couches sur l'évolution des caractéristiques mécaniques des bicouches (argile, marne) et (argile, sable)

Les échantillons reconstitués en bicouches d'argile et de marne en couches planes ou en couches inclinées (A-M, M-A) et (A/M, M/A) respectivement, présentent pratiquement les mêmes caractéristiques mécaniques. L'ordre de stratification des couches et notamment leur inclinaison ont une influence très limitée sur les caractéristiques mécaniques de ce type de bicouches, (voir figure V.34).

Les matériaux argile et marne à l'état humide développent un comportement uniforme et plus ou moins homogène, limitant l'effet de l'anisotropie de stratification des deux matériaux, ainsi, les caractéristiques moyennes déterminées dans le cas du cisaillement des couches inclinées et celles déterminées à l'interface dans le cas du cisaillement des couches planes sont presque semblables.

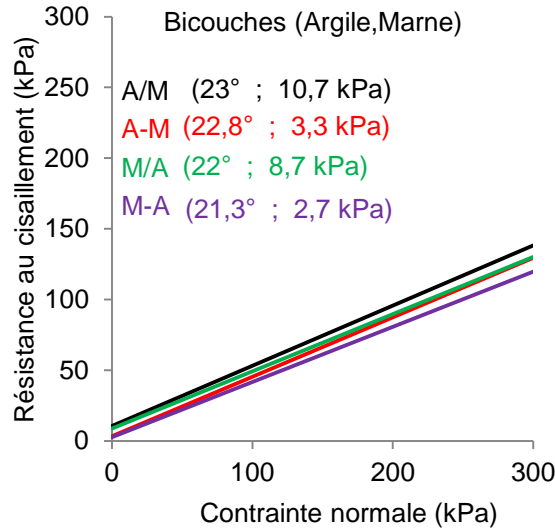


Figure V. 34 : Droites intrinsèques des bicouches (argile, marne et argile, sable).

2.11 Influence de l'inclinaison des couches sur l'évolution des caractéristiques mécaniques des bicouches (sable, marne) et (sable, argile)

L'influence, notamment, de l'inclinaison des couches sur les caractéristiques mécaniques semble plus sensible dans le cas des échantillons reconstitués en bicouches de (sable, marne) ou de (sable, argile) en couches planes ou en couches inclinées (M-S, S-M) ; (M/S, S/M) et (A-S, S-A) ; (A/S, S/A) respectivement.

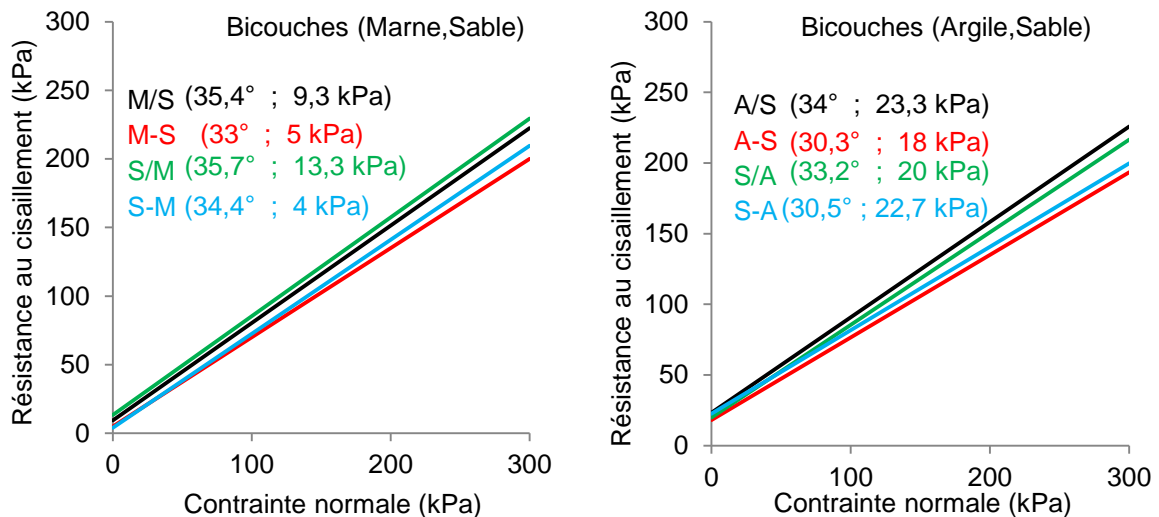


Figure V. 35 : Droites intrinsèques des bicouches (marne, sable).

Dans le cas des bicouches (sable, argile) ou (sable, marne), les caractéristiques moyennes déterminées au cisaillement des couches inclinées et celles déterminées à l'interface au

cisaillement des couches planes peuvent être parfois assez différentes. En effet, les caractéristiques mécaniques développées à l'interface des couches (entre deux matériaux différents) sont plus faibles que celles développées au cisaillement de deux matériaux en couches inclinées, notamment en termes de frottement. Ainsi, les échantillons en couches inclinées présentent généralement des caractéristiques plus élevées sous un cisaillement horizontal.

2.12 Evolution des caractéristiques mécaniques des tri-couches reconstitués de (sable, argile) et (sable, marne)

Dans le cas des échantillons reconstitués en tri-couches reconstitués des matériaux de (sable et argile) ou de (marne et sable), l'angle de frottement et la cohésion sont sensiblement influencés par l'ordre de stratification des couches et donc de la nature de la couche touchée par le plan de cisaillement.

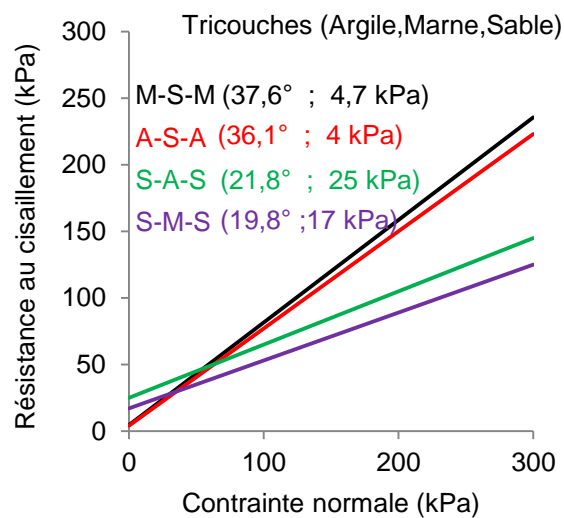


Figure V. 36 : Droites intrinsèques des échantillons en tri-couches.

En effet, les pentes des droites sont très différentes. Ceci est dû au fait que le plan de cisaillement passe sur une couche bien déterminée (couche au milieu dans ce cas), ce qui n'exclue pas bien sûr l'influence des couches adjacentes sur le comportement global du multicouche.

L'influence de la proportion des couches dans ce cas est négligeable devant l'influence de la nature de la couche cisailée. En effet, malgré que le sable est prédominant dans le cas des multicouches (S-A-S et S-M-S), néanmoins, ils présentent des caractéristiques largement faibles comparativement aux échantillons (A-S-A et M-S-M) où l'argile et la marne sont prédominants respectivement.

3. Conclusion

Les essais présentés dans ce chapitre ont montré le comportement des différents sols étudiés (homogènes, hétérogènes et anisotropes) aux essais de cisaillement direct à la boîte de Casagrande, en particulier, l'effet des différents paramètres variés, à savoir, la nature des matériaux, la teneur et la nature des fines, les contraintes normales, l'ordre de stratification des couches et leur inclinaison sur l'évolution des courbes de contraintes-déformations et les courbes de variation de volume.

Les essais réalisés ont permis également, la détermination des caractéristiques mécaniques des différents mélanges et multicouches, et l'analyse de leur évolution en fonction des paramètres cités ci-avant.

Cependant, les sols étudiés ne présentent pas le même comportement sous différents types de sollicitations. En effet, la proportion et la nature des fines n'agissent pas exactement de la même manière sur le comportement des mélanges en cisaillement et en compressibilité.

Ces résultats permettent d'une part, de caractériser et de comprendre le comportement des sols similaires à l'état naturel, et d'autre part, de reconstituer des sols adéquats selon la fonction à assurer dans les ouvrages en terre, (barrages, routes, barrières étanches, ...).

Pour étudier le comportement de ces mélanges et multicouches sous d'autres types de sollicitations, des échantillons de même composition soumis aux essais triaxiaux sont présentés dans le chapitre VI suivant.

CHAPITRE VI

ETUDE DU COMPORTEMENT DES SOLS HOMOGENES, HETEROGENES ET ANISOTROPES A L'APPAREIL TRIAXIAL

1. Introduction

Bien que leur réalisation soit parfois très délicate, néanmoins, les essais triaxiaux conviennent parfaitement à l'étude du comportement des sols au laboratoire. Ils permettent de reproduire les conditions in situ des échantillons à étudier. La rupture des échantillons est aléatoire, elle se produit suivant les zones où les résistances sont les plus faibles. Ce qui n'est pas le cas des essais de cisaillement direct à la boîte, où le plan de rupture est horizontal imposé.

Les essais triaxiaux relatés dans ce chapitre, permettent ainsi de mieux appréhender le comportement des sols étudiés. En effet, contrairement aux essais œdométriques et aux essais de cisaillement direct à la boîte où les cellules d'essais sont opaques ; le caractère transparent de la cellule triaxial permet de mieux voir et de suivre avec plus de précision l'évolution du comportement des échantillons au cours du cisaillement.

Les essais réalisés, ont permis d'abord, l'analyse du comportement macroscopique des sols étudiés (hétérogènes et anisotropes) en distinguant les modes et la position des plans de rupture, ainsi que la chronologie de rupture des couches dans le cas des multicouches. Ensuite est présentée l'évolution du déviateur des contraintes et des pressions interstitielles en fonction des différents paramètres d'essais présentés précédemment.

2. Présentation et discussion des résultats

Les essais triaxiaux réalisés dans cette étude sont du type non consolidé-non drainé. Ils sont exécutés à vitesse de cisaillement relativement rapide, permettant de reproduire le cisaillement des sols provoqués par des chargements rapides, comme ceux exposés par Finge Bousaïd (2004), qui se manifestent sous certains types de glissements de terrains, d'effondrements, de poinçonnements, de liquéfactions...etc,

Les résultats obtenus, sont présentés d'abord sous forme d'analyses du comportement macroscopique des échantillons en se basant sur le mode et la position des plans de rupture ainsi que la chronologie de déformation des différentes couches. Ensuite, le comportement mécanique des échantillons selon la nature et la teneur en fines ainsi que l'ordre de stratification des couches et leur inclinaison est traduit sous forme de courbes du déviateur des contraintes et des pressions interstitielles en fonction des déformations axiales.

2.1 Analyse du comportement macroscopique des sols étudiés à l'appareil triaxial

L'analyse du comportement macroscopique des sols étudiés est basée sur une analyse visuelle au cours des essais, du mode et de la chronologie de déformation et de rupture des différents échantillons et précisement des différentes couches, ainsi que de la position des plans de rupture par rapport aux plans d'interfaces.

2.1.1 Analyse du comportement macroscopique des sols homogènes (sable, argile et marne)

Les échantillons en matériaux homogènes sont composés d'argile, de marne ou de sable (voir figure VI.1). Ils sont reconstitués au laboratoire de façon à représenter le cas réel de massifs naturels argileux, marneux ou sableux respectivement. L'analyse de leur comportement au cours des essais triaxiaux, a permis de constater que :

Les échantillons d'argile présentent un comportement plastique, la rupture est généralement de type tassement, caractérisée par une déformation en tonneau, un comportement similaire a été constaté par Saim (1997) dans son étude sur les argiles et les limons du Québec. Dans ce cas, aucun plan de cisaillement n'est observé ; néanmoins, quelques micros fissures externes sont remarquées dans les zones les plus bombées. Ces fissures, peuvent être causées par les pressions interstitielles importantes développées au sein du matériau, suite aux pores saturés ayant tendance à diminuer de volume sous l'effet du chargement appliqué.

Dans des cas réels de massifs naturels argileux sensibles, les fissures externes peuvent faciliter d'avantage leur alimentation en eau, notamment en périodes hivernales. Ceci peut détériorer fortement leurs caractéristiques mécaniques. Sous chargement, le massif peut subir des tassements et des affaissements nuisibles aux ouvrages construits.

Les échantillons de marne présentent également un tassement sous le chargement appliqué, néanmoins les déformations sont moins importantes comparativement à l'argile, le bombement n'est pas excessif dans ce cas. Du point de vue macroscopique, la marne présente un meilleur comportement que l'argile à l'état humide, ainsi, ce type de sol peut subir de légers tassements parfois non nuisibles, notamment, si les charges supportées reviennent à des constructions légères.

Les échantillons de sable par contre, présentent un comportement fragile, ils montrent une rupture franche par cisaillement, caractérisée par un plan de rupture oblique apparent. Le sable présente un léger bombement considéré négligeable comparativement aux matériaux marne et argile.

En pratique, les massifs sableux sont les plus stables, notamment sous les charges en compression, tandis que l'argile présente souvent des désordres (tassement, basculement, gonflement, ...). La marne par contre présente de très bonnes caractéristiques à l'état sec, mais son comportement évolue fortement à l'état humide, sa résistance se dégrade considérablement. Elle est généralement sensible à l'action de l'air et de l'eau qui l'altère si elle n'est pas revêtue (Gaudin, 1972).

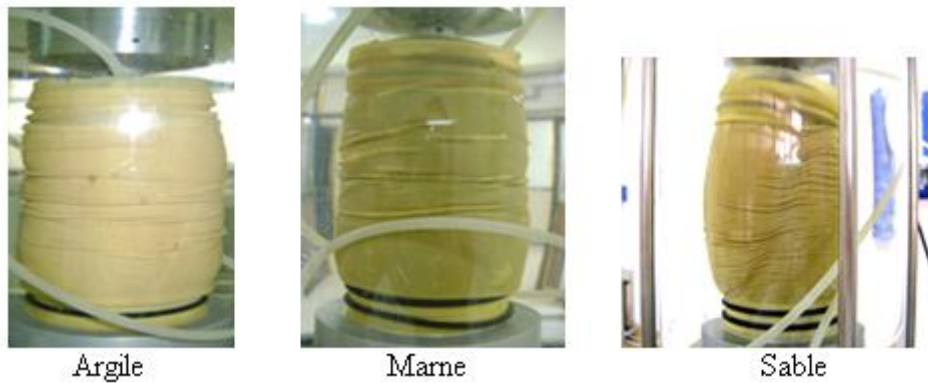


Figure VI. 1 : Echantillons d'argile, de marne et de sable après rupture.

2.1.2 Analyse du comportement macroscopique des sols hétérogènes, cas des mélanges de (sable , argiles)

Les sols hétérogènes étudiés sont constitués principalement de mélanges de sable avec des teneurs en fines argileuses (figure VI.2), ou encore d'argile avec des teneurs en fines sableuses (figure VI.3).

2.1.2.1 Mélange de sable + fines argileuses

Dans le cas des échantillons de sable + fines argileuses (voir figure VI.2), le plan de cisaillement, n'apparaît plus dès le premier ajout de fines argileuses (10%). Cependant, après une certaine déformation axiale, engendrant un tassement et un bombement en tonneau des mélanges, des plans de cisaillement diagonaux plus ou moins clairs commencent à apparaître. Les plans de cisaillement dans ce cas ne sont pas francs, les échantillons tendent de plus en plus vers une rupture plastique. Avec l'augmentation de la fraction argileuse, le comportement des mélanges se rapproche de plus en plus du comportement des sols fins argileux.

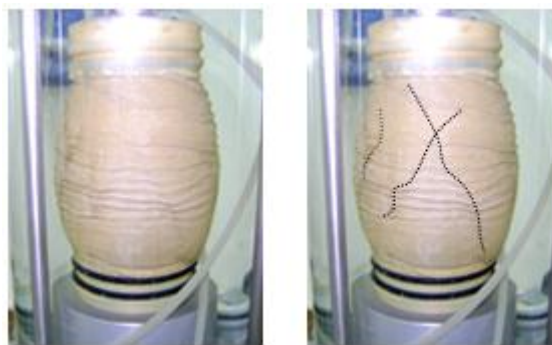


Figure VI. 2 : Mélange de sable + fines argileuses.

2.1.2.2 Mélange d'argile + fines sableuses

Dans le cas des mélanges (argile + fines sableuses), les échantillons développent un comportement plastique avec des tassements et bombement sous forme de tonneaux légèrement réduit par rapport aux échantillons d'argile seule. Toutefois, le nombre de

fissures devient de plus en plus important avec l'ajout des fines sableuses. Ces dernières réduisent la cohésion existante entre les particules d'argile, ce qui crée des discontinuités au sein du matériau, caractérisées par des fissures plus ou moins profondes.



Figure VI. 3 : Mélange d'Argile + fines sableuses.

2.2 Analyse du comportement macroscopique des sols anisotropes, reconstitués en couches stratifiées de (sable, marne, argile)

Les échantillons en couches stratifiées, sont reconstitués par la superposition des matériaux sable, argile et marne compactés en couches (bicouches et tri-couches) en position planes ou inclinées.

2.2.1 Analyse du comportement macroscopique des sols stratifiés (argile et sable)

La combinaison des matériaux sable et argile a permis de reconstituer les échantillons en deux ou trois couches suivants :

- Sable sur Argile (S-A), Argile sur Sable (A-S), sable entre deux couches d'argile (A-S-A) et argile entre deux couches de sable (S-A-S), en couches planes (voir figure VI.08) ;
- Sable sur Argile (S/A), Argile sur Sable (A/S), Sable entre deux couches d'argile (A/S/A) et argile entre deux couches de sable (S/A/S), en couches inclinées (voir figure VI.9).

2.2.1.1 Cas des échantillons en couches planes

Les échantillons reconstitués de sable et d'argile en couches planes, comme le montre la figure VI.4, sont caractérisés généralement par un comportement en deux phases. La première phase présente un tassement et un bombement des couches d'argile, traduisant une rupture plastique au niveau de ces couches. La deuxième phase, par contre, consiste en un poinçonnement des couches d'argile de part et d'autre par les couches de sable quelles que soient leurs positions dans l'échantillon.

Les couches de sable restent pratiquement intactes, en gardant leur verticalité, elles ne commencent à se déformer qu'après la déformation et le poinçonnement total des couches d'argile. Ceci est dû à la différence importante de résistance entre les matériaux, sable (matériau dur) et argile (matériau tendre). Ce type de comportement peut apparaître dans le sol à chaque fois qu'il y a stratification de couches de différentes caractéristiques mécaniques. Il peut avoir lieu également entre les structures et le sol support, dans le cas où ce dernier présente de mauvaises caractéristiques en plus du type de fondations non compatibles.

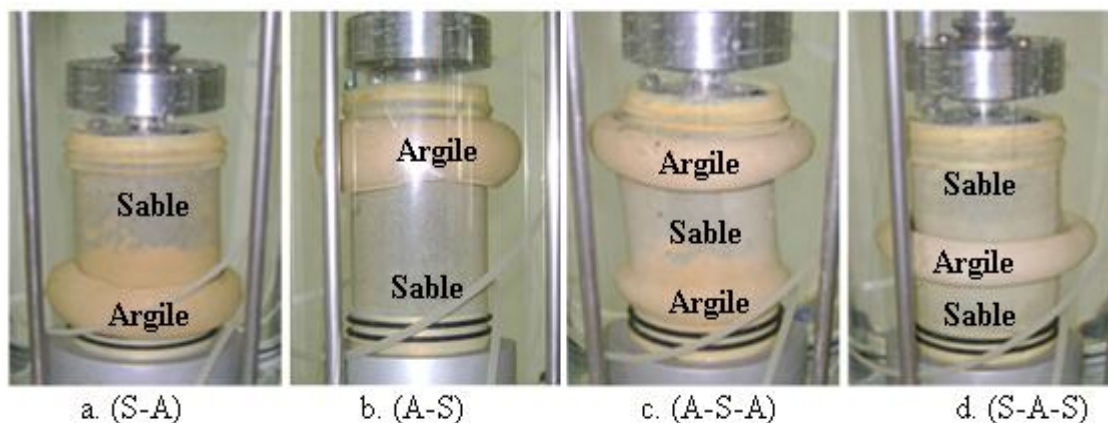


Figure VI. 4 : Multicouches de (sable, argile) en couches planes.

2.2.1.2 Cas des échantillons en couches inclinées

Les échantillons en couches inclinées de sable sur argile (S/A), présentent un glissement et un basculement en bloc de la couche de sable sur la couche d'argile après tassement de cette dernière, (voir figure VI.5). Par ailleurs, dans le cas des échantillons d'argile sur sable (A/S) ; l'argile présente un tassement et un bombement au cours de son glissement sur la couche de sable. Cette dernière garde sa verticalité et ne présente aucune déformation macroscopique apparente, ainsi la déformation de l'échantillon est purement localisée au niveau de la couche d'argile.

La rupture par glissement ne se produit pas aux interfaces (sable, argile), la zone faible est généralement localisée sur les couches d'argile, néanmoins, proche des interfaces. Cependant, le glissement est plus prononcé dans le cas des échantillons (S/A).

Ces résultats permettent ainsi, de constater l'influence de l'ordre de stratification des couches inclinées sur le mode de rupture des sols en bicouches.

Les multicouches reconstitués d'une couche de sable entre deux argiles (A/S/A) montrent un tassement et un bombement des couches d'argile au cours du glissement relatif entre les différentes couches. Ce mouvement est suivi d'un léger basculement de la couche de sable au milieu dans le sens opposé au sens du glissement.

Par contre, la rupture par glissement se manifeste fortement dans le cas des échantillons reconstitués d'argile entre deux couches de sable (S/A/S). La couche de sable supérieure, glisse et bascule complètement en entraînant une partie de la couche d'argile traversée par le plan de glissement. Tandis que la couche de sable inférieure reste verticale sans déformation.

Dans le cas des multicouches (sable, argile), les couches de sable ne présentent pratiquement aucun désordre apparent localisé. Le sable en couches inférieures garde sa verticalité, et ne présente aucune déformation apparente. Tandis que, la couche de sable supérieure reposant sur une couche argileuse est souvent entraînée en bloc par glissement dans le même sens d'inclinaison des couches.

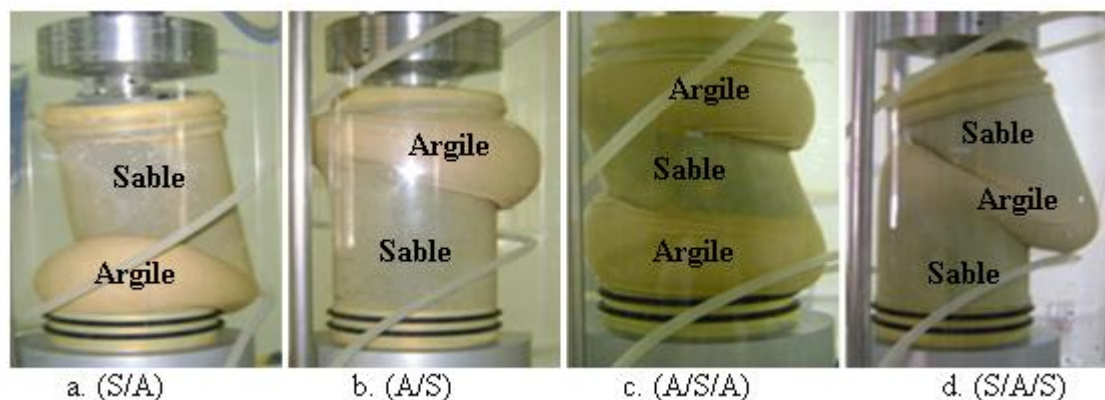


Figure VI. 5 : Multicouches de (sable, argile) en couches inclinées.

Toutefois, elle bascule fortement dans le sens opposé au glissement. Le plan de glissement dans les multicouches (sable, argile) ne coïncide pas avec les plans d'interfaces des couches; une faible couche d'argile adhère aux couches de sable, ainsi le plan de rupture (cisaillement) apparaît au sein des couches d'argile, mais proche des interfaces comme le montre la figure VI.6.

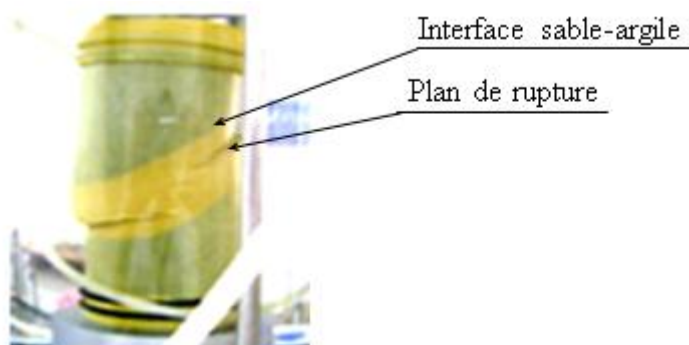


Figure VI. 6 : Multicouches de (sable, argile) en couches inclinées.

Les plans d'interfaces ne correspondent pas toujours aux plans de rupture. Des constatations similaires ont été exposées par Phelipot (2000) dans ses recherches sur l'interaction (sol-structure lors d'opérations de microtunnelage). L'auteur a constaté que la surface de cisaillement se situe en général à l'intérieur du sol au lieu d'être à l'interface sol/tuyau.

En pratique, le point d'effondrement est situé dans la couche argileuse, qui constitue toujours une zone faible favorable à la rupture des massifs par glissement, (cas des glissements du Mont-de-l'Enclus en Belgique 1993-1994).

2.2.2 Analyse du comportement macroscopique des sols stratifiés (marne et sable)

La combinaison des matériaux sable et marne a permis de reconstituer en deux ou trois couches superposées, les échantillons suivants :

- Sable sur Marne (S-M), Marne sur Sable (M-S), marne entre deux couches de sable (S-M-S) et sable entre deux couches de marne (M-S-M), en couches planes (voir figure VI.11) ;

- Sable sur marne (S/M), marne sur sable (M/S), marne entre deux couches de sable (S/M/S) et sable entre deux couches de marne (M/S/M), en couches inclinées, (voir figure VI.12).

Les échantillons reconstitués en couches planes superposées de sable et de marne, comme le montre les figures VI.8, présentent un comportement étalé sur deux phases. La première phase consiste en un tassement et un bombement des couches de marne. La deuxième phase consiste en un poinçonnement des couches de marne de part et d'autre par les couches de sable quelles que soient leurs positions dans l'échantillon. Les couches de sable restent verticales, intactes, sans aucune déformation localisée apparente dans le cas des bicouches, (M-S) et (S-M), néanmoins ce dernier présente un basculement de la couche de sable. Ceci peut être dû à la présence d'une zone faible au niveau de la marne (présence des vides) ou à l'hétérogénéité du matériau, (Boudlal and Melbouci, 2011).

Dans le cas des tri-couches (S-M-S) et (M-S-M) ; au cours de la déformation des couches de marne, la couche de sable reprend une partie de l'effort vertical, ainsi, des déformations et des élargissements apparaissent à ses extrémités en contact avec la marne (voir figure VI.8.c). Ceci peut être dû au fait que, les couches de marne dans ce cas sont de faibles épaisseurs, ainsi, elles atteignent rapidement une compacité maximale après tassement, et développent de ce fait une certaine résistance s'opposant au poinçonnement du sable. Ce dernier reprend donc une partie de l'effort vertical transmis par les couches de marne, ce qui occasionne sa déformation.

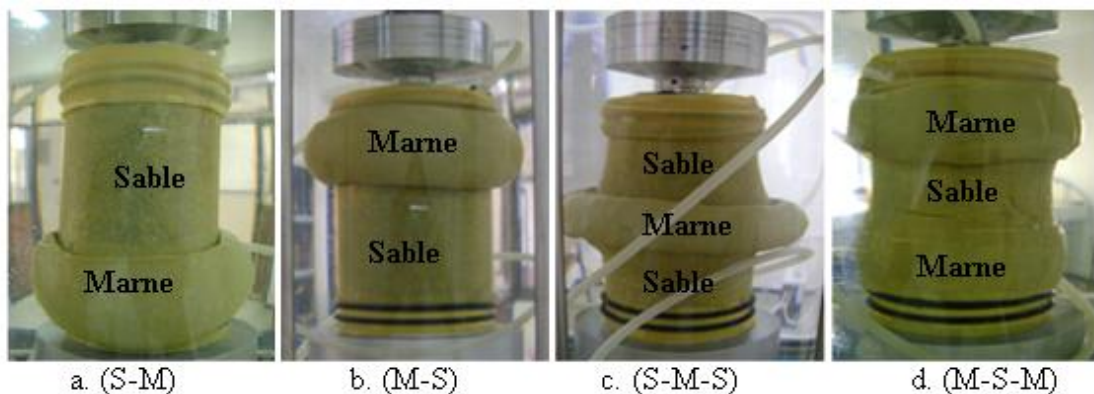


Figure VI. 7 : Bicouches de (Sable, Marne) en couches planes.

En couches inclinées (voir figure VI.9), les bicouches de sable sur marne (S/M), se rompent par glissement et basculement en bloc de la couche de sable sur la couche de marne. Cette dernière présente un tassement et bombement, elle est partiellement (la partie en contact avec le sable) entraînée par le glissement du sable. Tandis que, dans le cas de l'échantillon (M/S), la marne en couche supérieure présente un tassement et bombement tout en glissant légèrement sur le sable. Ce dernier reste vertical sans la moindre déformation tout en poinçonnant la couche de marne en dessus, (Boudlal and Melbouci, 2011).

Les plans de rupture dans le cas des bicouches (sable, marne) en couches inclinées, semblent coïncider avec les interfaces des couches, ces zones d'interfaces paraissent les plus faibles du point de vue résistance au cisaillement.

La rupture par glissement par contre est fortement prononcée dans le cas des tri-couches (S/M/S). La couche de sable supérieure, bascule et glisse en entraînant entièrement la couche de marne au milieu, (figure VI.8.c) ainsi, le plan de glissement est plus clair à l'interface des couches de marne et de sable inférieur. Cette dernière n'est pratiquement pas affectée par l'instabilité des couches supérieures, elle garde sa verticalité sans aucune déformation apparente.

Par ailleurs, les multicouches de sable entre deux marnes (M/S/M), montrent un bombement et tassement des couches de marne, avec un poinçonnement de part et d'autre par la couche de sable au milieu. Toutefois, un léger glissement apparait entre le sable et les couches de marne. Dans ce cas, la rupture par glissement n'est pas vraiment privilégiée.

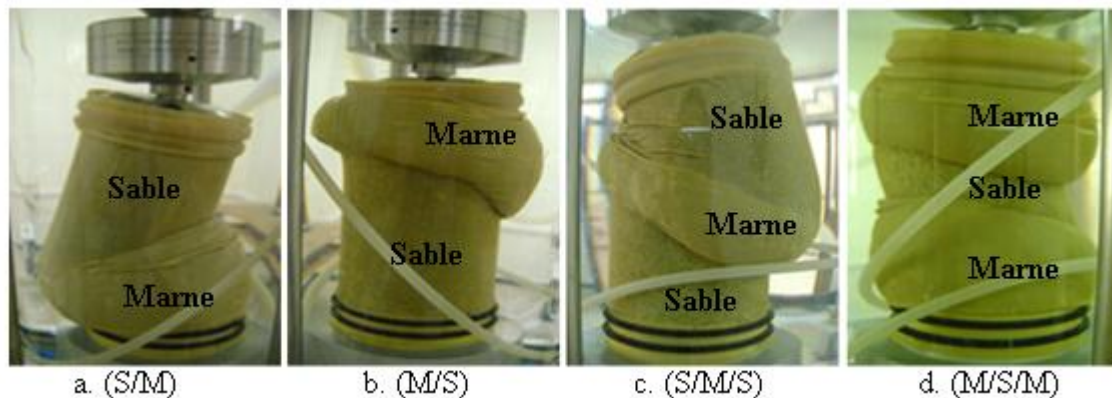


Figure VI. 8 : Tri-couches de (sable, Marne) en couches inclinées.

Contrairement aux multicouches (sable, argile) où le sable reste intact. Dans le cas des multicouches (sable, marne), le sable présente parfois certaines déformations, notamment, si les couches de marne sont de faibles épaisseurs. En outre, les plans de glissement dans ce cas coïncident souvent avec les zones d'interface qui constituent des zones de faible résistance. Tandis que, les plans de glissement se prononcent dans les couches d'argile constituant les zones les plus faibles dans le cas des multicouches (sable, argile).

En pratique les multicouches (sable, marne) présentent un comportement plus stable notamment, à l'état sec que les multicouches (sable, argile). Néanmoins, une dislocation des blocs de marne peut se produire au niveau des interfaces (sable/marne).

Les analyses faites sur la rupture des différents types de sols présentés ci-avant (homogènes, hétérogènes et anisotropes), permettent de constater que le plan de rupture par glissement est localisé dans les zones de plus faible résistance et qui ne coïncident pas forcément avec les zones d'interfaces entre les couches.

2.2.3 Analyse du comportement macroscopique des sols stratifiés (marne et argile)

La combinaison des matériaux argile et marne a permis de reconstituer en deux ou trois couches, les échantillons suivants :

- Argile sur Marne (A-M), Marne sur Argile (M-A), Argile entre deux couches de Marne (M-A-M) et Marne entre deux couches d'Argile (A-M-A), en couches planes (voir figure VI.13).

- Argile sur Marne (A/M), Marne sur Argile (M/A), Argile entre deux couches de Marne (M/A/M) et Marne entre deux couches d'Argile (A/M/A), en couches inclinées (voir figure VI.14).

Les échantillons en bicouches (A-M) et (M-A) illustrés sur les figures VI.09.a et VI.09.b respectivement, présentent globalement des déformations de type tassement. Néanmoins, la couche d'argile subit une déformation (diminution de hauteur et bombement simultanés) plus importante que la couche de marne, cette dernière, malgré l'apparition de certains bombements, néanmoins, elle garde plus ou moins sa verticalité et présente une meilleure résistance. En poussant l'essai à des déformations axiales plus importantes, la couche de marne poinçonne légèrement la couche d'argile.

Ainsi, l'analyse du comportement global du bicouche permet de distinguer principalement trois phases de déformations successives (Boudlal et Melbouci, 2012). La première phase est caractérisée par une très faible résistance, du fait que la couche d'argile se déforme facilement avant même que l'effort ne soit transmis à la couche de marne.

Dans la deuxième phase, la marne subit une légère déformation en reprenant une partie de l'effort vertical, ensuite, elle commence à poinçonner la couche d'argile, sachant que le poinçonnement est plus prononcé dans le cas des échantillons (M-A). À la troisième phase, l'argile est complètement épuisée par tassement et poinçonnement simultanés, dans ce cas, l'effort est complètement transmis à la couche de marne qui à son tour développe une certaine résistance offrant un comportement meilleur au multicouche ; ce dernier se comporte alors comme si la couche d'argile n'existe pas.

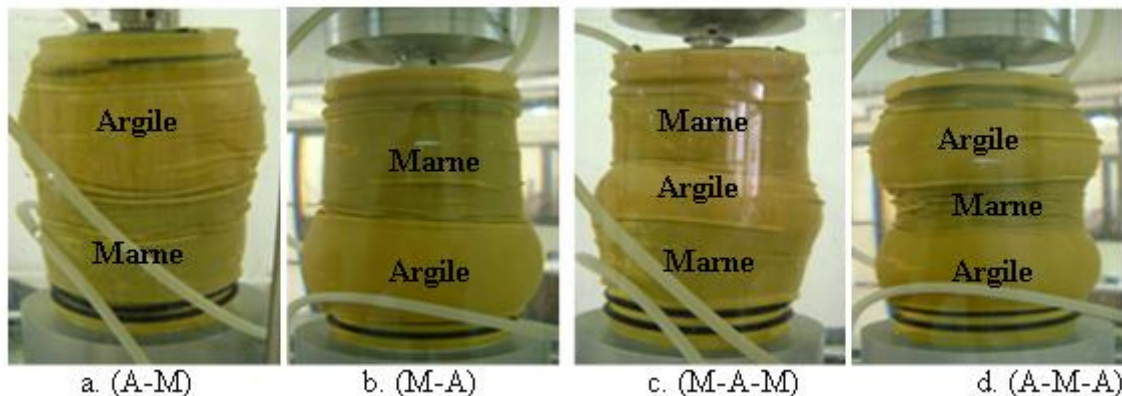


Figure VI. 9 : Multicouches de (Argile, Marne) en couches planes.

Les tri-couches composés d'une couche d'argile entre deux couches de marne (M-A-M) passent également par trois phases de déformation, (Boudlal et Melbouci, 2012). L'argile se déforme d'abord par tassement et bombement, suivi d'un léger tassement de la couche de marne inférieure, ensuite apparait le poinçonnement de l'argile par la couche de marne supérieure qui reste pratiquement intacte. Tandis que les échantillons de marne entre deux couches d'argile (A-M-A), présentent un tassement et bombement excessifs des couches d'argile, suivi d'un poinçonnement de part et d'autre de la couche de marne au milieu qui présente également un tassement mais sans bombement.

En pratique, les multicouches de (marne, argile) sont très compressibles en couches planes à l'état humide et développent en générale de très faibles résistances, notamment lorsque les couches d'argile sont de fortes épaisseurs.

En couches inclinées, (voir figure VI.10) les bicouches (argile, marne) présentent un autre type de déformation. En plus du tassement et du bombement, apparait un glissement et basculement simultanés de l'échantillon vers le coté de forte épaisseur d'argile, sachant que le plan de basculement et glissement coïncide avec le plan d'interface dans le cas des échantillons (A/M).

Les désordres affectant ce cas de multicouche se confirment réellement par le glissement de terrain de Zellenberg (printemps 2000) dû à la conjonction de conditions défavorables et de facteurs déclenchant. Selon Audru et Messin (2000), les conditions défavorables correspondent à la superposition de formations superficielles argileuses (remblais sur marnes) sur une pente de 20° à 30°. Le facteur déclenchant est la sursaturation des remblais et des marnes après de longues périodes pluvieuses. La nappe perchée se charge, génère des pressions interstitielles importantes dans les formations superficielles et déclenche les glissements. Le glissement s'est initié dans les remblais de faible cohésion et s'est poursuivi dans les horizons superficiels des marnes altérées.

Le réchauffement printanier contribue également au glissement des marnes par vaporisation de l'eau interstitielle contenue entre les feuillets argileux.

En revanche, les échantillons de marne sur argile (M/A) ne présentent pas de glissement, même en couches inclinées ; ils ont tendance à se renverser vers le sens opposé au sens d'inclinaison des couches et au sens du glissement, ce qui engendre des déformations plus remarquables. Ainsi, le plan d'interface ne constitue pas un plan de rupture. Ce dernier apparait par contre sur la couche d'argile correspondant probablement à la zone de plus faible résistance.

Par ailleurs, les tri-couches (argile, marne) en positions inclinées (voir figure VI.10), constitués d'une couche d'argile entre deux couches de marne (M/A/M) présentent pratiquement une déformation commune pour toutes les couches, elle est de type tassement et bombement, sans aucun plan de rupture franc. Tandis que, dans le cas des échantillons (A/M/A), les couches d'argile se tassent avec bombement et apparition de quelques fissures externes, alors que, la couche de marne présente juste un léger tassement. Dans ce cas, aucun poinçonnement n'est enregistré, par contre, un léger glissement des couches est constaté suivant les interfaces (argile, marne).

En pratique, dès la constatation d'une présence de couches inclinées, les ingénieurs ont souvent tendance à penser à une rupture par glissement aux interfaces des couches, en négligeant tout autre type de désordre, ce qui n'est pas toujours évident.

Cependant, les interfaces (argile, marne) en couches planes, constituent souvent une zone de variation de la section des échantillons correspondant au passage vers un autre mode de déformation (voir figures VI.09).

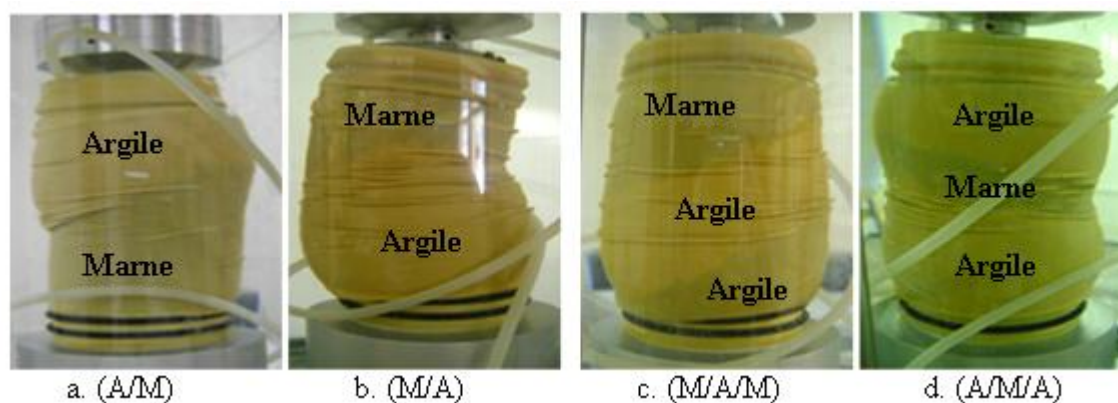


Figure VI. 10 : Multicouches de (Argile, Marne) en couches planes et inclinées.

Par contre, en couches inclinées, dans le cas des bicouches d'argile sur marne (voir figure VI.10), le plan d'interface constitue une zone de faible résistance, qui se transforme en un plan de glissement et basculement qui a tendance à dissocier l'argile de la marne. Alors que, dans le cas des échantillons de marne sur argile (M/A et M/A/M), la rupture se manifeste sous forme de tassement, bombement et renversement avec des plans de rupture non apparents aux interfaces. La rupture par glissement dans ce cas est complètement absente (Voir figures VI.10.a et VI.10.c), les matériaux argile et marne à l'état humide sont liés par les forces de cohésion et se comportent presque comme un seul matériau.

Le caractère évolutif de certains matériaux peut remettre en cause la géométrie d'équilibre des massifs. Delahaye et Le Roux (1975), ont constaté que les pentes de talus de remblais établies en tenant compte des caractéristiques des matériaux rocheux (marne sèche et argile fortement surconsolidées) au moment de l'extraction ne sont plus valables lorsque le matériau a évolué en matériau fin. Cependant des désordres sont constatés, même sur des remblais de faible hauteur.

2.2.4 Analyse du comportement macroscopique des sols stratifiés de (sable, marne et argile) en couches planes

La combinaison des matériaux (argile, marne et sable) a permis de reconstituer en trois couches planes superposées les échantillons suivants (voir figure VI.11) :

Sable sur Marne sur Argile (S-M-A) ; Sable sur Argile sur Marne (S-A-M) ; Marne sur Argile sur Sable (M-A-S) ; Argile sur Marne sur Sable (A-M-S) ; Marne sur Sable sur Argile (M-S-A) et Argile sur Sable sur Marne (A-S-M).

Les échantillons dont l'une des extrémités est une couche de sable (l'argile et la marne se superposent), présentent tous pratiquement le même type de déformation. L'argile et la marne se déforment par tassement, ensuite la couche en contact avec le sable subit un poinçonnement (voir figure VI.11), cependant, le tassement et le poinçonnement sont plus prononcés sur la couche d'argile. La couche de marne et la couche d'argile se comportent comme un seul matériau dans ce cas, aucun déplacement relatif entre les deux couches n'est constaté au cours de la déformation du multicouche.

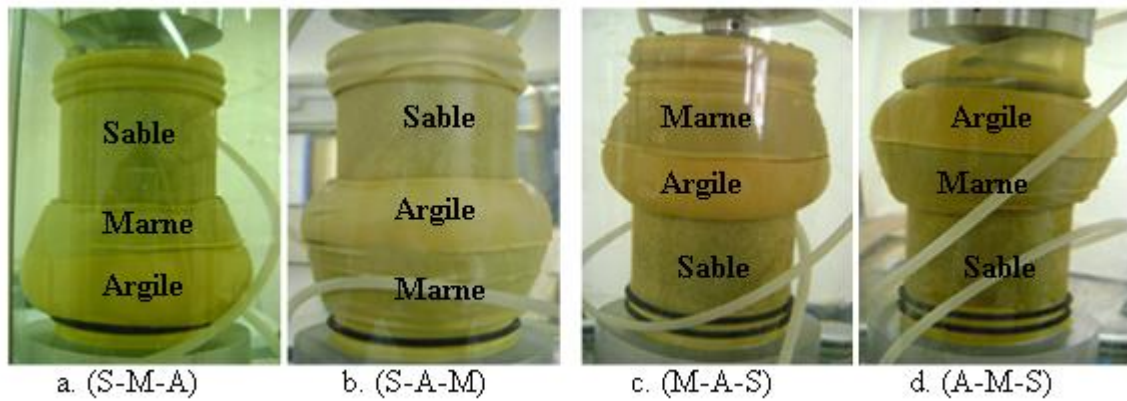


Figure VI. 11 : Tri-couches de Sable, Marne et Argile (couches planes).

Dans le cas où la couche de sable est située entre une couche de marne et une couche d'argile (la couche d'argile et la couche de marne sont séparées par le sable), comme le montre la figure VI.12 ; la couche de sable poinçonne de part et d'autre l'argile et la marne respectivement après qu'elles soient déformées par tassement et bombement (voir figure VI.12). Toutefois, le poinçonnement est plus prononcé sur la couche d'argile, tandis que le tassement et le bombement sont plus marquants sur la couche de marne.

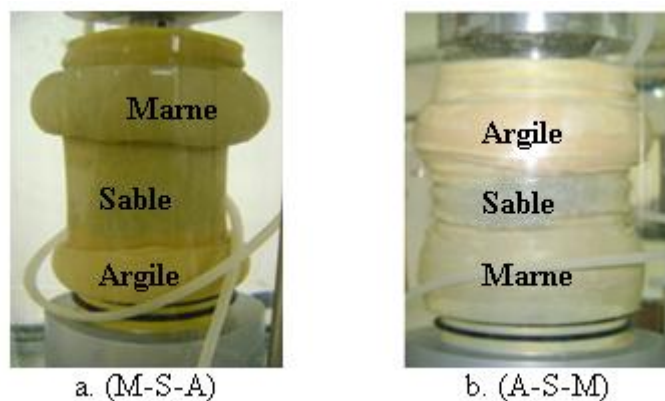


Figure VI. 12 : Tri-couches de Sable, Marne et Argile (couches planes).

Dans tous les cas présentés précédemment, la couche de sable reste verticale sans la moindre déformation, elle ne fait que poinçonner la couche d'argile ou de marne en contact, tandis que la couche d'argile présente toujours la plus grande déformation, notamment en contact direct avec la couche de sable.

2.2.5 Analyse du comportement macroscopique des sols stratifiés (sable, marne et argile) en couches inclinées

La combinaison des matériaux argile, marne et sable en trois couches inclinées, a permis de reconstituer les échantillons suivants (voir figure VI.13) :

Sable sur Marne sur Argile (S/M/A), Sable sur Argile sur Marne (S/A/M), Marne sur Argile sur Sable (M/A/S), Argile sur Marne sur Sable (A/M/S), Marne sur Sable sur Argile (M/S/A) et Argile sur Sable sur Marne (A/S/M).

Le type de déformation dans le cas des tri-couches de sable, marne et argile en couches inclinées dépend essentiellement de la position de la couche de sable dans le multicouche.

Le sable et la marne glissent sensiblement en bloc comme un seul matériau sur la couche d'argile, dans le cas de l'échantillon (S/M/A). Le plan de glissement coïncide parfaitement avec le plan d'interface marne/argile (voir figure VI.13.a).

Par ailleurs, l'échantillon (S/A/M), illustré sur la figure VI.13.b présente un glissement sensible de la couche de sable sur la couche d'argile selon un plan de glissement coïncidant avec le plan d'interface sable/argile.

Dans le cas des échantillons (M/A/S) et (A/M/S) par contre, les couches d'argile et de marne se comportent comme un même matériau sans aucun déplacement relatif apparent. Elles subissent un tassement et un bombement, ensuite elles glissent sur la couche de sable. Ce dernier poinçonne à chaque fois la couche d'argile ou de marne adjacente. Ce poinçonnement semble réduire le taux de glissement dont la surface coïncide avec la zone de poinçonnement, (voir figures VI.13.c et VI.13.d).

Les couches de sable supérieures basculent vers le côté de fortes épaisseurs d'argile ou de marne au cours de son glissement, ainsi le sable perd sa verticalité (voir figures VI.13.a et VI.14.b) tout en gardant sa forme intacte (aucun désordre superficiel). Par contre, les couches de sable inférieures, restent verticales malgré les déformations excessives produites au niveau des couches d'argile et de marne en dessus. Ces dernières absorbent tout l'effet de l'effort vertical (voir figures VI.13.c et VI.13.d).

L'effet de la contrainte appliquée ne commence à apparaître sur les couches de sable qu'après des déformations axiales exagérées, ce qui peut dépendre essentiellement de l'épaisseur des différentes couches.

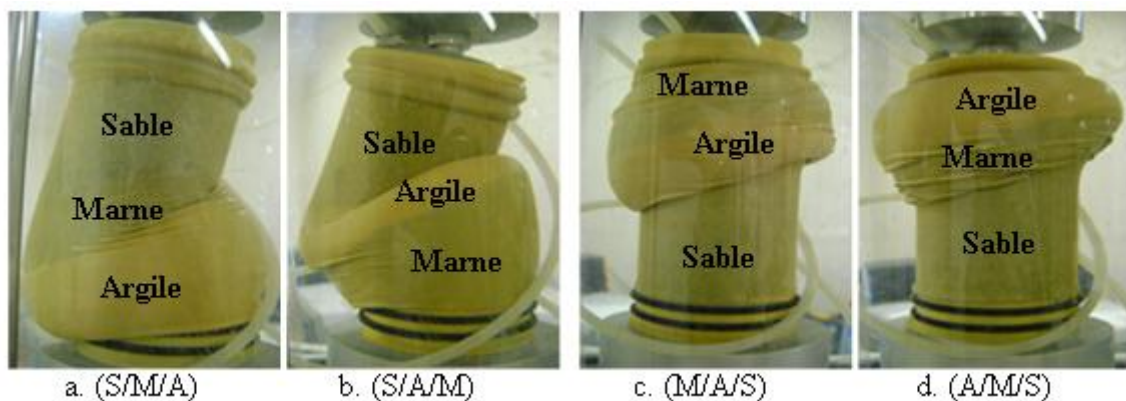


Figure VI. 13 : Tri-couches de Sable, Marne et Argile (couches inclinées).

Dans le cas où les couches d'argile et de marne sont séparées par une couche de sable, (voir figure VI.14) ; la marne et l'argile présentent dans tous les cas un tassement et bombement plus ou moins importants. Cependant, l'échantillon (M/S/A), (voir figure VI.14.a) présente un glissement relatif entre les différentes couches avec un basculement

de l'ensemble vers le côté de forte épaisseur d'argile, dans le sens opposé au sens du glissement. Le plan de glissement dans ce cas coïncide avec l'interface sable/marne alors qu'il est localisé sur la couche d'argile près de l'interface sable/argile (voir figure VI.14).

Par contre l'échantillon (A/S/M), illustré sur la figure VI.14.b, présente un léger basculement de l'échantillon vers le côté de forte épaisseur de marne et un glissement de l'argile sur la couche de sable. Le plan de glissement coïncide avec l'interface sable/argile. Dans ce cas d'échantillon, en plus du basculement, la marne présente juste un léger bombement, mais sans glissement, ni poinçonnement du côté de la couche de sable.

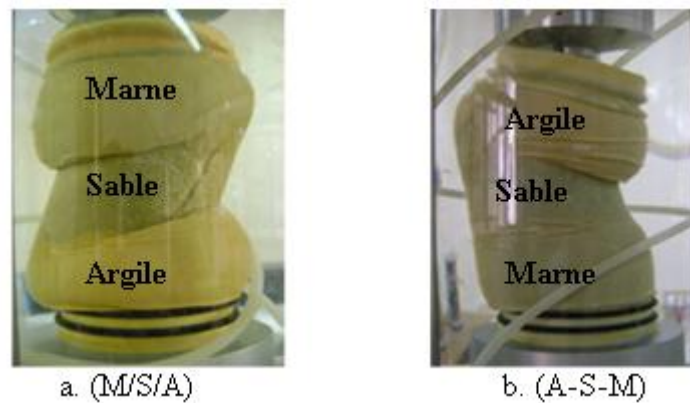


Figure VI. 14 : Tri-couches de Sable, Marne et Argile (couches inclinées).

Les résultats obtenus permettent de constater que l'anisotropie des sols et leur hétérogénéité influe sensiblement sur le comportement des sols. Ces derniers présentent des déformations et des ruptures de différentes natures (glissement, poinçonnement, tassement, basculement, ...) influencées par la nature et la teneur en fines, l'ordre de stratification des couches, leur inclinaison ainsi que leur épaisseur.

Le plan de rupture ne coïncide pas forcément avec l'interface des couches, il est souvent localisé au niveau de la zone de plus faible résistance.

La présence de couches inclinées ne traduit pas toujours une rupture par glissement. Ce type de rupture est beaucoup plus lié à l'anisotropie des couches (inclinées).

2.3 Evolution du déviateur des contraintes en fonction des déformations axiales

Les courbes des déviateurs des contraintes ($q = \sigma_1 - \sigma_3$) en fonction des déformations axiales (ϵ), permettent de traduire l'évolution de la résistance au cisaillement des différents sols étudiés, en fonction de la nature et de la teneur en fines, de l'ordre de stratification des couches, de leur proportion et de leur inclinaison.

2.3.1 Evaluation de la répétabilité des essais

La reconstitution des différents échantillons, notamment en mélanges et en multicouche semble très délicate en plus du mode opératoire très complexe du triaxial utilisé. Ainsi, dans le but de s'assurer que la procédure expérimentale adoptée est validée et les résultats

expérimentaux sont significatifs, il est important de vérifier la répétabilité en réalisant plusieurs essais sur des éprouvettes réputées être dans les mêmes conditions initiales, (Seif El Dine, 2007).

Dans ce but, pour chaque type de sol, deux essais sont réalisés sur deux échantillons préparés dans les mêmes conditions et soumis aux mêmes essais. Les résultats obtenus (voir figure VI.15) montrent une bonne répétabilité en termes de résistance au cisaillement et de pressions interstitielles. L'incertitude sur la valeur du déviateur au pic de résistance de deux échantillons ne dépasse pas les 3%. Ceci confirme que la procédure expérimentale adoptée est répétable.

Le caractère répétable de la procédure d'essai permet, selon Pedro (2004), d'évaluer avec certitude que l'effet des paramètres intrinsèques du sol et celui des conditions initiales d'essai sont des effets significatifs.

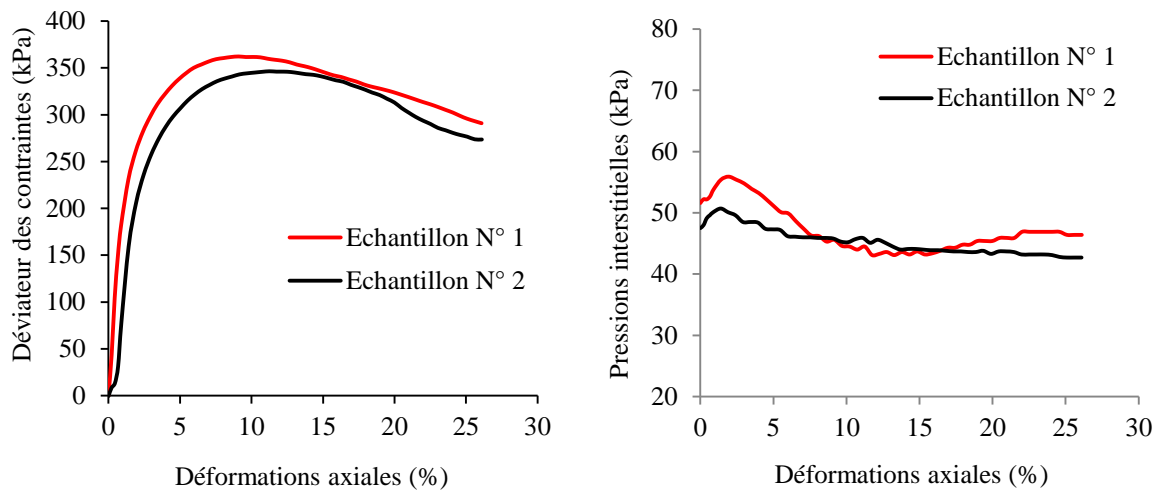


Figure VI. 15 : Répétabilité des essais triaxiaux.

2.3.2 Evolution de la résistance au cisaillement des sols homogènes (sable, marne et argile)

La figure VI.17.a montré l'écart important de résistance entre le matériau sable et les matériaux marne et argile ce qui confirme l'analyse faite précédemment sur leur mode de déformation. Ceci est évident, du fait que les structures minéralogiques de ces matériaux sont complètement différentes. En outre, cette différence de résistance a été constatée précédemment aux essais de cisaillements à la boîte et aux essais œdométriques. Le sable, montre sous les différents types de sollicitations un comportement particulier en (cisaillement, compressibilité, consolidation, perméabilité, ...) le distinguant de ce fait des matériaux marne et argile.

Le sable présente dès les premières déformations axiales (7 %) une augmentation rapide et presque linéaire du déviateur q jusqu'à un maximum q_{max} qui marque un pic (maximum) légèrement ouvert. Ensuite, l'évolution du déviateur des contraintes décroît continuellement jusqu'à la fin de l'essai en fonction de la déformation axiale. Ce comportement traduit une rupture franche (cisaillement franc) ou encore rupture fragile

telle qu'elle a été décrite par Robitaille et Tremblay (1997). Un tel comportement est souvent observé au cisaillement des sols pulvérulents.

Pedro (2004) stipule que, la phase de décroissance du déviateur correspond au fait que le champ de déformation au sein de l'éprouvette n'est plus homogène : ceci se traduit par le développement d'un plan préférentiel de rupture. Le maximum de la courbe de cisaillement correspond au moment où la rupture de l'éprouvette se produit. La valeur du déviateur ainsi que celle de la déformation axiale à cet instant sont des valeurs remarquables et constituent donc les deux premières caractéristiques de rupture auxquelles il faudra s'intéresser.

Par ailleurs, les matériaux marne et argile présentent des résistances nettement inférieures à celle du sable.

Le cisaillement des échantillons est poursuivi jusqu'à une déformation axiale d'environ 28%, dépassant de ce fait le domaine des petites déformations, néanmoins, aucun pic de rupture n'apparaît dans le cas de ces matériaux. Le déviateur évolue généralement en palier, ce qui traduit des ruptures de type plastique pour ces deux matériaux (Robitaille et Tremblay 1997).

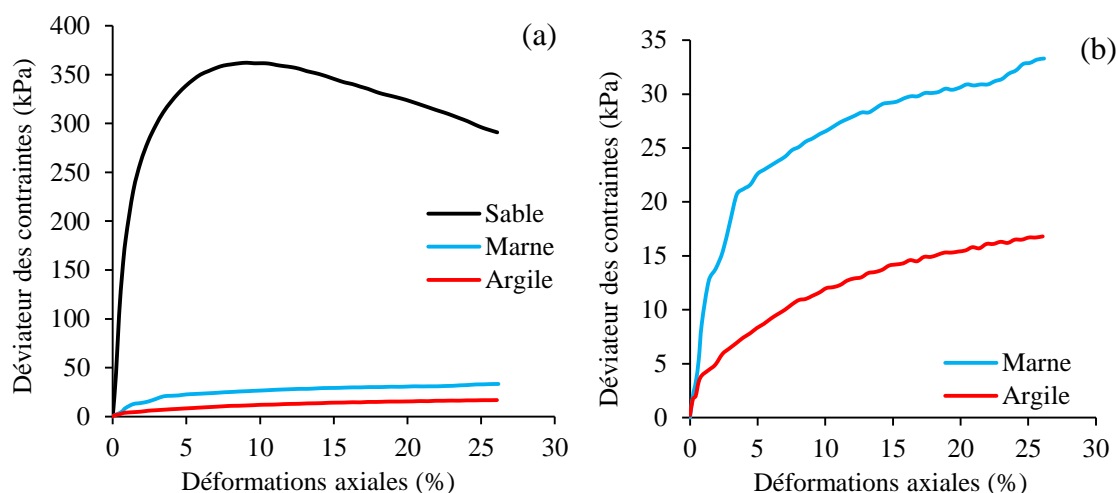


Figure VI. 16 : cisaillement des échantillons d'argile, de marne et de sable.

En comparant le comportement des deux matériaux argile et marne (avec agrandissement de l'échelle) comme le montre la figure VI.16.b, il apparaît que les courbes du déviateur présentent des allures légèrement différentes. La marne présente une augmentation relativement rapide de résistance aux premières déformations axiales (2,5%) ensuite, elle augmente progressivement jusqu'à la fin de l'essai. Tandis que, la résistance de l'argile augmente légèrement et continuellement dès le début de l'essai avec une tendance à se stabiliser à une valeur résiduelle au-delà de 20% de déformations axiales. Ces résultats confirment les travaux de Pedro (2004).

L'écart de résistance entre les matériaux marne et argile à l'état humide, peut devenir de plus en plus important en passant à l'état sec, vu que la marne sèche présente des caractéristiques mécaniques très élevées tel qu'il a été montré par Gaudin 1972.

2.3.3 Evolution de la résistance au cisaillement des sols hétérogènes, mélanges de (sable + fines argileuses ou argile + fines sableuses)

2.3.3.1 Cas des mélanges de sable + fines argileuses

Contrairement aux essais de cisaillement direct à la boîte et aux essais de compressibilité à l'œdomètre où les mélanges présentent un comportement amélioré pour certaines teneurs en fines ; dans le cas des essais triaxiaux, la résistance au cisaillement du sable diminue sensiblement dès le premier ajout de fines argileuses (voir figure VI.17) et décroît d'avantage avec l'accroissement de la teneur en fines.

Les études théoriques et expérimentales réalisées par (McGeary, 1961 ; Lade et al, 1998) pour analyser l'effet des fines non plastiques sur l'indice des vides minimal des sables, ainsi que la structure métastable observée dans un sable limoneux ont montré que la faible teneur en fines peut créer une grande instabilité et compressibilité de la structure (Lade et Yamamuro, 1997). Dans une structure métastable, les vides entre les grosses particules sont inoccupés, les fines occupant les points de contact entre les grains sont éjectées dans les vides durant le chargement, ce qui cause l'effondrement de la structure du sol.

La rupture peut être également due dans certains cas au fait que le dépassement du seuil de fines, fait passer le sol de l'état hétérogène où les grains sont entourés par la matrice argileuse, à un sol constitué d'un empilement de fines (anisotrope) qui forment une bande de faible résistance au sein de l'échantillon ce qui conduit à sa rupture.

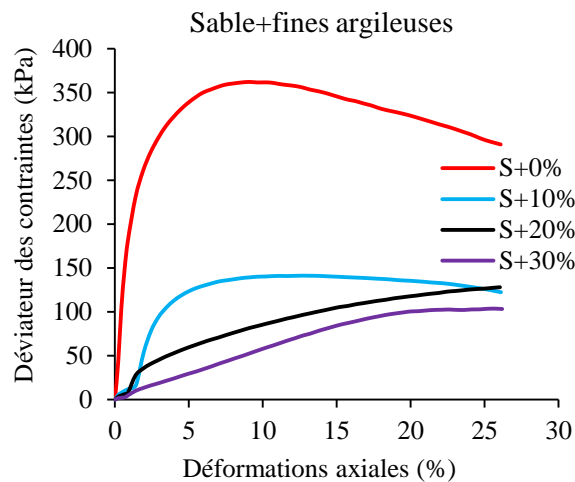


Figure VI. 17 : Influence des fines argileuses sur la résistance au cisaillement des sables.

Les courbes de cisaillement des mélanges ne présentent pas de pic, elles tendent de plus en plus vers un palier et se convergent à la fin vers un même point correspondant peut être à une même résistance résiduelle des mélanges. Pedro (2004) dans son étude a également constaté dans certains cas, que les mélanges avec et sans gravier ont présenté la même résistance résiduelle.

2.3.3.2 Cas des mélanges d'argile + fines sableuses

Les courbes représentant l'influence de la teneur en fines sableuses sur l'évolution du déviateur des contraintes (voir figure VI.18), montrent un accroissement du déviateur dans le cas des mélanges. Cependant, une quantité de 20% de fines sableuses semble adéquate

pour doter les mélanges d'un certain frottement permettant d'obtenir les meilleures résistances. Au-delà de cette quantité, la cohésion des mélanges est perturbée par les fines sableuses, ainsi les échantillons commencent à perdre de leur résistance.

Ces résultats coïncident plus ou moins avec ceux obtenus aux essais de cisaillement direct à la boîte de Casagrande, ainsi une proportion de fines sableuses d'environ 20% permet d'améliorer le comportement des mélanges aux deux types de sollicitation (cisaillement direct et triaxial). L'incorporation de fines sableuses dans l'argile a permis également l'amélioration de sa résistance à la compressibilité aux essais œdométriques.

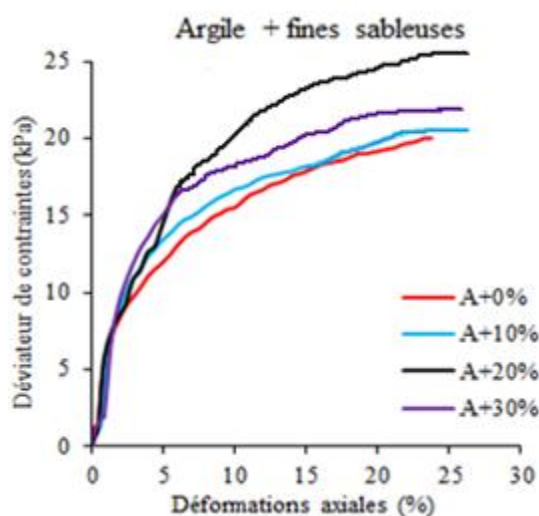


Figure VI. 18 : Influence des fines sableuses sur la résistance au cisaillement des argiles.

2.3.4 Evolution de la résistance au cisaillement des sols anisotropes (multicouche)

2.3.4.1 Sols en bicouches de (sable, argile)

La figure VI.19, permet d'étudier l'influence de l'ordre de stratification des couches, et de leur inclinaison, sur la résistance au cisaillement des échantillons reconstitués en bicouches (sable, argile).

Les courbes présentent les mêmes allures, et progressent dans un même fuseau. L'évolution des déviateurs passe principalement par deux phases. La première phase comprise entre 0% et 10% de déformations axiales traduit une faible résistance des bicouches liée à la déformation de la couche argileuse. La deuxième phase par contre, au-delà de 10% de déformations axiales, montre un accroissement de résistance qui peut être lié aux couches de sable qui commencent à reprendre l'effort verticale et développent une meilleure résistance.

L'évolution des déviateurs est légèrement influencée par l'ordre de stratification des couches. Les courbes correspondant aux échantillons (S-A , A-S) ou (S/A , A/S) ont pratiquement les mêmes allures, notamment en couches planes (S-A et A-S), sachant que ces derniers ont présenté pratiquement les mêmes types de déformations (figures VI.4.a et

VI.4.b). Les courbes sont légèrement écartées au cours des premières déformations axiales, ensuite, elles se rapprochent de plus en plus au cours de l'essai.

Toutefois, il est à signaler que les échantillons d'argile sur sable en couches planes et en couches inclinées présentent des résistances légèrement inférieures à celles des échantillons de sable sur argile. Ceci peut être dû au fait que la couche d'argile en position supérieure subit la totalité de l'effort vertical avant qu'il soit transmis vers le sable, ce qui fait que le comportement du bicouche est régi initialement par celui de l'argile.

L'inclinaison des couches par contre, a une influence plus apparente sur le comportement des bicouches. Pour un même ordre de couches, les échantillons en couches planes et en couches inclinées présentent des courbes qui divergent de plus en plus en fonction des déformations axiales. Ceci traduit directement la différence sensible constatée dans leurs modes de rupture.

Cependant, les échantillons en couches inclinées résistent mieux que les échantillons en couches planes, ces derniers sont fortement influencés par l'intensité du poinçonnement exercé par le sable sur l'argile.

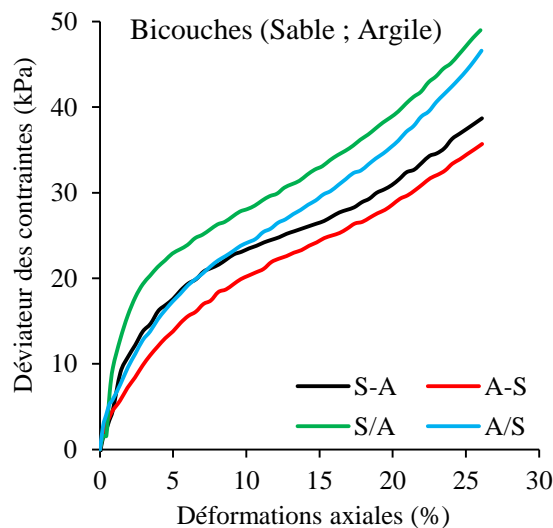


Figure VI. 19 : Influence de l'ordre de stratification et de l'inclinaison des couches sur l'évolution du déviateur des contraintes des bicouches (sable, argile).

2.3.4.2 Sols en bicouches de (marne, argile)

Dans le cas des bicouches (marne, argile), les courbes du déviateur s'étalent également dans un même fuseau mais plus étroit que celui des bicouches (sable, argile). Les résistances développées par ce type de bicouches sont assez faibles et évoluent en une seule phase, avec une tendance à se stabiliser au-delà de 15% de déformations axiales, (voir figure VI.20). Dans le cas de ce type de bicouches, les deux couches (argile et marne) réagissent simultanément sous l'effort appliqué dès les premières déformations axiales.

L'influence de l'ordre de stratification des couches (anisotropie) et notamment leur inclinaison est pratiquement négligeable sur la résistance des échantillons. En effet, les courbes correspondant aux échantillons d'argile sur marne en couches planes (A-M) et en couches inclinées (A/M) se superposent pratiquement tout le long de l'essai. Ceci peut être

expliqué par le fait que l'argile et la marne à l'état humide, présentent un comportement plastique commun et se comportent comme un même matériau, empêchant de ce fait toute rupture franche entre les deux matériaux.

Selon (Gajo et al, 2000 ; Ochiai et Lade, 1983), l'anisotropie affecte surtout le comportement des matériaux avant la rupture. A grandes déformations, la structure du matériau granulaire étant complètement modifiée, ainsi, l'effet de l'anisotropie induite ou inhérente est réduit, (Finge Bousaïd, 2004).

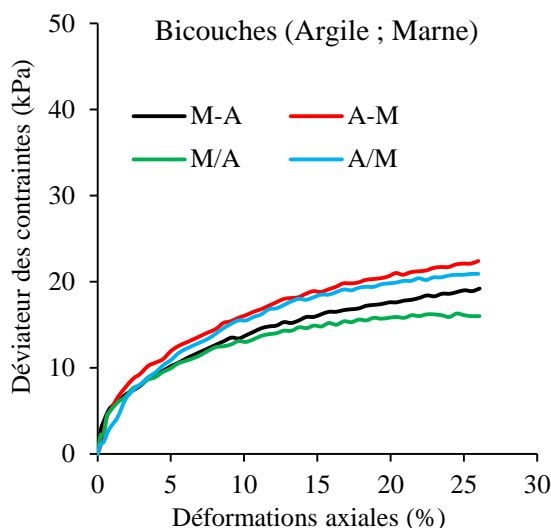


Figure VI. 20 : Influence de l'ordre de stratification et de l'inclinaison des couches sur la résistance des bicouches (argile, marne).

2.3.4.3 Sols en bicouches de (sable, marne)

Contrairement aux bicouches de (sable, argile) et de (marne, argile), les bicouches de (sable, marne), présentent des courbes qui évoluent exactement de la même manière aux premières déformations axiales (10%), ensuite, elles se séparent en deux fuseaux différents au-delà de ce point (voir figure VI.21).

L'influence de l'ordre de stratification des couches ne commence à apparaître qu'après 10% de déformations axiales. Les échantillons de marne sur sable présentent une rupture par poinçonnement en couches planes avec un glissement en couche inclinées, tout en sachant que le sable garde sa verticalité (voir figure VI.7), ce qui a permis au bicouche de développer un accroissement de résistance au fur et à mesure que le sable reprenne l'effort vertical. Tandis que dans le cas des échantillons de sable sur marne (S-M et S/M) en couches planes et en couches inclinées respectivement, en plus des déformations citées, le sable perd sa verticalité avec une tendance à se renverser au fur et à mesure sous l'intensité de l'effort de cisaillement (voir figure VI.8), ce qui fait que cette disposition de couches développe des résistances plus faibles.

Un comportement analogue a été constaté aux essais de compressibilité, où les deux échantillons (M-S et S-M) ont présenté des courbes superposées aux premiers chargements, ensuite les courbes se divergent de plus en plus en fonction du chargement.

Les échantillons de marne sur sable en couches planes et en couches inclinées (M-S) et (M/S) respectivement constituent le premier fuseau, ils présentent pratiquement les mêmes

résistances avec une tendance à s'améliorer. Tandis que les échantillons de sable sur marne (S-M) et (S/M) qui constituent le deuxième fuseau, présentent des résistances assez faibles avec une tendance à se stabiliser.

Ainsi, l'inclinaison des couches n'a pratiquement pas d'influence sur le comportement des échantillons en bicouches (sable, marne). Alors que ces derniers sont sensiblement influencés par l'ordre de stratification des couches au-delà de 10% de déformations axiales.

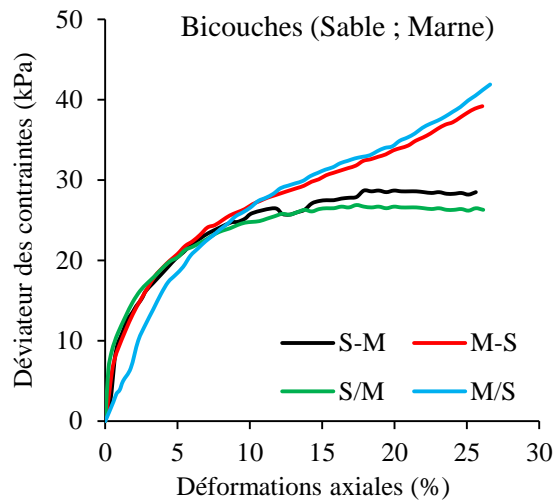


Figure VI. 21 : Influence de l'ordre de stratification et de l'inclinaison des couches sur l'évolution du déviateur dans le cas des bicouches (sable, marne).

2.3.4.4 Sols en tri-couches reconstitués de deux matériaux différents (sable, argile) ou (sable, marne)

A première vue, la figure VI.22 permet de distinguer le comportement particulier des échantillons reconstitués en couches planes d'argile ou de marne entre deux couches de sable (S-A-S) et (S-M-S) respectivement.

Les déviateurs des contraintes correspondants progressent légèrement aux premières déformations axiales. Au-delà de 10% de déformations, ces échantillons présentent une évolution sensible du déviateur, traduisant l'augmentation rapide et importante de leur résistance aux essais triaxiaux.

Ceci est dû au fait que le sable est prédominant dans ce type de multicouches. Les deux couches de sables en position plane se touchent pratiquement après déformation totale des couches d'argile ou de marne au milieu dont l'épaisseur joue un rôle important. Ces dernières, notamment en faible épaisseur (inférieure à 30% de l'épaisseur totale de l'échantillon), atteignent rapidement leur déformation limite et transmettent totalement les efforts verticaux vers les couches de sable adjacentes. Ce qui permet au multicouche de développer une nouvelle résistance (due au sable), qui progresse rapidement en fonction des déformations axiales, ainsi, il se comporte de nouveau comme si la couche intermédiaire (molle) n'existe plus.

Par contre en couches inclinées (S/A/S) et (S/M/S), le glissement relatif des couches, diminue considérablement la résistance des échantillons malgré la forte proportion de sable.

Cependant, les échantillons (A/S/A) et (M/S/M), présentent les résistances les plus faibles au cours des essais, ceci est lié à la fois à la proportion et à l'inclinaison des couches. Les couches de marne ou d'argile sont prédominantes, elles occupent environ 70% du volume total du multicouche, de plus le glissement et le basculement des couches sont favorables entre le sable et l'argile et entre le sable et la marne en couches inclinées.

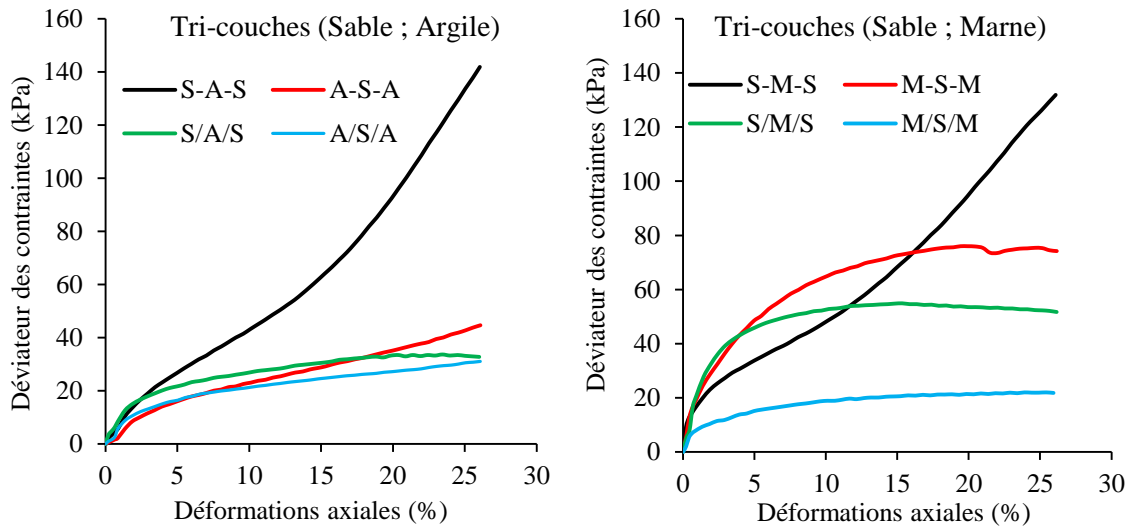


Figure VI. 22 : Influence de la proportion et de l'inclinaison des couches sur l'évolution du déviateur dans le cas des tri-couches (sable, argile) et (sable, marne).

Il est à conclure ainsi, que l'inclinaison des couches influe sensiblement sur la résistance des échantillons contenant une forte proportion de sable (deux couches de sable), alors qu'elle influe légèrement sur la résistance des échantillons contenant une forte proportion de marne et notamment d'argile. Tandis que, la proportion des couches influe sensiblement sur la résistance des échantillons en couches planes, alors que cette influence devient insignifiante en couches inclinées, notamment, dans le cas des multicouches de (sable, argile).

2.3.4.5 Sols en tri-couches reconstitués de deux matériaux différents (argile, marne)

A l'inverse des tri-couches reconstitués des deux matériaux (sable, argile) ou (sable, marne) où les courbes sont plus ou moins dispersées en fonction de la proportion et de l'inclinaison des couches ; les tri-couches (argile, marne) présentent par contre, des déviateurs qui évoluent dans un même fuseau, plus étroit, (voir figure VI.23). Les courbes tendent vers des paliers qui augmentent légèrement en fonction des déformations axiales. Elles traduisent un comportement continu qui ne montre pas de changement de phase entre l'argile et la marne. Ce qui fait que l'influence de l'anisotropie est négligeable sur le comportement des multicouches constitués de ce type de matériaux à l'état humide.

Ainsi, pour ce type de tri-couches, l'influence de la proportion et de l'inclinaison des couches est pratiquement négligeable comparativement aux tri-couches (sable, argile) et (sable, marne). Les matériaux argile et marne à l'état humide développent une cohésion

commune qui empêche toute rupture franche même en couches inclinées, ainsi, les différents multicouches se comportent pratiquement de la même manière et développent plus ou moins les mêmes résistances.

Par ailleurs, si l'étude des multicouches (marne, argile) est isolée du reste des multicouches étudiés, en utilisant une échelle plus claire, (voir figure 23.b), la différence entre les deux matériaux devient plus apparente. Bien que l'effet de l'inclinaison des couches soit toujours négligeable, néanmoins, l'influence de la proportion des couches planes peut être considérée comme importante.

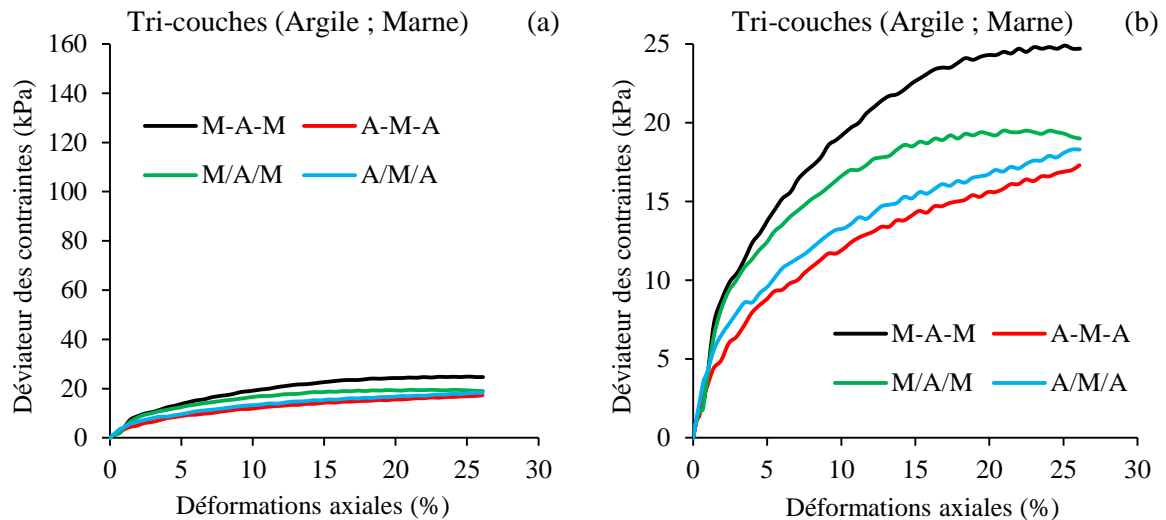


Figure VI. 23 : Influence de la proportion et de l'inclinaison des couches sur la résistance des tri-couches (argile, marne).

Cependant, à l'état sec ou même à un certain seuil d'humidité, le comportement des deux matériaux (argile et marne) peut se distinguer fortement sous l'effet d'un chargement vertical.

Dans ce cas, l'influence de l'inclinaison des couches peut être très sensible. En forte pente, peut se produire une rupture par glissement dissociant la marne de l'argile aux plans d'interfaces ; alors que ce phénomène ne peut se produire en couches planes.

L'influence de la proportion des couches peut être également plus significative pour ce type de multicouches en allant vers l'état sec. Le matériau marne développe généralement des résistances largement supérieures à celles développées par l'argile à l'état sec (Gaudin 1972). Ainsi, un multicouche où la marne est prédominante, développera certainement des résistances plus importantes qu'un autre multicouche où l'argile est en forte proportion.

2.3.4.6 Sols en tri-couche, reconstitués de trois matériaux différents, (argile, marne et sable)

2.3.4.6.1 Influence de l'ordre de stratification des couches

La figure VI.25, permet d'étudier l'influence de l'ordre de stratification des couches sur l'évolution des déviateurs des contraintes dans le cas des échantillons reconstitués en trois

couches de différentes natures (sable, marne et argile), aux deux états plans et inclinés. Cependant, l'analyse des courbes a permis de constater que :

En couches planes, les déviateurs évoluent de la même manière, avec des allures plus ou moins similaires. Par ailleurs, au-delà de 12% de déformations axiales, l'échantillon (M-S-A) fait l'exception, la courbe correspondante change d'allure et diverge des autres courbes, elle évolue en augmentant subitement pour marquer des résistances plus élevées.

Les courbes correspondantes aux échantillons (A-M-S) et (M-A-S), constituent les limites inférieure et supérieure du fuseau, et représentent les plus faibles et les plus fortes résistances respectivement. Elles se détachent légèrement des autres courbes (pratiquement superposées) dès le début de l'essai, tout en gardant des allures similaires.

En couches inclinées, l'analyse des courbes a permis de distinguer principalement deux types de comportement, en fonction des différents multicouches.

Les échantillons (S/A/M, A/S/M et S/M/A), présentent des courbes qui évoluent dans le même sens. Elles augmentent aux premières déformations axiales, ensuite, elles se stabilisent pratiquement au-delà de 10% de déformations axiales. Tandis que les échantillons (M/A/S, M/S/A et A/M/S) présentent des courbes qui partagent le même fuseau que les échantillons précédents aux premières déformations axiales (inférieures à 15%), au-delà de ce point, les courbes montrent une tendance à augmenter légèrement.

Il a été constaté que ce type de multicouche présente une forte anisotropie, ainsi, leur résistance est sensiblement influencée par l'ordre de stratification des couches dans certains cas (M-A-S, M-S-A et A-M-S) ou encore en couches inclinées (S/M/A et M/S/A), alors que cette influence est pratiquement négligeable dans d'autres cas (S-M-A, S-A-M et A-S-M) et (M/S/A et M/A/S).

Cependant, les résultats obtenus sont assez dispersés, notamment en couches inclinées et ne peuvent être interprétés rationnellement. Cette dispersion, peut être liée fortement à l'épaisseur des couches qui est très difficile à maîtriser lors de la préparation des échantillons dans un moule opaque, alors qu'elle est d'une importance fondamentale, et peut influencer sensiblement le comportement de ce type de tri-couches.

Ainsi, plus le nombre de matériaux composant un multicouche augmente, et plus son anisotropie s'amplifie. Ce qui crée plus de difficultés pour le reproduire au laboratoire et maîtriser son comportement.

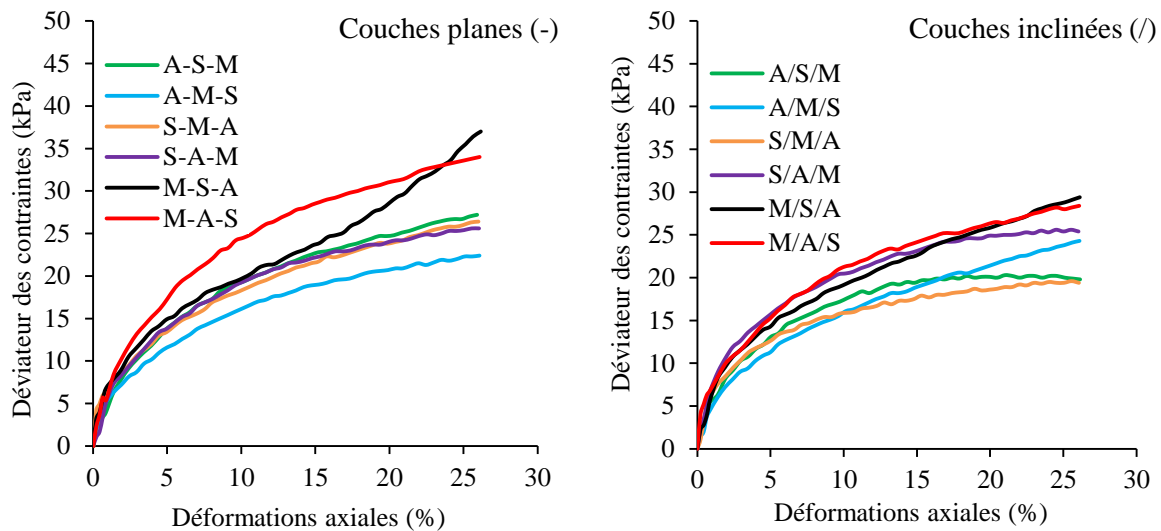


Figure VI. 24: Influence de l'ordre de stratification des couches sur le déviateur des contraintes, (aux deux états plan et incliné).

2.3.4.6.2 Influence de l'inclinaison des couches

La figure VI.25, permet d'étudier l'influence de l'inclinaison des couches sur l'évolution des déviateurs des contraintes dans le cas des échantillons reconstitués en trois couches de différentes natures (sable, marne et argile). Cependant, différents cas peuvent être distingués :

- Les courbes correspondant aux échantillons de types (M-A-S, M/A/S), (A-S-M, A/S/M) et (S-M-A, S/M/A), confirment l'influence de l'inclinaison des couches sur la résistance au cisaillement de ces multicouches. Les courbes en couches planes et en couches inclinées sont assez espacées et divergent de plus en plus en fonction des déformations axiales, néanmoins, elles gardent des allures similaires jusqu'à la fin de l'essai.
- Les courbes correspondant aux échantillons de type (M-S-A, M/S/A) présentent des déviateurs non influencés par l'inclinaison des couches au début de l'essai, ensuite, au-delà de 17% de déformations axiales, les courbes commencent à diverger, ainsi, l'échantillon en couches planes (M-S-A) développe une augmentation sensible de résistance comparativement à celui en couches inclinées (M/S/A).
- Les courbes correspondant aux échantillons de types (S-A-M, S/A/M) et (A-M-S, A/M/S) présentent des déviateurs non influencés par l'inclinaison des couches, ainsi, les échantillons en couches planes et ceux en couches inclinées présentent des résistances au cisaillement qui évoluent de la même manière, avec des courbes qui se superposent pratiquement tout le long de l'essai.

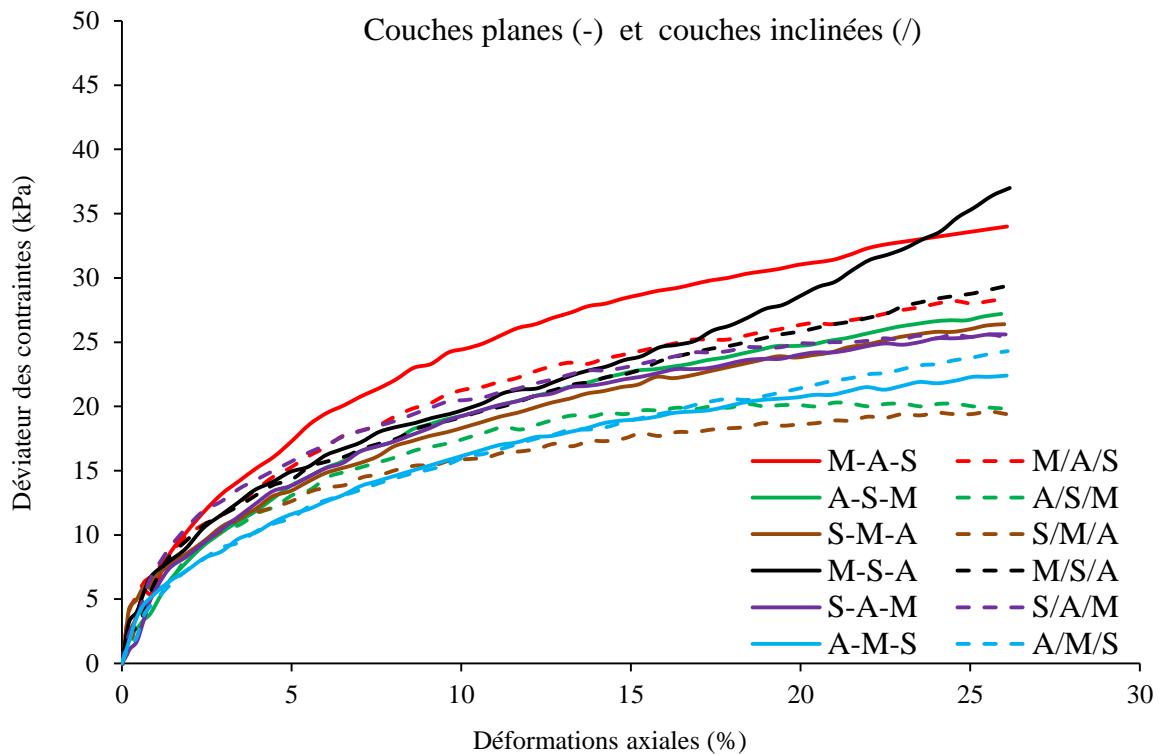


Figure VI. 25: Influence de l'inclinaison des couches sur le déviateur des contraintes.

Cependant, les échantillons (M-A-S) présentent les meilleures résistances, néanmoins, les échantillons (M-S-A) développent de nouvelles résistances au-delà de 17% de déformations axiales pour atteindre des résistances importantes à 25% de déformations. Tandis que, les échantillons en couches inclinées (S/M/A), ainsi que les échantillons (A/S/M) présentent les résistances les plus faibles.

2.4 Evolution des pressions interstitielles en fonction des déformations axiales

L'appareillage triaxial utilisé, est muni de capteurs de mesure des pressions interstitielles placés aux deux extrémités de la cellule triaxiale, qui permettent la mesure des pressions aux extrémités de l'échantillon. Le logiciel accompagnant l'appareil est programmé de telle sorte à prendre des mesures de pressions après équilibre. Ainsi, la pression interstitielle prise en compte correspond à une pression globale du multicouche, représentant une valeur moyenne plus ou moins égale dans les différentes couches.

Cependant, pouvoir mesurer les pressions dans chaque couche, et notamment aux interfaces apportera certainement plus de précision et permettra la comparaison entre les pressions locales et les pressions globales, néanmoins, ceci nécessite un autre dispositif plus performant (cellule modifiée), muni de plusieurs capteurs de pression.

Par ailleurs, le dispositif expérimental exploité dans ce travail permet d'étudier l'évolution des pressions interstitielles globales des multicouches étudiés, en fonction de la nature, de la stratification et de l'inclinaison des couches.

2.4.1 Evolution des pressions interstitielles dans le cas des sols homogènes (sable, marne et argile)

Au cours du cisaillement, le sol saturé a tendance à diminuer ou à augmenter de volume (contractance-dilatance), or en conditions non drainées, la dissipation de l'eau interstitielle est empêchée, ce qui fait que les variations de volume se produisant en conditions drainées se transforment en des variations de la pression interstitielle en conditions non drainées (Magnan, 1991). En d'autres termes, par analogie au comportement drainé, la contractance (respectivement la dilatance), dans un essai de cisaillement non drainé, est caractérisée par une génération positive (respectivement négative) de la pression interstitielle " u " (Arab, 2008).

Sous l'effet du confinement appliqué (100 kPa), apparait un écart remarquable de pressions développées par le matériau sable par rapport aux matériaux marne et argile (voir figure VI.26). En effet, le confinement du sable engendre de faibles pressions qui diminuent d'avantage en fonction des déformations axiales au cours du cisaillement. Tandis que, les matériaux marne et argile, développent des pressions assez importantes sous confinement, qui au cours du cisaillement, augmentent en fonction des déformations axiales dans le cas de l'argile, alors qu'elles diminuent dans le cas de la marne.

Cependant, en phase de cisaillement, le sable (connu par sa structure légèrement compressible), présente une pression qui augmente légèrement aux premières déformations axiales, due au réarrangement instantané des grains sous l'effet de l'effort vertical, ensuite cette pression diminue continuellement jusqu'à la fin de l'essai. En effet, ces variations de pression reflètent parfaitement le caractère habituel contractant ensuite dilatant du sable en conditions drainées, décrit en mécanique des sols par plusieurs auteurs (Magnan, 1991 ; Robitaille et Tremblay, 1997 ; ...) et observé au cours des essais de cisaillement direct à la boîte présentés au chapitre précédent.

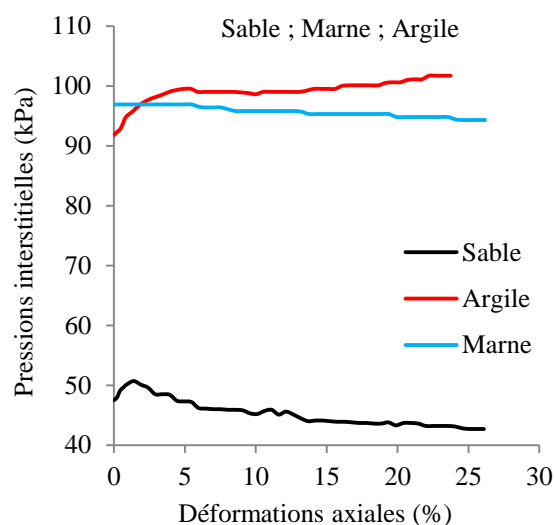


Figure VI. 26: Influence de la nature des matériaux (sable, marne et argile) sur l'évolution des pressions interstitielles des échantillons.

Des résultats comparables sont présentés par Bouferra et Shahrour, (2001) qui ont constaté que le sable propre montre une phase d'augmentation de la pression interstitielle (due au comportement contractant du sable au début du chargement), suivie par une diminution importante et rapide de cette pression. Cette diminution traduit une augmentation du confinement effectif de l'échantillon, et, par conséquent, une amélioration de sa résistance.

L'argile et la marne sont assez compressibles, ainsi elles développent des pressions interstitielles très importantes sous la contrainte de confinement appliquée. Néanmoins, ces pressions ont tendance à augmenter en fonction des déformations axiales dans le cas de l'argile, alors qu'elles diminuent dans le cas de la marne.

L'évolution des pressions interstitielles développées au cisaillement de l'échantillon d'argile (voir figure VI. 27) permet de distinguer trois phases de comportement. La première phase correspond aux déformations axiales (0 à 5% environ), elle est caractérisée par une augmentation rapide des pressions. La deuxième phase (5 à 10% de déformations axiales), présente une légère diminution des pressions. En dernière phase, est observée une légère progression des pressions jusqu'à la fin de l'essai.

Le caractère contractant de l'argile suite à l'accroissement du déviateur, a tendance à diminuer le volume des pores saturés, ce qui génère des pressions très importantes (drainage empêché). Ces pressions agissent négativement sur les forces de cohésion existantes entre les particules et provoquent de ce fait la rupture des argiles.

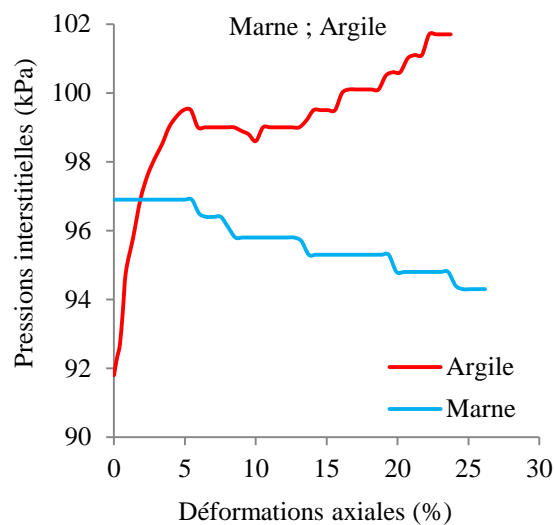


Figure VI. 27: Pressions interstitielles des matériaux, (marne et argile).

La présente une légère diminution des pressions, interceptée par des petits paliers de stabilité tout le long de l'essai. L'effort de cisaillement appliqué, peut provoquer des fissures internes, permettant la dissipation et donc la diminution des pressions interstitielles au cours de l'essai.

2.4.2 Evolution des pressions interstitielles dans le cas des sols hétérogènes, mélanges (sable + fines argileuses et argile + fines sableuses)

2.4.2.1 Cas des mélanges de sable + fines argileuses

La figure VI.28 montre que la réponse des mélanges dépend d'une manière sensible de la teneur en argile. Les pressions interstitielles au niveau des mélanges engendrées par le confinement sont de plus en plus importantes en fonction de l'accroissement de la fraction argileuse. Au cours du cisaillement, les pressions augmentent rapidement aux premières déformations axiales, ensuite, elles décroissent continuellement pour converger pratiquement vers un même point à la fin de l'essai.

Cependant, la présence d'éléments fins a pour effet d'amplifier de plus en plus la phase d'augmentation de la pression interstitielle (phase de contractance) et de réduire par conséquent la phase de réduction de cette pression. Ceci a pour effet de réduire la résistance des sols (valeur maximale du déviateur). Ces résultats concordent avec ceux trouvés par Bouferra et Shahrour, (2001) sur des essais monotones non drainés réalisés pour différentes fractions d'éléments fins sous un confinement de 100 kPa. Néanmoins, au-delà de 15% de fines, ils observent une légère inversion du phénomène.

Par contre les mêmes auteurs ont réalisé une autre série d'essais non drainés, sur des mélanges constitués d'un autre type de sable pour des fractions argileuses comprises entre 0% et 25%. Les résultats obtenus confirment les premières observations données ci-dessus, à savoir que l'augmentation de la fraction des fines se traduit par une amplification de la pression d'eau (due à l'amplification de la contractance) et par conséquent par une réduction du déviateur mobilisé (résistance non drainée). Ce résultat est observé pour des fractions de fines allant jusqu'à 25%. Cependant, les mêmes constatations sont faites par Arab, (2008) et Arab et al (2009) pour des teneurs en fines allant jusqu'à 40% et 50% respectivement pour des confinements différents.

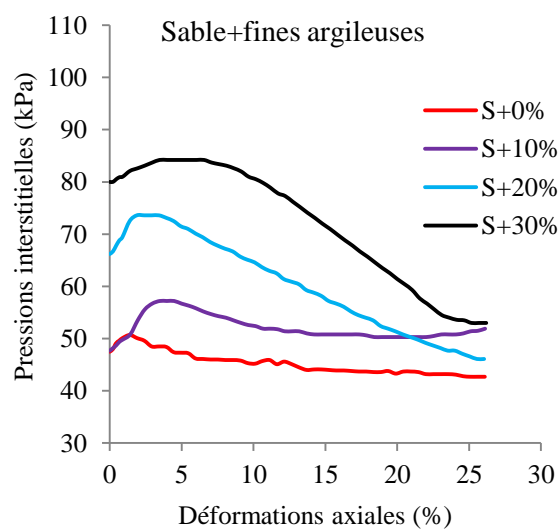


Figure VI. 28: Influence de la teneur en fines argileuses sur l'évolution des pressions interstitielles des mélanges, (sable + fines argileuses).

Ces résultats permettent de constater que le comportement des mélanges dépend de plusieurs paramètres autres que la proportion des fines, à savoir, l'intensité du confinement, la nature de la fraction sableuse, ...

Enfin, selon Saim (1997), un excès en fines agit négativement sur la densité du sol et ne facilite pas le drainage, ce qui engendre une augmentation de la pression interstitielle. Une telle situation d'après Sladen et al (1985), conduit à supposer que le potentiel de liquéfaction est beaucoup plus faible pour un sable propre qu'un sable contenant un certain pourcentage de fines.

2.4.2.2 Cas des mélanges d'argile + fines sableuses

L'ajout de fines sableuses modifie la structure des mélanges. Ce changement de structure se traduit, également, en termes de pressions interstitielles, par une diminution des pressions dès le premier ajout de fines, (voir figure VI.30). Néanmoins le taux de diminution des pressions se réduit au-delà de 20%, et l'effet des fines sableuses n'est plus sensible. En effet, les courbes correspondant à 20% et 30% de fines sont presque confondues.

Les fines sableuses influent surtout sur la cohésion des mélanges. Elles créent des discontinuités et des fissures plus ou moins profondes comme il a été déjà signalé précédemment (permettant la circulation de l'eau des zones de forte pression vers des zones de faible pression), et limitent le comportement contractant de l'argile, ce qui engendre une diminution des pressions. Cependant, au-delà d'une certaine proportion de fines sableuses, la structure des mélanges n'est plus affectée de la même façon, ainsi, l'évolution des pressions au cours des essais s'effectue presque de la même manière.

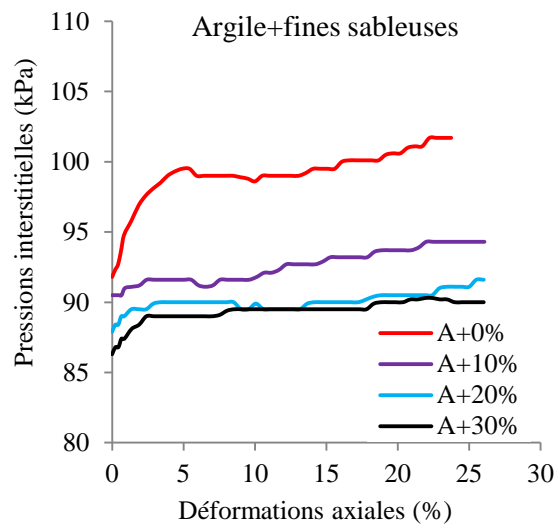


Figure VI. 29: Influence de la teneur en fines sableuses sur l'évolution des pressions interstitielles des mélanges, (argile + fines sableuses).

2.4.3 Evolution des pressions interstitielles dans le cas des sols anisotropes, couches stratifiées de (sable , marne , argile)

2.4.3.1 Sols composés de couches stratifiées de (sable, argile) et (sable, marne)

Dans le cas des multicouches (sable, argile) et (sable, marne), l'inclinaison des couches n'influe pratiquement pas sur l'évolution des pressions interstitielles. Pour les différents multicouches (bicouches et tri-couches), les courbes en couches planes et en couches inclinées sont légèrement écartées, elles évoluent de la même manière et présentent des allures similaires (voir figure VI.30).

Par contre l'ordre de stratification des couches, influe sensiblement sur les pressions interstitielles pour les deux types d'échantillons (en couches planes et en couches inclinées), les courbes évoluent différemment avec des allures complètement différentes. Elles sont initialement faibles et évoluent en progressant linéairement pour les échantillons reposant sur une couche de sable. Alors qu'elles sont initialement importantes et diminuent légèrement dans le cas des échantillons reposant sur une couche d'argile ou de marne.

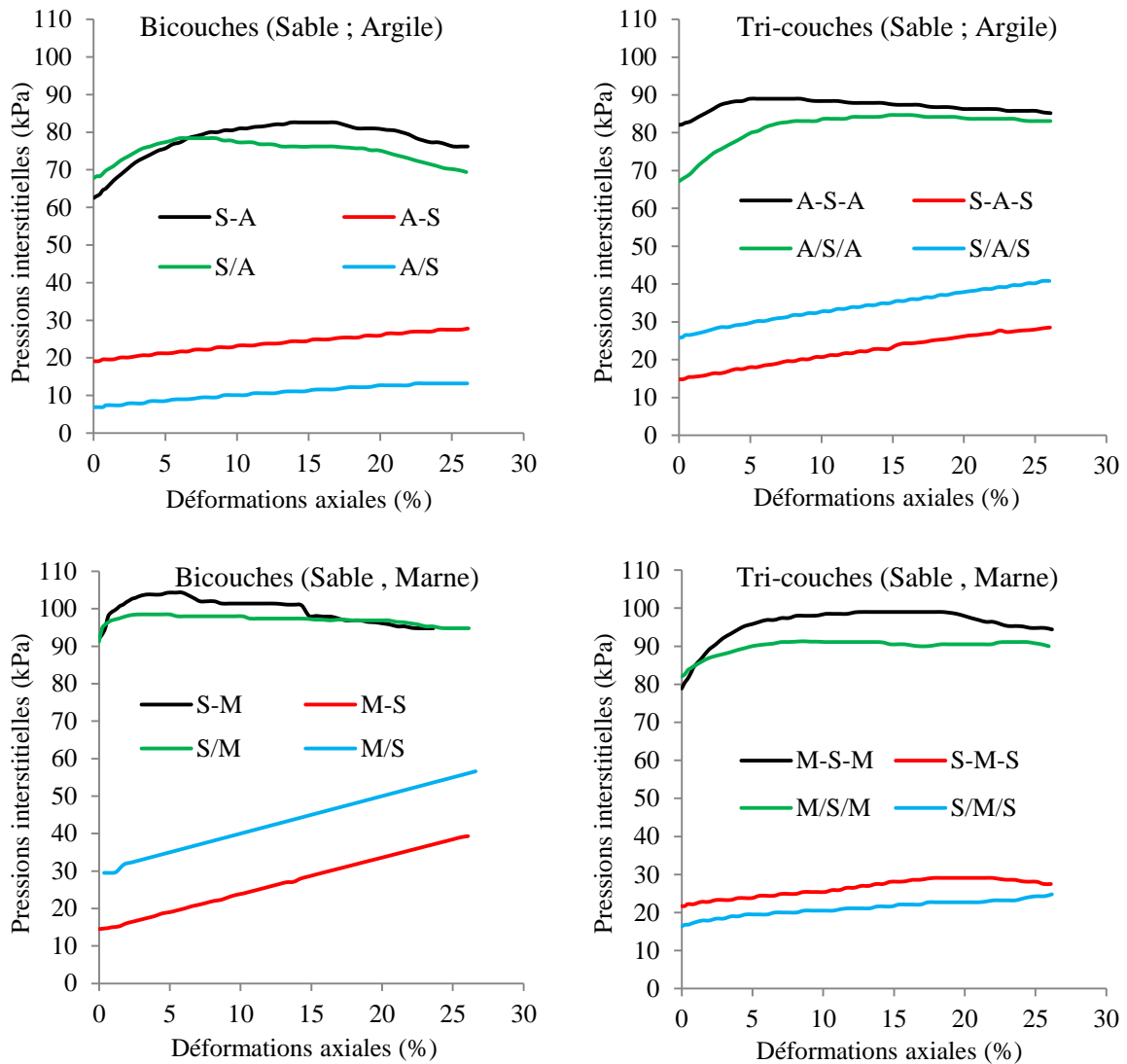


Figure VI. 30: Influence de l'ordre de stratification des couches et de leur inclinaison sur l'évolution des pressions interstitielles des multicouches (sable, argile) et (sable, marne).

Contrairement aux déviateurs des contraintes influencés sensiblement par la proportion des couches (anisotropie) ; les pressions interstitielles (voir figure VI.31) sont légèrement influencées par ce paramètre, à l'exception des échantillons en couches inclinées (S/A/S, A/S) et (S/M/S, M/S).

En revanche, l'analyse des résultats obtenus a permis de constater que l'évolution des pressions interstitielles des multicouches (sable, argile) et (sable, marne) peut être liée à la perméabilité de la couche inférieure. Effectivement, les multicouches reposant sur une couche de sable présentent généralement des perméabilités plus élevées comparativement aux sols reposant sur des couches argileuses ou marneuses (voir chapitre IV).

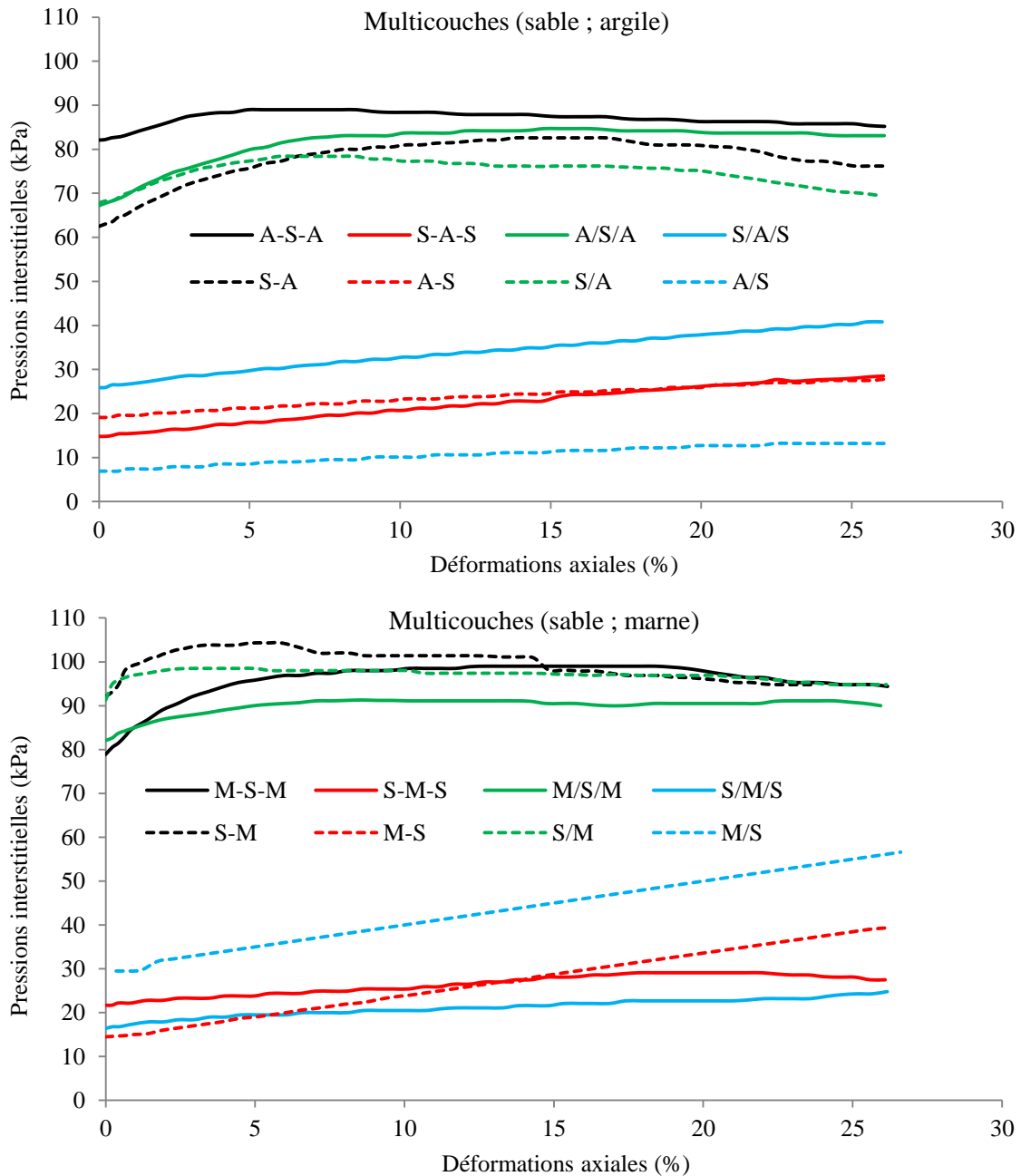


Figure VI. 31: Influence de la proportion des couches sur l'évolution des pressions interstitielles des multicouches (sable, argile) et (sable, marne).

2.4.3.2 Sols composés de couches stratifiées (argile, marne)

Comparativement aux multicouches (sable, argile) et (sable, marne), les multicouches (argile, marne) en couches planes et en couches inclinées (voir figure VI.32) montrent un comportement assez différent. L'évolution des pressions interstitielles, est influencée légèrement par la proportion des couches dans le cas des tri-couches reconstitués en couches planes et en couches inclinées (A-M-A et M-A-M) ; (A/M/A et M/A/M) respectivement. Tandis que l'inclinaison des couches et l'ordre de leur stratification ne semble avoir aucune influence sur l'évolution des pressions interstitielles, les courbes en couches planes et en couches inclinées sont très rapprochées les unes des autres, elles présentent les mêmes allures et se superposent parfois, tel le cas des échantillons (M-A et M/A) et (A-M-A et A/M/A).

Les matériaux argile et marne à l'état humide se comportent parfois de la même manière et leur cohésion permet aux multicouches formés par ces deux matériaux de se comporter parfois sous certaines sollicitations comme un seul matériau, ainsi, l'effet de la stratification et de l'inclinaison des couches est pratiquement négligeable dans certains cas du fait que le multicouche présente une faible anisotropie.

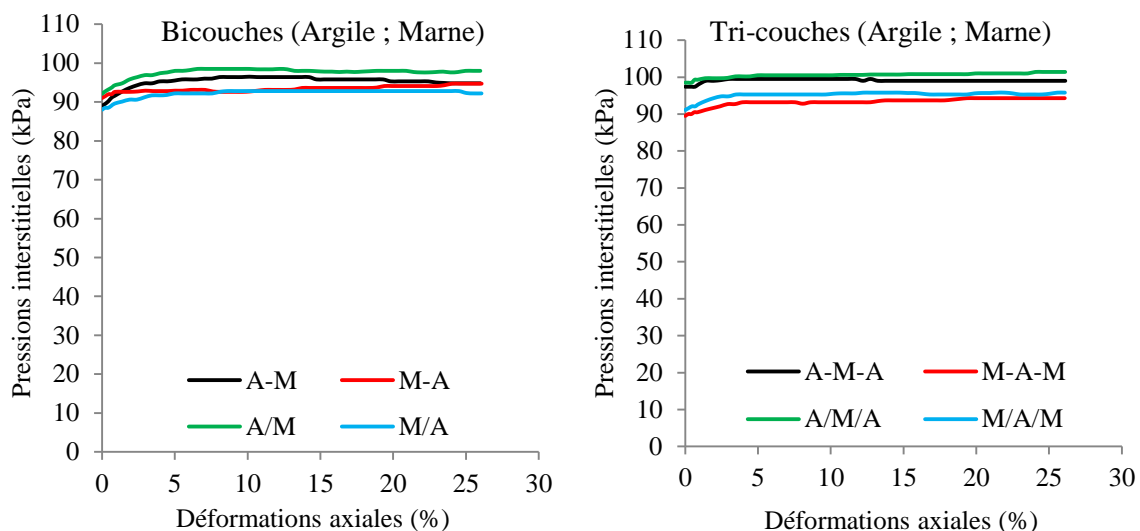


Figure VI. 32: Influence de l'ordre de stratification des couches et de leur inclinaison sur l'évolution des pressions interstitielles des multicouches (marne, argile).

Par ailleurs, comme il a été montré pour les déviateurs des contraintes, en s'intéressant particulièrement aux multicouches (marne, argile), une influence notable de l'ordre de stratification des couches sur l'évolution des pressions peut être constatée (voir figure VI.33).

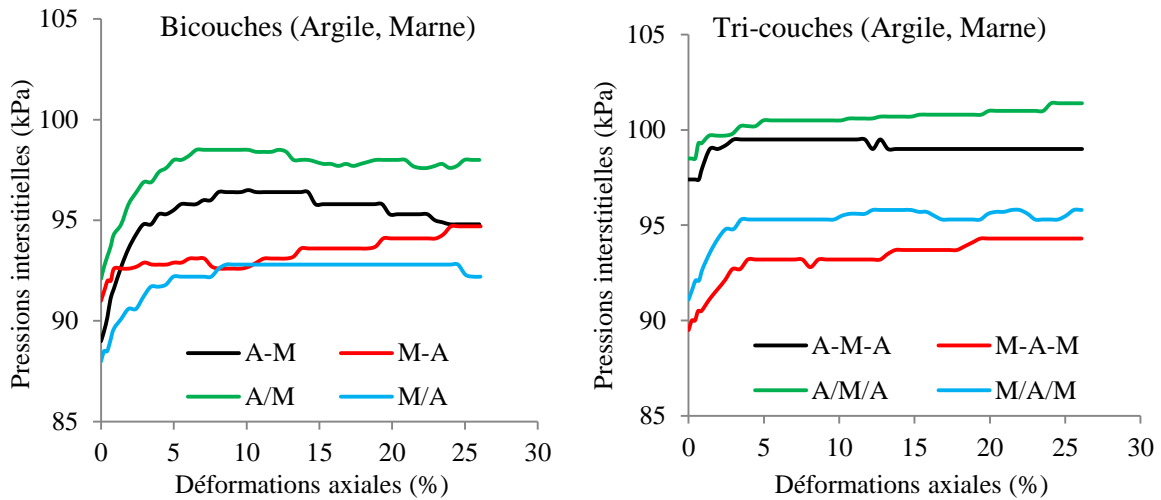


Figure VI. 33: Influence de l'ordre de stratification des couches et de leur inclinaison sur l'évolution des pressions interstitielles des multicouches (marne, argile).

2.4.3.3 Sols composés de couches stratifiées (sable, marne, argile)

Les échantillons reconstitués en trois couches de différente nature (argile, marne et sable) permettent de distinguer deux types de comportement en fonction de l'ordre de stratification des couches (voir figure VI.34).

- Les échantillons reposant sur une couche d'argile ou de marne présentent des courbes qui évoluent dans un même fuseau avec des allures similaires, elles traduisent des pressions initiales assez importantes suite au confinement appliqué, ensuite, elles augmentent légèrement au moment d'application du chargement 'cisaillement', pour se stabiliser ou diminuer légèrement et continuellement jusqu'à la fin de l'essai. La permutation de position entre la marne et l'argile n'influe pratiquement pas sur les pressions développées, aux deux états plan et incliné (exp : A-S-M, M-S-A et A/S/M, M/S/A).

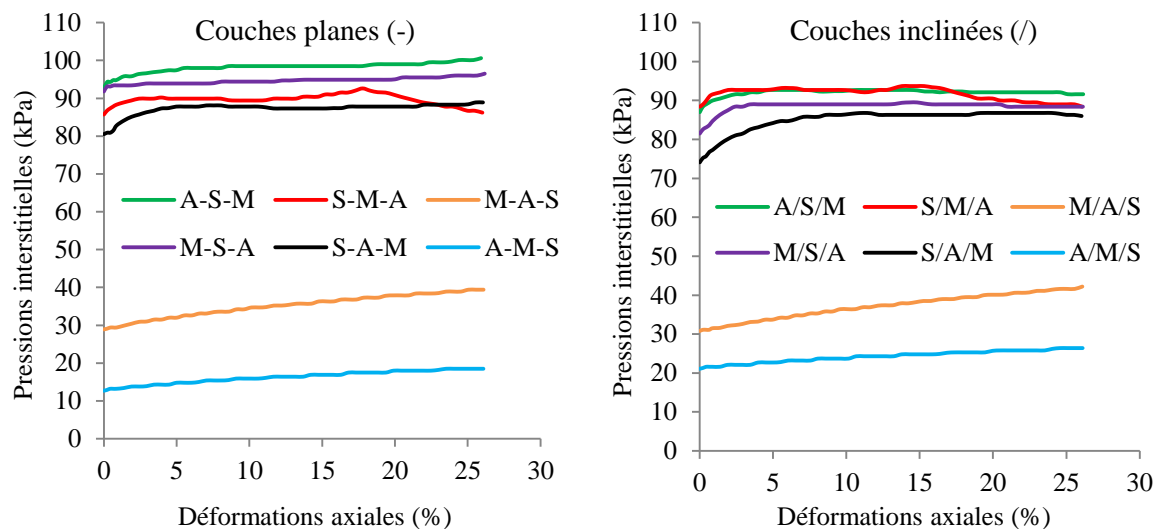


Figure VI. 34: Influence de l'ordre de stratification des couches sur l'évolution des pressions interstitielles des multicouches (sable, marne, argile).

- En revanche, les échantillons reposant sur une couche de sable, constituent un deuxième fuseau (légèrement plus large), dont les courbes montrent des pressions initiales très faibles suite au confinement appliqué. Au cours de l'essai, les courbes évoluent linéairement en progressant légèrement jusqu'à la fin de l'essai. Cependant, il est à signaler que les échantillons (A-M-S) et (A/M/S) en couches planes et en couches inclinées respectivement, développent des pressions interstitielles légèrement plus faibles comparativement aux échantillons (M-A-S) et (M/A/S). Le seul paramètre qui différencie ces deux types d'échantillons est la position de la couche de marne et d'argile. Ainsi, l'écart de pression interstitielle constaté peut être lié à la différence de perméabilité entre les matériaux marne et argile, qui peut influencer sur la circulation d'eau au cours du cisaillement.

La figure VI.35 permet d'étudier l'influence de l'inclinaison des couches sur l'évolution des pressions interstitielles développées par les différents multicouches reconstitués de (sable, argile et marne).

L'inclinaison des couches ne présente pas une influence notable sur les pressions interstitielles. Les courbes des échantillons reconstitués en couches planes et en couches inclinées présentent pratiquement les mêmes allures et sont légèrement écartées les unes des autres. Néanmoins, les échantillons en couches planes reposant sur une couche de marne ou d'argile (A-S-M, M-S-A, S-A-M) présentent des pressions légèrement supérieures. Tandis que les pressions interstitielles sont légèrement supérieures dans le cas des échantillons reposant sur une couche de sable en couches inclinées (M/A/S et A/M/S). Ceci est probablement lié à la rupture affectant ce type de multicouches qui présentent un tassement important même en couches inclinées (voir figures VI.13.c et VI.13.d).

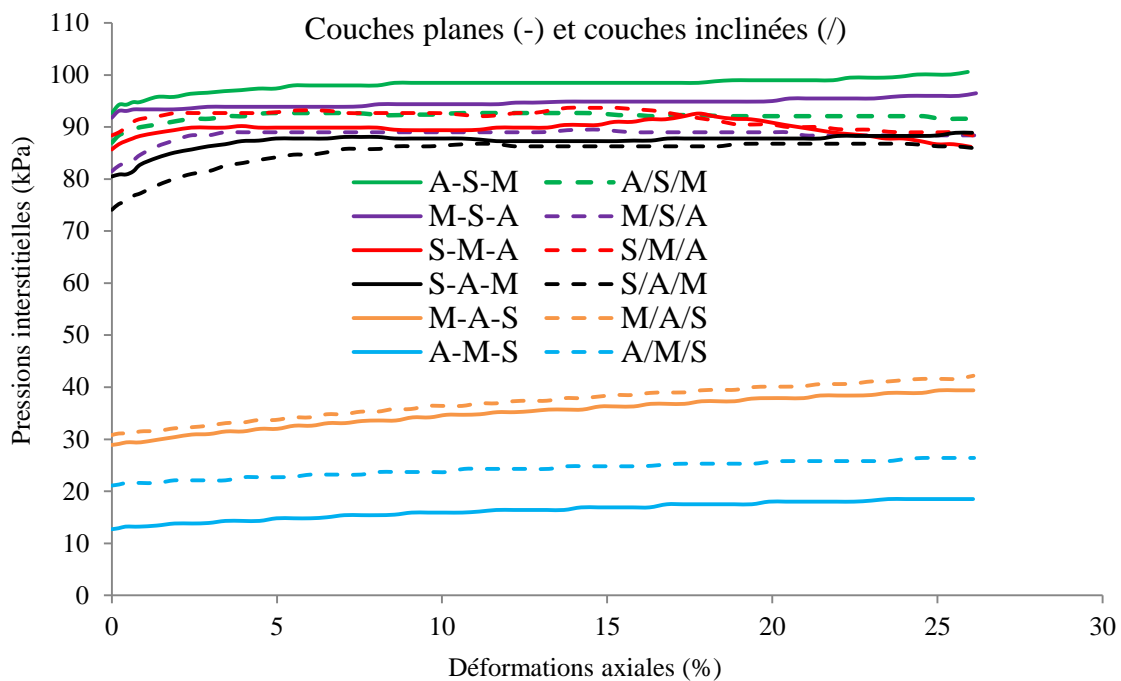


Figure VI. 35: Influence de l'inclinaison des couches sur l'évolution des pressions interstitielles des multicouches (sable, marne, argile).

2.5 Influence du mode de répartition des fines (anisotropie et hétérogénéité) sur le comportement des sols sablo-argileux aux essais triaxiaux

La figure VI.36 permet de comparer le comportement au triaxial de deux sols sablo-argileux, comportant une même proportion de fines argileuses d'environ (30 %), à l'état lié (concentrées en une couche), ou à l'état dispersé (reparties en mélange).

L'analyse des résultats obtenus a permis de constater à première vue, une influence notable du mode de répartition des fines sur l'évolution des déviateurs des contraintes et notamment, sur l'évolution des pressions interstitielles. Cependant, dans le cas des fines concentrées en couche, l'échantillon (multicouche) présente une résistance plus faible aux premières déformations axiales (20%) du fait que tout l'effort s'est concentré sur la couche argileuse, ensuite cette résistance augmente sensiblement au fur et à mesure que l'effort de cisaillement est repris par le sable. Ce comportement est accompagné par ailleurs, d'une pression faible sous confinement, ayant tendance à augmenter linéairement au cours du cisaillement, mais avec une faible pente.

Dans ce type de sol (multicouche), les déformations des deux matériaux sont indépendantes. L'argile se déforme en premier, ensuite le sable reprend l'effort en deuxième étape, avec une certaine phase transitoire plus ou moins longue en fonction de l'épaisseur de la couche argileuse.

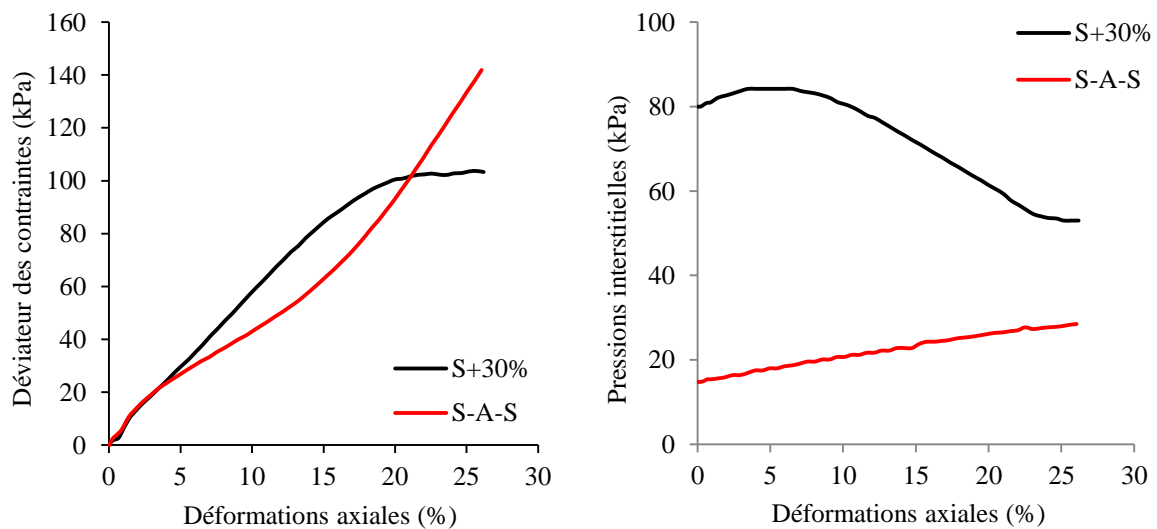


Figure VI. 36: Effet du mode de répartition des fines sur le comportement des sols.

Tandis que, dans le cas des mélanges, le déviateur présente un accroissement plus important aux premières déformations axiales (20%), mais avec une tendance à se stabiliser par la suite. Ce comportement est accompagné par des pressions interstitielles importantes sous confinement, mais ayant tendance à diminuer au cours du cisaillement.

Dans ce type de sol (mélange), la déformation globale de l'échantillon correspond à la déformation simultanée de la matrice argileuse et de la matrice sableuse. Ainsi, le mélange atteint un certain seuil de résistance, qui se stabilise avant que la rupture ait lieu.

Des résultats analogues et comparables sont présentés par Nguyen et al (2008) dans leurs recherches sur le comportement des sols hétérogènes et anisotropes. Les auteurs ont constaté pour une même proportion de fines, les deux points suivants :

- dans le domaine élastique, les échantillons en mélanges (sable + kaolinite) sont plus résistants que les échantillons constitués en couches stratifiées de sable et de kaolinite.
- dans le domaine plastique par contre, ils ont observé un comportement inverse.

3. Conclusion

Il ressort de cette étude que les essais triaxiaux développés, ont permis d'apporter plus de précisions et de détails sur le comportement des sols en mélanges de (sable, argile), ainsi que les sols en multicouches de (sable, marne et argile), notamment en ce qui concerne le mode et la position du plan de rupture, ainsi que la chronologie de rupture des différentes couches (cas des multicouches).

En effet, les sols étudiés ont présenté divers modes de rupture, particulièrement de type (tassement, poinçonnement, basculement et glissement). Néanmoins, il est à signaler que la rupture des mélanges devient de plus en plus plastique en fonction de la teneur en fines argileuses dans le cas des mélanges. Tandis que les multicouches reconstitués de couches inclinées ne développent pas toujours une rupture par glissement et les plans de rupture ne coïncident pas toujours avec les plans d'interface.

Les expériences réalisées ont permis également, de mettre en évidence l'effet de la nature et de la proportion des fines sur l'évolution du déviateur des contraintes et des pressions interstitielles des sols hétérogènes (mélanges). Cependant, l'ajout des fines argileuses amplifie de plus en plus la phase d'augmentation de la pression interstitielle, accompagnée d'une chute de résistance. Ceci traduit une influence négative des fines argileuses sur le comportement des mélanges, ce qui n'est pas le cas aux essais de cisaillement à la boîte et aux essais œdométriques où il a été constaté qu'une certaine proportion de fines améliore leur comportement.

En revanche, une teneur en fines sableuses ne dépassant pas les 20%, permet une légère amélioration de la résistance des argiles, accompagnée d'une diminution des pressions interstitielles.

Dans le cas des sols anisotropes (multicouches), les résultats obtenus ont permis de constater l'influence sensible de l'ordre de stratification des couches et de leur proportion sur l'évolution du déviateur et des pressions interstitielles, notamment dans le cas où les couches sont de natures minéralogiques très différentes (Exp : sable, argile). Par contre, l'influence de l'inclinaison des couches est très limitée sur le comportement des multicouches étudiés. Les échantillons en couches planes et ceux en couches inclinées présentent souvent des comportements comparables en termes de déviateurs et de pressions (Exp : sable, marne).

CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

Au cours de ce travail, il a été constaté, au travers de nombreuses publications et travaux de thèses, que le comportement des sols fins homogènes (sables, argiles et marnes) a été plus ou moins bien traité à l'état naturel ou reconstitué, tandis qu'il est moins cerné pour les sols fins hétérogènes et rarement abordé dans le cas des sols fins anisotropes (stratifiés en plusieurs couches de différentes natures).

L'anisotropie et l'hétérogénéité sont des caractéristiques dont l'existence est bien connue dans le cas des sols au cours de leur formation naturelle ou reconstitution artificielle. Généralement ces caractéristiques sont négligées dans les projets et ignorées lors des études de laboratoire. Les hypothèses du comportement isotrope et homogène des sols, sont ainsi très utilisées en pratique pour des raisons de simplification des calculs et de facilité de dimensionnement des ouvrages. Ainsi, la non prise en compte de l'anisotropie et/ou de l'hétérogénéité dans les études des sols entraîne une mauvaise appréciation de la stabilité des ouvrages en service.

Cependant, ce travail de thèse s'inscrit dans le cadre général de l'étude du comportement des sols fins homogènes, hétérogènes (mélanges) ou anisotropes (multicouches). Plus particulièrement, l'objectif de l'étude réalisée est d'apporter des éléments de réponse sous différents types de sollicitations quant à l'influence:

- De la nature et de la proportion des fines sur le comportement des sols en mélanges (hétérogènes).
- De la nature, de la proportion, de l'ordre de stratification ainsi que de l'inclinaison des couches sur le comportement des sols en multicouche.

Tout en s'intéressant à la chronologie et au mode de rupture des couches, ainsi qu'à la position des plans de rupture par rapport aux plans d'interfaces.

Ces influences sont explorées à travers des essais de laboratoire sur des échantillons reconstitués, de façon à reproduire les différents cas possibles de sols naturels ou artificiels existants, par la combinaison en mélanges ou en couches stratifiées des matériaux étudiés (sable, marne et argile) soumis aux principaux types de sollicitations mécaniques à savoir, la compressibilité œdométrique, le cisaillement direct et le cisaillement triaxial.

A l'issue de ce travail, les conclusions les plus importantes sont résumées en les points suivants :

1. Comportement des sols homogènes (sable, marne, argile)

Le sable étudié montre un comportement particulier le distinguant fortement des matériaux marne et argile sous les différents types de sollicitations. Il présente une meilleure résistance au cisaillement (à la boîte et au triaxial) et à la compressibilité avec une perméabilité élevée et une consolidation très rapide.

La marne et l'argile par contre, présentent des comportements assez comparables à l'état humide, néanmoins l'argile présente généralement des résistances légèrement plus faibles.

2. Comportement des sols hétérogènes, influence de la nature et de la proportion des fines (sable + fines argileuses ; argile + fines sableuses)

L'étude du comportement des sols hétérogènes, particulièrement les mélanges de (sable + fines argileuses) a montré que, le sable perd de sa résistance pour toutes les proportions de fines argileuses sous sollicitations triaxiales. Par contre, les mélanges montrent un comportement acceptable aux essais œdométriques et aux essais de cisaillement direct à la boîte pour des teneurs en fines allant de 10% à 20%. Cependant, cette proportion d'argile ne peut être généralisée pour tout type de sable ou d'argile.

En effet, en se basant sur les résultats obtenus et les études antérieures réalisées dans le même sens, il a été constaté que la proportion de fines améliorant le comportement d'un mélange donné peut varier de 3% à 40%. Effectivement, l'optimum des fines nécessaire pour un meilleur comportement des mélanges peut dépendre de plusieurs paramètres, à savoir, la nature minéralogique de la fraction argileuse, ainsi que la nature de surface, la dimension, la forme, et l'orientation des grains de sable dans le mélange. Ainsi, pour une meilleure caractérisation de ce type de sols, une étude détaillée est nécessaire à chaque fois que l'utilisation de nouvelles fractions argileuses et sableuses est nécessaire.

La proportion optimale de fines peut dépendre également du type de sollicitations auquel est soumis le mélange. En effet, les essais triaxiaux réalisés, ont permis d'apporter plus de précisions et de détails sur le comportement des sols en mélanges de (sable, argile), notamment en ce qui concerne le mode de rupture des échantillons. La rupture des mélanges devient de plus en plus plastique en fonction de la teneur en fines argileuses, avec des plans de cisaillement pas très clairs. En cisaillement non drainé, l'ajout des fines argileuses amplifie de plus en plus la phase d'augmentation de la pression interstitielle, accompagnée d'une chute de résistance.

En revanche le taux d'influence des fines sableuses sur le comportement des argiles est moindre comparativement aux fines argileuses. Néanmoins, le comportement des argiles est perturbé en fonction de la teneur en fines sableuses. En effet, les mélanges présentent dans certains cas des comportements légèrement améliorés, mais à des teneurs en fines sableuses très différentes en fonction du type de sollicitations subi (compressibilité, cisaillement direct ou cisaillement triaxial) et en fonction des contraintes appliquées.

3. Comportement des sols anisotropes (sols stratifiés en multicouche)

L'anisotropie considérée dans cette étude est une anisotropie inhérente liée à la différence de nature des couches constituant les multicouches étudiés, sachant que toutes les couches sont densifiées avec la même énergie de compactage.

- Influence de la nature et de l'ordre de stratification des couches

Les résultats obtenus aux essais œdométriques ont montré que, l'influence de l'ordre de stratification des couches sur la compressibilité des multicouches apparaît de plus en plus en fonction de l'augmentation des contraintes verticales, et devient plus sensible au-delà du

premier cycle de chargement. Effectivement, les multicouches dont la couche supérieure est de faibles caractéristiques mécaniques relativement aux couches inférieures, sont les plus compressibles avec une consolidation instantanée de plus forte amplitude. Cependant, les multicouches dont la couche supérieure (libre) est d'une forte sensibilité à l'eau (argile) présentent un gonflement plus important.

L'ordre de stratification des couches influe également sur la conductivité hydraulique des multicouches. Cette dernière dépend fortement de la position de la couche la moins perméable dans le multicouche. En effet, les multicouches reposant sur une couche moins perméable montrent les perméabilités les plus faibles.

Les essais de cisaillement à la boîte par contre, ont montré que l'influence de l'ordre de stratification des couches ne concerne pas tous les types de bicouches. Ceci est dû au fait que plusieurs cas peuvent se présenter en fonction de la position du plan de cisaillement. La résistance des multicouche dépend principalement de la position du plan de rupture par rapport aux interfaces. En effet, l'influence de l'ordre de stratification des couches est pratiquement négligeable dans le cas particulier où les deux plans (cisaillement et interface) coïncident parfaitement.

La résistance au cisaillement des multicouches (tri-couche) dépend fortement de la nature de la couche sur laquelle passe le plan de cisaillement (couche au milieu). Cependant, la résistance est plus ou moins affectée par la nature des couches adjacentes. Cette influence devient très sensible dans le cas où les différentes couches sont de natures très différentes (forte anisotropie du multicouche).

La variation de volume en cisaillement des multicouches de (sable, argile et marne), est généralement gouvernée par le comportement des couches contractantes (argile ou marne). La variation de la proportion et de la position de la couche dilatante (sables) ne fait qu'accentuer ou diminuer cette contractance, sans que le multicouche ne développe un comportement dilatant.

Les essais triaxiaux réalisés, permettent d'une part une analyse macroscopique du mode et de l'ordre de rupture des différentes couches au cours du cisaillement, tout en s'intéressant à la position des plans de rupture par rapport aux plans d'interface. D'autre part, ils permettent de mettre en évidence l'évolution des déviateurs des contraintes et des pressions interstitielles en fonction des déformations axiales.

Cependant, le mode et l'ordre de rupture des couches ne dépendent pas fortement de la position des couches (cas des bicouches), par contre, ils sont sensiblement liés à leur nature. En effet, les couches de faibles caractéristiques mécaniques sont les premières à se déformer quelle que soit leur position dans le multicouche, mais avec une forte intensité en contact direct avec l'effort appliqué (en couches supérieures). Elles présentent parfois des modes de rupture différents en fonction de leur position dans le multicouche (cas des tri-couches). En effet la nature des couches adjacentes influe sur le type de déformation d'une couche donnée, elle peut passer d'une rupture par tassement et bombement en présence de couches adjacentes tendres vers une rupture par poinçonnement exercé par des couches adjacentes dures. Les couches de sable présentent une structure interne très stable et

verticale en couches de base, tandis qu'elles sont entraînées en blocs par glissement, poinçonnement ou basculement (en couches supérieures) reposant sur des couches de plus faibles caractéristiques (argile et marne humides).

- Influence de la proportion des couches

L'influence de la proportion (épaisseur) des couches sur la compressibilité et la consolidation des multicouches est d'autant plus sensible que la différence entre leur nature est importante (forte anisotropie inhérente). Néanmoins cette influence n'est pas vraiment proportionnelle à la proportion des couches. Le comportement du multicouche est régi principalement par le comportement des couches compressibles même en faible épaisseur.

La perméabilité des multicouches ne dépend pas fortement de la proportion des couches. En effet, bien que les multicouches de (sable, argile) ou de (sable, marne) présentent des perméabilités sensiblement faibles comparativement au sable seul, néanmoins, elle varie faiblement avec l'augmentation ou la diminution de la proportion des couches (argile ou marne).

Le comportement des multicouches au triaxial dans certains cas est sensiblement influencé par la proportion des couches. En effet, les multicouches de (sable, argile) par exemple, montrent que le sable ne commence à subir l'effet du chargement qu'après la déformation totale de l'argile, ainsi ; plus l'épaisseur (proportion) de l'argile est importante et plus l'échantillon met du temps pour développer un meilleur comportement par la transmission des efforts à la couche de sable. Par conséquent, la rupture passe d'un tassement et un poinçonnement pour une forte proportion d'argile à un cisaillement oblique caractérisant la rupture du sable.

La proportion des couches montre également une influence sensible sur l'évolution des pressions interstitielles des multicouches reconstitués en couches planes et en couches inclinées. Cette influence par contre, est négligeable sur l'évolution des déviateurs des contraintes en couches inclinées. Alors qu'elle est très sensible en couches planes.

- Influence de l'inclinaison des couches

Les échantillons reconstitués en bicouches d'argile et de marne, en couches planes ou en couches inclinées (A-M, A/M) et (M-A, M/A) respectivement, se comportent pratiquement de la même manière au cisaillement direct à la boîte. L'inclinaison des couches a une influence négligeable sur ce type de bicouches, du fait que les deux matériaux à l'état humide présentent des comportements très comparables.

Par contre, les multicouches de (sable, argile) ou de (sable, marne) en couches inclinées; présentent généralement de meilleures résistances. Le plan de cisaillement dans ce cas concerne toutes les couches.

Les échantillons en couches planes ne présentent des résistances légèrement plus élevées que dans le cas où le plan de cisaillement est situé sur la couche de sable. Cette situation correspond notamment aux combinaisons (A-S-A et M-S-M).

En termes de variation de volume, l'inclinaison des couches a une influence négligeable sur la variation de volume des échantillons reconstitués de (marne et argile). Ce type de

multicouche manifeste généralement un comportement contractant. En revanche, l'influence de l'inclinaison des couches est assez importante sur la variation de volume en cisaillement des échantillons en multicouches d'argile et de sable ou de marne et de sable. En effet, les échantillons en couches planes montrent dans certains cas (S-A et S-M) une phase de dilatance remarquable.

Sous sollicitations triaxiales, les échantillons en couches planes présentent des désordres principalement de type (tassement, bombement, poinçonnement). Tandis que la rupture est généralement de type glissement et/ou basculement en couches inclinées.

Il est à signaler par contre, que les plans d'interface ne correspondent pas toujours aux plans de rupture ; et la rupture de certains multicouches reconstitués de (marne, argile) ne se produit pas par glissement même en couches inclinées.

Pour la même combinaison de couches, les échantillons en couches inclinées présentent parfois des résistances plus élevées que les échantillons en couches planes. Le tassement et le poinçonnement sont très importants en couches planes et se manifestent plus rapidement que le glissement en couches inclinées.

Les tri-couches reconstitués de trois matériaux différents (sable, marne et argile), stratifiés selon plusieurs combinaisons montrent plusieurs cas de comportement en terme de rupture, de déviateurs et de pressions interstitielles du fait de leur forte anisotropie.

Cependant, ils présentent généralement plusieurs types de ruptures simultanées (tassement, poinçonnement et glissement). Les multicouches (M-A-S et M-S-A) sont les plus résistants, tandis que, les multicouches (S/M/A et A/S/M) présentent les résistances les plus faibles accompagnées de pressions interstitielles assez importantes.

- **Influence du mode de répartition des fines sur le comportement des échantillons**

Le mode de répartition des fines (repartie en mélange ou groupées en couche) montre une influence très importante sur le comportement des sols. En effet, pour une même proportion de fines argileuses, les sols en mélanges (fines réparties) sont moins compressibles et plus perméables avec une meilleure résistance au cisaillement que les sols en couches.

Le comportement des mélanges évolue continuellement en une seule phase. Les deux fractions argileuses et sableuses agissent simultanément pour reprendre les efforts exercés, notamment pour une certaine proportion optimale de fines (10 à 20% dans le cas de cette étude) offrant un meilleur comportement au mélange.

Les sols en couches par contre, évoluent pratiquement en deux phases plus ou moins distinctes. Les couches de faibles caractéristiques reprennent l'effort en premier, ensuite vient le rôle des couches les plus résistantes. Ainsi, le bicouche présente une résistance initiale faible au cours de la déformation de la couche argileuse, ensuite, il développe une nouvelle et meilleure résistance une fois que l'effort est transmis vers la couche de sable. Cependant, le temps nécessaire pour que cette nouvelle résistance se développe dépend essentiellement de la proportion (épaisseur) de la couche argileuse.

4. Récapitulatif des échantillons les plus résistants et les moins résistants sous les différents types de sollicitations

	Matériaux homogènes		Matériaux hétérogènes (Mélanges)		Matériaux anisotropes (multicouches)					
					Bicouches		Tri-couches de deux matériaux		Tri-couches de trois matériaux	
Résistance à la compressibilité	Sable	Argile Marnes	S+10% S+30%	A+20 à 30% A+10%	S-M	A-M M-A	S-A-S S-M-S	M-S-M A-S-A	/	/
Résistance au cisaillement à la boîte	Sable	Argile	S+10%	A+10 à 20%	S-A A/S	M-A M/A	M-S-M A-S-A	S-M-S S-A-S	/	/
Résistance au cisaillement triaxial	Sable	Argile	S+00% S+30%	A+20% A+10%	S/A	M/A	S-A-S S-M-S	M/S/M A/S/A	M-A-S M-S-A	S/M/A
● : Le plus résistant ● : Le moins résistant										

Ces recherches peuvent présenter un intérêt capital en géotechnique. Les résultats obtenus permettent de mieux comprendre le comportement des sols naturels notamment hétérogènes et anisotropes constitués particulièrement de (sable, marne et argile).

Ces travaux présentent également un intérêt plus vaste pour les sols reconstitués, sachant que les matériaux étudiés sont parmi les plus répandus dans la région et à travers le monde et peuvent constituer des éléments de base pour de nombreuses activités en génie civil (support de fondations, digues, barrages, bassins de rétention, chaussées, etc.).

5. Perspectives

Au terme de cette étude, des prolongements directs de ce travail tant sous d’autres aspects expérimentaux sont à encourager (en s’intéressant particulièrement à plusieurs épaisseurs et plusieurs angles d’inclinaisons des couches, voire d’autres types de sollicitations...), ce qui permettra de constituer une base de données plus complète à proposer éventuellement pour les modèles théoriques existants.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Aboura A., 1999.** Etude expérimentale du comportement mécanique de matériaux granulaires non-conventionnels. Thèse de doctorat de l'université de Grenoble I.
- Abuel-Naga H M, Bergado D T & Chaiprakaikeow S., 2006.b.** Innovative thermal technique for enhancing the performance of prefabricated vertical drain during the preloading process. *Geotextiles and Geomembranes* 24, pp 359–370.
- Abuel-Naga H M, Bergado D T & Ramana G V, Grino, L, Rujvipat P & Thiet Y., 2006.a.** Experimental evaluation of engineering behavior of soft Bangkok clay under elevated temperature. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 132, No. 7, pp 902-910.
- Adjabi S, Nouaouria M S, Guenfoud M., 2008.** Analyse de la stabilité des talus sous sollicitations dynamiques., Application aux talus de l'axe routier de Guelma-ain Larbi. Conference on Numerical Computation in Geotechnical Engineering NUCGE'08, pp 166-170. Skikda, Algérie.
- Agard M., 1948.** Les glissements et éboulements des quartiers Saint-Raphaël et Telemly à Alger, *Annales des ponts et chaussées*, pp 465-480.
- Ahrens T., 1995.** Rock physics and phase relations: a handbook of physical constants AGU Reference Shelf.
- Aiban S A., 2007.** Reply to the Discussion by Shahid Azam on "Aiban, SA (2006) Compressibility and swelling characteristics of Al-Khobar Palygorskite, eastern Saudi Arabia, *Engineering Geology* 87(3–4):205–219" *Engineering Geology* 92, pp 173–180.
- Al husein M., 2001.** Étude du comportement différé des sols et ouvrages géotechniques. Thèse de doctorat. Laboratoire Sols, Solides, Structures, UMR 5521 : U.J.F. – I.N.P.G. – C.N.R.S., Université Joseph Fourier – Grenoble I.
- Algali H, Daouadji A, Darve F et Zegloul A., 2007.** Analyse du comportement potentiellement instable d'un sable très lâche saturé sur chemin de chargement à déviateur quasi constant. 18ème Congrès Français de Mécanique Grenoble, 27-31 août.
- Alonso E E, Gens A and Hight D W., 1987.** Special Problem soils. General Report, Proceedings of the Ninth European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Dublin.
- Al-Shayea N A., 2001.** The combined effect of clay and moisture content on the behavior of remoulded unsaturated soils. *Bull. Asso. Engng Geol.* Vol. 62, pp 319-342.
- Alshihabi O, Mieussens C, Shahrour I., 2001.** Etude à l'appareil triaxial de la résistance d'un sol compacte quasi saturé. XVème Congrès Français de Mécanique Nancy, 3 – 7 Septembre.
- Amini F & Sama K M., 1999.** Behaviour stratified sand-silt-gravel composites under seismic liquefaction conditions», *Soil Dynamic Earthquake Engineering*, 18, pp 445-455.
- Andrei S., 1977.** Propriétés hydrauliques et mécaniques des sols non saturés. *Revue Française de Géotechnique*, n°2, Oct, pp 49-78.
- Arab A, Shahrour I, Belkhatir M and Della N., 2009.** Effect of fines fraction on the behavior of silty sand. Premier Symposium Méditerranéen de Géoen지니어ing «SMGE09» Alger 20 et 21 juin.
- Arab A., 2008.** Comportement des Sols Sous Chargement Monotone et Cyclique. Thèse de Doctorat en Sciences., Université des Sciences et de la Technologie Mohamed Boudiaf d'Oran.
- Arquie et Morel., 1988.** Georges Arquie et Guy Morel, "Le compactage", édition Eyrolles.
- Arquié G., 1968.** Tentative d'explication du phénomène du coussin de caoutchouc. *Bulletin de liaison des Laboratoires des ponts et chaussées*, 30, mars-avril, pp 113-118.
- Arthur J R F, Chua K S, Dunstan T., 1977.** Induced anisotropy in a sand, *Géotechnique* 27 (1), pp 13-30.
- Arthur, J R F et Dunstan T., 1969.** Radiography measurements of particle packing. *Nature*, 223 (5203), pp 464–468.

- Asaoka A., 1978.** Observational procedure of settlement prediction, *Soil and Foundations*, vol. 18, 4, déc. 1978, pp 87-101.
- Audru J C et Messin M., 2000.** Diagnostic de mouvement de terrain à Zellenberg (Haut-Rhin). Rapport BRGM/RP-50446-FR.
- Azam S., 2007.** Study on the swelling behaviour of blended clay-sand soils. *Geotech Geol Eng*, 25, pp 369-381.
- Badaoui M, 2008.** Influence de l'hétérogénéité géologique et mécanique sur la réponse des sols multicouche. Thèse de doctorat de l'université Paris Est (Marne la vallée) et de l'Ecole National Polytechnique d'Alger.
- Bahda F., 1997.** Etude du comportement du sable à l'appareil triaxial : expérience et modélisation. Thèse de doctorat de l'école nationale des ponts et chaussées.
- Balandier P., 2012.** Le séisme, les sols et les fondations., Traitements et principes de mise en œuvre, (ouvrages à risque normal)., Comment répondre aux problèmes spécifiques des fondations en zone sismique. Direction Départementale de l'Equipement de la Guadeloupe, Document d'information à l'usage du constructeur - volume 2.
- Baligh M M et Levadoux J N., 1977.** Non linear consolidation theory for cyclic loading, Research report R. 77-10, order n° S68, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge.
- Barden L, Mcgown A & Collins K., 1973.** The collapse mechanism in partly saturated soil., *Engineering Geology*, 7, pp 49-60.
- Baver L D., 1930.** The Atterberg consistency constants: factors affecting their values and a new concept of their significance, *J. Amer. Soc. Agron.*, Geneva, New york, pp 935-948.
- Belouar A., 2005.** Topologie, prévention du risque et cartographie géotechnique en site urbain-cas de la ville de Constantine. Thèse de doctorat de l'université Mentouri Constantine.
- Benaissa A et Bellouche M.A., 1990.** Propriétés géotechniques de quelques formations géologiques propices aux glissements de terrains dans l'agglomération de Constantine (Algérie). *Bull. Eng. Env.* 57, pp 301-310.
- Benaissa A et Belouar A., 2008.** L'analyse inverse pour la détermination des caractéristiques géomecaniques et son application dans les études des glissements de terrain des argiles du "bassin de Mila". *International Conference on Numerical Computation in Geotechnical Engineering NUCGE'08.* pp 35-37. Skikda, Algérie.
- Benaissa A, Cordary D & Giraud A., 1989.** Les mouvements de terrains dans la zone urbaine de Constantine (Algérie). *Bulletin de l'Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur*, n°40, Paris, France.
- Benamara B F et Belabed L., 2008.** L'étude de la stabilité d'un mur de soutènement ancré par élément fins. *International Conference on Numerical Computation in Geotechnical Engineering NUCGE'08.* pp 101-105. Skikda, Algérie.
- Bigout G et Zerhouni M I., 2000.** Retrait, gonflement et tassement des sols fins", *Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées* - 229- - NT 4252, pp 105-114
- Bjerrum L., 1967.** Engineering geology of Norwegian normally consolidated marine clays as related to
- Boehler J P., (1984).** Anisotropie et comportement rhéologique des matériaux, *Rhéologie des matériaux anisotropes*, 19^{ème} Coll. GFR, Ed. CEPADUES, Toulouse, pp 19-50.
- Bolle A., 1993.** Caractérisation pétrophysique des sols. Note du cours, Université de Liège.
- Bonnet-Staub., 1999.** Définition d'une typologie des dépôts de lave torrentielles et identification de critères granulométriques et géotechniques concernant les zones sources. *Bull. Eng. Geol. Env.*, 57, pp 359-367.
- Boucly-Norotte V., 1991.** Évolution des caractéristiques mécaniques et de la perméabilité de matériaux argileux sous l'effet de sollicitations thermiques. Thèse de doctorat de l'école nationale des ponts et chaussées en géologie de l'ingénieur.
- Boudlal O & Melbouci B., 2011.** Study of Landslides in Multilayer Soils. *Geotechnical Special Publication No. 222 . Instrumentation, testing, and modeling of soil and rock behavior.* American Society of Civil Engineers (ASCE). pp 163-170.
- Bouferra R et Shahrour I., 2001.** Etude expérimentale de l'influence des éléments fins sur le potentiel de liquéfaction des sols XV^{ème}. Congrès Français de Mécanique Nancy, 3 – 7 Septembre.

- Bourdeau Y, Laréal P & Marchal J., 1989.** Résistance au cisaillement des alluvions du Rhône. In Proceeding of twelfth ICSMFE, volume Vol.1, pp 695_696, Rio de Janeiro.
- Bourdeau Y., 1997.** Le comportement des alluvions du Rhône dans une grande boîte de cisaillement direct. Revue française de géotechnique N° 79, pp 45-57.
- Boussaid K, Ferber V, Garnier J & Thorel L., 2003.** Intermediate soils for physical modelling, Geotechnical Measurements and Modelling, Natau, Fecker & Pimentel (eds), Swet & Zeitlinger, Lisse, ISBN 90 5809 603 3. pp 435-440.
- Boussaid K, Thorel L, Garnier J, Ferber V & David J P., 2005.** Comportement mécanique de sols intermédiaires reconstitués : Influence de la teneur en eau et du pourcentage d'argile. 17ème Congrès Français de Mécanique, Troyes, Septembre 2005.
- Boussaid K., 2005.** Sols intermédiaires pour la modélisation physique : application aux fondations superficielles. Thèse de doctorat de L'École Centrale de Nantes et l'Université de Nantes. France
- Bowden F P and Tabor D., 1950.** The friction and lubrication of solids. Clarendon Press, Oxford.
- BRGM., 2004.** Bureau de Recherches Géologiques et Minières. Ceysac (43)., Glissement de terrain sur la route des Vignaux Hauts, commune de Ceysac (43)., Avis et recommandations. Document public, BRGM/RP -53610-FR.
- Brunel Hervé., 2004-2005.** Cours de route. Université d'Orléans. I.U.T.de bourges. Département génie civil.
- Buisman Kas., 1936.** Results of long duration settlement tests. In Proceedings of the 1 st Int. Conf. Soil Mech. And Found. Eng. Cambridge Mass. Number F-7, pp 103-106.
- Burland J B., 1990.** On the compressibility and shear strength of natural clays. Géotechnique, 40 (3), pp 329-378.
- Cambou B, Dubujet Ph and Nouguier-Lehon C., 2004.** Anisotropy in granular materials at different scales. Mechanics of materials, 36, pp 1185–1194.
- Caplain B., 2011.** Étude expérimentale de l'érosion d'un massif de sable cohésif par une houle monochromatique. Thèse de doctorat., spécialité science de la terres et des planètes solides., Institut National Polytechnique de Toulouse (INTP).
- Carman PC., 1937.** Fluid flow through granular beds. Transaction, Institution of chemical Engineerings, London 15, pp 150-166.
- Carman PC., 1956.** Flow of gases through porous media. Butterworths, London.
- Casagrande A et Carrillo N., 1944.** Shear failure of anisotropic materials. In Proc. Boston Soc. Civ. Engrs, volume 31, pp 74–87.
- Cassan M., 2005.** Les essais de perméabilité sur site dans la reconnaissance des sols. Presse de l'école nationale des ponts et chaussées.
- Cekerevac C, & Laloui L., 2004.** Experimental study of thermal effects on the mechanical behaviour of a clay. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics 28, pp 209–228.
- Chapeau C., 2005.** L'eau et les risques de glissements de terrains. Ministère du développement durable, de l'environnement et des parcs QUEBEC.
- Chapuis R P., 1990.** Sand-bentonite liners: Predicting permeability from laboratory tests. Canadian Geotechnical Journal., 27, pp 47-57.
- Charef N, Boumezbeur A, Berrah Y., 2008.** Étude géologique et mécanique des glissements de terrains dans la région de Souk-Ahras (Mechroha, Zaarouria, Hammamtassa). International Conference on Numerical Computation in Geotechnical Engineering NUCGE'08. pp 147-154. Skikda, Algérie.
- Christoulas S, Kalteziotis N, Tsiambaos G et Sabatakakis N., 1987.** Embankment on soft clays., Public works Research Center, Athens, chap. 1, pp1-31.
- Cola S., 2002.** On modelling the behaviour of melange. Numerical Method in Geotechnical Engineering, Mestat. (ed), Presse de l'ENPC/LCPC, Paris, pp 143-148.
- Colas G et Pilot G., 1976.** Description et classification des glissements de terrain. Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées., Edition spéciale, pp 21-30.

- Collinet J., et Leclerc G., 1995.** Prédiction des risques de glissement de terrain des sols d'origine volcanique en Amérique Centrale. Communication pour les 12^{èmes} Journées du Réseau Erosion. Laboratoire de Science du Sol de l'INRA Orléans., Réseau Erosion de l'ORSTOM de Montpellier, Turrialba, Costa Rica.
- Collins K and MCGOWN A., 1974.** The form and function of microfabric features in a variety of natural soils. *Géotechnique* 24, n°2 : pp 223-254
- Combeau A et Quantin P., 1963.** Observations sur la capacité au champ de quelques sols ferrallitiques. Rapprochement avec les courbes pF-Humidité., *Science du sol*, Versailles, 1, pp. 1-7.
- Coquillay S., 2005.** Prise en compte de la non linéarité du comportement des sols soumis à de petites déformations pour le calcul des ouvrages géotechniques. Thèse de doctorat de l'école centrale des ponts et chaussées.
- Costet Jet Sanglerat G., 1981.** Cours pratiques de mécanique des sols, plasticité et calcul des tassements. 3ème Edition., Dunod.
- Coussy O, Fleureau J M., 2002.** Mécanique des sols non-saturés. Editions Hermès Sciences Publications, Paris.
- Daskalova L B., 1980.** Influence de la composition minéralogique et granulométrique des sols sur leur compactage. Colloque international sur le compactage (Paris 22-24 avril). Editions ENPC-LCPC Vol 1. pp 29-34.
- Davalle E M., 1991.** Modèle numérique du comportement d'un sol liquéfiable sous sollicitations dynamiques. Thèse de doctorat, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, EPFL
- David L., (1956).** Étude géologique des monts de la haute Medjerda. Thèse Sci. Paris. Publ. Serv. Carte géol. Algérie, Bull. n°11, p189.
- De Bruyn D & Thimus J F., 1996.** The influence of temperature on mechanical characteristics of Boom clay : the results of an initial laboratory programme. *Engineering Geology* 41, pp 117-126.
- Delage P & Fry J J., 2000.** Comportement des sols compactés: Apports de la mécanique des sols non saturés. *Rev. Française Géotechn.*, 22, pp 17-29.
- Delahaye D. et Le Roux A., 1975.** Désordres sur des remblais en marne, *Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées.* - 75 -Réf. 1975, pp 113-124.
- Demers D., Robitaille D., Potvin J., Bilodeau C et Dupuis C. 2008.** La gestion des risques de glissements de terrain dans les sols argileux au Québec. *Comptes rendus de la 4e Conférence Canadienne sur les géorisques : des causes à la gestion.* L'Université Laval., Québec. pp 519-526.
- Derghoum R., Meksaouine M., 2008.** Influence des points de perte des réseaux hydrauliques sur les glissements de terrains., Cas de Cilloc de Constantine. *Conference on Numerical Computation in Geotechnical Engineering NUCGE'08.* pp 294-300. Skikda, Algérie.
- Derriche Z., Cheikh-Lounis ., 2004.** Geotechnical characteristics of the Plaisancian marls of Algiers. *Bull Eng Geol Environ.* pp 367-378. Springer-Verlag.
- Dervieux F., 1948.** Problèmes particuliers de mécanique des sols en Algérie, I.T.B.T.P, Sols et Fondations N°3, pp 51-58.
- DETEC., 2009.** Département Fédéral de l'Environnement, des Transports, de l'Énergie et de la Communication. Office fédéral de l'environnement Division Prévention des dangers, Suisse.
- Doanh T, Ibraim E & Matiotti R., 1997.** Undrained instability of very loose Hostun sand in triaxial compression and extension. *Mechanics of cohesive-frictional materials*, Vol. 2, pp 47-70.
- Dowdeswell J A and Sharp M J., 1986.** Characterization of pebble fabrics in modern terrestrial glacial sediments, *Sedimentology*, 33, pp 699-710.
- Dubois V., 2008.** Etude du comportement physico-mécanique et caractérisation environnementale des sédiments marins – Valorisation en technique routière. Thèse de doctorat de l'université d'Artois.
- Dudley John H., 1970.** Review of collapse soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, May, pp 925-947
- Dunoyer de Segonzac G., 1969.** Les minéraux argileux dans la diagénèse, passage au métamorphisme, *Mémoire du Service de la carte géologique d'Alsace et de Lorraine*, n° 29.

- Duttine A., 2005.** Comportement des sables et des mélanges sable/argile sous sollicitations statiques et dynamiques avec et sans « rotations d'axes ». Thèse de doctorat de L'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon.
- Erdin I, Di Binetto H et Doanh T., 2009.** Time-dependent behaviour and static liquefaction phenomenon of sand. *Geotech Geol Eng.*, Vol. 27, pp 181-191.
- Escario V., et al. 1997.** Landslides (Techniques for Evaluating Hazard). PIARC Technical Committee on Earthworks, Drainage, Subgrade (C12); Spain.
- Estrada Mejia N., 2008.** Etude numérique du cisaillement des géomatériaux granulaires cohésifs: relation micro-macro, microstructure, et application à la modélisation de glissements de terrain. Thèse de doctorat de l'université des Sciences et Techniques du Languedoc, université de Montpellier II.
- Evesque P., 2000.** Mécanique des milieux granulaires, Eléments de mécanique quasi-statique des milieux granulaires mouillés ou secs.
- Ezaoui A., 2008.** Comportement expérimental statique et dynamique des sables et modélisation « élasto visco-plastique » anisotrope en petites et moyennes déformations. Thèse de doctorat de l'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon.
- Fabre R, Lebourg T et Riss J., 1999.** Textural characteristics of till formations, Colloque Geovision, Liège, Belgique, 6-7 mai 1999, pp 85-88.
- Faure A., 1978.** Comportement des sols au compactage : rôle de l'argile et ses conséquences sur l'arrangement des grains. Thèse de doctorat de l'université de Grenoble.
- Faye J et Lakhdar Y., 2000.** Dossier d'information mouvements de terrain. Ministère de l'aménagement du territoire et de l'environnement. Gouv France.
- Felix B. 1981.** Fluage héréditaire et consolidation d'un sol quasi saturé. *Revue française de géotechnique*, n°14, février.
- Felix B., 1980.** Le fluage des sols argileux. Etude bibliographique. Rapport de recherche LCPC n°93.
- Felix B., 1980.** Le fluage et la consolidation unidimensionnelle des sols argileux. Rapport de recherche LCPC n°94.
- Ferber V., 2005.** Sensibilité des sols fins compactés à l'humidification apport d'un modèle de microstructure. Thèses de doctorat de l'école centrale de Nantes et l'université de Nantes.
- Finge Bousaid Z., 2004.** Contribution à l'étude du comportement non drainé des sables lâches surconsolidés et anisotropes. Thèse de doctorat de l'institut national des sciences appliquée de Lyon.
- Flavigny E, Desrues J and Palayer B., 1990.** Le sable hostun RF,' *Revue Française de Géotechnique*, 53, pp 67-69.
- Foster M., Fell R., Spannagle M., 2000.** The statistics of embankment dam failures and Accidents. *Canadian Geotechnical Journal.*, Vol. 37, p.1000-1024.
- Fukuoka M., 1957.** Testing of gravelly soils with large-scale apparatus. In *Compte Rendus du Quatrième Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations*, volume 1, pp 153-155, Londres.
- Gajo A, Pifer L and De Polo F., 2000.** Analysis of certain factors affecting the unstable behavior of saturated loose sand. *Mechanics of cohesive-frictional materials. Mech. Cohes.-Frict. Mater.* 5, pp 215-237.
- Gaombalet J., 2004.** Le gonflement des argiles et ses effets sur les ouvrages souterrains de stockage. thèse PhD, école polytechnique.
- Gaudin B., 1972.** Pressions de terrain sur une galerie creusée dans des marnes du Stampien. *Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées.*, 59, Ref 985 pp 133-155.
- Gauthier H, Drouhin R. et Dervieux H., 1948.** Stabilité et déformation du sol. *Travaux*, pp 327-332.
- Georgiannou V N, Burland J B and Hight D W., 1990.** The undrained behavior of clayey sands in triaxial compression and extension. *Geotechnique* 40, pp 431-449.
- Georgiannou V N., Hight D and Burland J B., 1991.** Undrained behavior of natural and model clayey sands. *Soils and foundations.*, vol. 31, N°3, pp 17-29.

- Gerrard C., 1982.** Reinforced soil: an orthorombic material, J. Geotech. Eng. Div. ASCE, Vol 108, No GT11, pp 1460-1474.
- GIROUD J P et BOTTERO A., 1972.** Influence des propriétés physico-chimiques des argiles monominérales sur leur comportement mécanique. Bull. Liaison Labo. P. et Ch. - 62 - nov.-déc. 1972 - Réf. 1204.
- Gomes Correia A, Dan L K, Koseki J et Tatsuoka F., 2001.** Small strain stiffness under different isotropic and anisotropic stress conditions of two granular granite materials. Advanced laboratory stress-strain testing of geomaterials. Vol. 1, pp 209-215.
- Goutte-Lima M., De Carvalho J C et Santos R M M., 2006.** Méthodologie pour l'étude de l'érosion interne sur les sols tropicaux. Association Universitaire de Génie Civil, AUGC., pp 1 - 8.
- Guy Tchiye Piepi, 1995.** Comportement viscoplastique avec rupture des argiles raides (applications aux ouvrages souterrains). Thèse de Doctorat de l'École Nationale des Ponts et Chaussées.
- Habib P., 1984.** Les surfaces de glissement en mécanique des sols. Revue Française de Géotechnique, 1984 vol.27, pp 7-24.
- Han D., 1998.** Effect of mix proportion and density on the saturated hydraulic conductivity of Korean bentonite. Proceeding of the eighth Congress of the International Association of Engineering Geology and the Environment, Vancouver, British Columbia, Canada, Vol. IV, 21-25 September 1998, pp 963-970.
- Hight D W, Bond A J & Legge J D., 1992.** Characterization of the Bothkennar clay: an overview. Géotechnique, 42, No. 2, pp 303-347.
- Himmelstoss E., Fitzgerald D., Rosen P and Allen J., 2006.** Bluff evolution along coastal drumlins : Boston harbor islands, massachusetts. Journal of Coastal Research, 22 (5), pp 1230-1240.
- Howell J L , C D Shackelford NHA, Stern RT., 1997.** Compaction of sand-processed clay soil mixtures. Geotechnical testing journal 20, pp 443-458.
- Hu R L, Yeung M R, Lee C F, Wang S J., 2001.** Mechanical behavior and microstructural variation of loess under dynamic compaction, Engineering geology, vol. 59, n°3, pp 203-217.
- Huret C., 1985.** Influence de la température (5 à 80°C) sur les propriétés mécaniques d'un loess remanié". Thèse de docteur ingénieur ENSMP et université de Paris VI.
- Itsvan C., 1990.** Comportement des sables argileux ; influence du traitement à la chaux. Thèse de doctorat de CGI, ENSMP, INSA Rennes.
- Jain S P et Gupta R C. 1974.** In situ shear test for rockfills. Journal of soil mechanics and foundations of the ASCE, vol. 100, pp 1031-1050.
- Jamiolowski., 1979.** Design parameters for soft clays. Proceedings of the 7th international conference on soil mechanics and foundation engineering, Brighton Vol 5.
- Josseume H, Hieng I O et Stempelet J P ., 1991.** Détermination des paramètres de compressibilité d'une argile raide à partir d'essais œdométriques à haute pression. Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées - 172 - Mars-Avril 1991 - Réf. 3565.
- Kacprzak G., 2006.** Etude du comportement mécanique des mélanges sable/argile ; thèse de doctorat de l'Institut National des Sciences Appliquées de l'université de Lyon.
- Kamel M W., 1981.** Etude de l'imbibition, du gonflement et du dessèchement de quelques argiles. Thèse de Doctorat, Toulouse, France.
- Kazan Y, Seif El Dine B, Dupla J C, Canou J et Frank R., 2006.** Comportement de sols grossiers hétérogènes: Comparaison entre les résultats de l'essai triaxial et ceux de l'essai de cisaillement direct. Sea to Sky Geotechnique.
- Kenney T C, Lau D et Ofoegbu G I., 1984.** Permeability of compacted granular materials. Canadian geotechnical journal 21, pp 726-729.
- Kenney T C, Veen W A V, Swallow M A, Sungalia M A., 1992.** Hydraulic conductivity of compacted bentonite-sand mixtures. Canadian Geotechnical Journal., 29, pp 364-374.
- Kenny T C., 1977.** Residual strengths of mineral mixtures in Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics, Tokyo, Vol. pp 155-160.

- Khebizi M., Guenfoud M., 2008.** Modélisation numérique d'un versant potentiellement instable -Cas du glissement de Boussouf à Constantine (nord-est de l'Algérie).International Conférence on Numerical Computation in Geotechnical Engineering NUCGE'08. pp 161-165.Skikda, Algérie.
- Khemissa M et Magnan J P., 2000.** Variabilité des résultats d'essais œdométriques sur l'argile molle de Guiche. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées - 227 - juillet-août 2000 - réf. 4326 - pp 41-50
- Khemissa M., Seddiki A., 2008.** Analyse des facteurs d'instabilité du versant d'Aomar (wilaya de Bouira).International Conference on Numerical Computation in Geotechnical Engineering NUCGE'08. PP 141-146.Skikda, Algérie.
- KhinSwe Tint., Young Su Kim., In-ShikSeo.,Dae-Man Kim., 2007.** Shear Behavior of Overconsolidated Nakdong River Sandy Silt. KSCE Journal of Civil Engineering.Geotechnical Engineering, Vol. 11, No. 5 / pp 233-241.
- Kimura T., Takemura J., Hiro-oka A and Okamura M., 1994.** Mechanical behavior of intermediate soils. Centrifuge 94, Singapore, Leung et al. (Ed), Balkema, 1994, pp 13-24.
- Klotz S., 2002.** Essai méthodologique de suivi de l'évolution des stocks de sédiments dans le bassin versant élémentaire de la Roubine (Draix). Thèse de Master, Cemagref, Grenoble.
- Kouloughli S et Bencheikh Lehocine M., 2007.** Etude des mélanges sable-bentonite utilisés dans la construction de barrières de confinement de déchets solides. Sciences & technologie B – N°25, pp 34-42.
- Kouri L et Vogt H.,** Détermination de la sensibilité des terrains marneux au ravinement au moyen de système d'information géographique. Bassin versant de l'Oued Mina ; tell Oranais, Algérie.
- Kozeny J., 1927.** Uber Kapillare leitung des wassers in boden. Sitzungberichte wiener akademie 136, pp 271-306.
- Kruyt N P and Rothenburg L., 2006.** Shear strength, dilatancy, energy and dissipation in quasi-static deformation of granular materials. Journal of Statistical Mechanics : Theory and Experiment, (P07021).
- Kuerbis R., Negussey D and Vaid V P., 1988.** Effect on gradation and fines content on the undrained response of sand. Proceedings hydraulic Fill structures., Fort Collins, USA, pp 330-345.
- Kumar G V., 1996.** Some aspects of the mechanical behavior of mixtures of kaolin and coarse sand., PhD. Diss., University of Glasgow.
- Kurukulasuriya L C Oda M et Kazama H., 1999.** Anisotropy of undrained shear strength of an over-consolidated soil by triaxial and plane strain tests. Soils and Foundations, 39(1), pp 21–29.
- Laboratoire Central des Travaux Publics (L.C.T.P.), 2004.** Etude Géotechnique d'Urbanisation des POS A1 et A5 Azazga Dept études/ R.B / B.B / R.M. Dossier N°31.03.0042.
- Laboratoire Central des Travaux Publics (L.C.T.P.), 2006.** Étude Géotechnique d'Urbanisation des POS D1 et D2, Dept études S.K/ B.B/ R.M.
- Laboratoire CTE GEOMICA (Boumerdes), 2003/2004.**Rapport du Projet : étude géotechnique d'urbanisation de la zone axe nouveau lycée - Tizi-Ouzou.
- Laboratoire CTE GEOMICA (Boumerdes), 2004.** Rapport du Projet : Étude géotechnique de la zone de glissement d'Ain El Hammam.
- Lade C C & Foott R., 1974.** New Design Procedure for Stability of Soft Clays. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 100, No. 7, pp 767-787.
- Lade P V & Yamamuro J A., 1997.** Effects of nonplastic fines on static liquefaction sands. Canad. Geotech. Journal, Ottawa 34, pp 918-928.
- Lade P V, Liggió C D et Yamamuro J A., 1998.** Effects of non-plastic fines on minimum and maximum void ratio of sand. Geotechnique Testing Journal., ASTM Vol. 21 No. 4, pp 336-347.
- Laffi B., Guenfoud M., 2008.**Utilisation du critère de stabilité de Hill en milieu non saturé pour la modélisation des glissements de terrains de la région de Constantine. International Conference on Numerical Computation in Geotechnical Engineering NUCGE'08. PP 27-34.Skikda, Algérie.
- Lajoie P G., 2002.** Les coulées d'argile et la formation des talus et des basses terrasses de l'ancien et de l'actuel cours de l'Outaouais et du Saint-Laurent., CANADA. Montr., Vol.XXVIII, N° 4.

- Lambe T W & Whitman RV., 1969.** Soil mechanics, SI version. J. Wiley et Sons Edition.
- Lambe T W., 1960.** A mechanistic picture of shear strength in clay. Research conference on shear strength of cohesive soils, University of Colorado.
- Laréal P, Bourdeau Y, Lambert P & Cottureau Cl., 1973.** Essais de cisaillement " in situ" sur les sols alluvionnaires de la vallée du Rhône. Travaux, Vol. 55(459), pp 52-59.
- Laribi A & Dechemi N., 2009.** Caractérisation et rôle de la marne du plaisancien dans le glissement de terrain d'El-Biar, Alger. 3eme symposium maghrebin sur les argiles (SMA III) du 23 au 25 novembre, Boumerdes Algérie.
- LCPC., 1973.** Etude et construction des remblais sur sols compressibles., Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées.
- LCPC., 1987.** Essais de cisaillement à la boîte., Méthode d'essai N° 21. Ministère de l'équipement, du logement, de l'aménagement du territoire et des transports., Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.
- Le Bouteiller C., 2011.** Dégradation des sédiments marneux et suspensions hyperconcentrées. Thèse de doctorat de l'université.
- LÊ Thị Ngọc Hà., 2009.** Comportement des sols fins utilisés en couverture étanche des installations de stockage de déchets : approche expérimentale et numérique. Thèse de Doctorat., Université Grenoble I – Joseph Fourier., Ecole doctorale Terre – Univers – Environnement.
- LE Trung Tinh., 2008.** Comportement thermo-hydro-mécanique de l'argile de Boom. Thèse de Docteurat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- Lebourg T. 2000.** Analyse géologique et mécanique des glissements de terrain dans des moraines des Pyrénées centrales et occidentales (France). Thèse de doctorat, Université Bordeaux I.
- Leonards., 1968.** Les fondations., Edition Dunod, 1968.
- Lérau J., 2006.** Cours Géotechnique 1, Institut National des Sciences Appliquées (INSA) de Toulouse, Département des sciences et technologies pour l'ingénieur.
- Leroueil S, Samson L & Bozonuk M., 1983.** Laboratory and field determination of preconsolidation pressures at Gloucester. Can. Geotech. J., 20, pp 477-490.
- Locat P., Leroueil S et Locat J., 2008.** Remaniement et mobilité des débris de glissements de terrain dans les argiles sensibles de l'Est du Canada. Comptes rendus de la 4e Conférence Canadienne sur les géorisques : des causes à la gestion. L'Université Laval., Québec.
- LPC., 1987.** Risques naturels. Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées « risques naturels » N° 150-151.
- LPC., 1989.** Stabilisation des glissements de terrains, guide technique « techniques et méthodes des laboratoires des ponts et chaussées ».
- Magnan J P et Deroy J M., 1980.** Analyse graphique des courbes de consolidation œdométrique. Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées. – 109 sept-oct 1980-Réf. 2479, pp 53-56.
- Magnan J P, Mieussens C., 1980.** Les remblais d'essai : un outil efficace pour améliorer les projets d'ouvrages sur sols compressibles, Bull, liaison Labo. P. et Ch., 106, mars-avril 1980, pp 79-96.
- Magnant J P., 1991.** Résistance au cisaillement. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC), Document c216, Techniques de l'Ingénieur, l'expertise technique et scientifique de référence.
- Magnant J P., 1997.** Description, identification et classification des sols. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC), Document c208, Techniques de l'Ingénieur, l'expertise technique et scientifique de référence.
- Magnant J P., 1999.** L'eau dans le sol. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC), Document c212, Techniques de l'Ingénieur, l'expertise technique et scientifique de référence.
- Magnant J P., 2000.** Déformabilité des sols, tassement, consolidation. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC), Document c214, Techniques de l'Ingénieur, l'expertise technique et scientifique de référence.

- Mahboubi A, Ghaouti A, and Cambou B., 1996.** La simulation numérique discrète du comportement des matériaux granulaires. *Revue Française de Géotechnique*, 76, pp 45–61.
- Martin R. T et Lambe T W., 1957.** Soil composition and its influence on the engineering behavior of fine grained soils. *Clay mineral Bull* n°3. pp 137-150.
- Martins F B, Bressani L A, Coop M R & Bica A V D., 2001.** Some aspects of the compressibility behaviour of a clayey sand. *Can. Géotech. J.* Vol. 38, pp 1177-1186.
- Matsuoka H, Sun D & Nishikata U., 2001.** Developement of a new in situ direct shear test. *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 24(1) pp 92-102.
- Mcgeary R K., 1961.** Mechanical Packing of Spherical Particles. *Journal of the American Ceramic Society*, 44(10), pp 513-522.
- Mieussens C., Magnant J P et Soyez B., 1985.** Essais de compressibilité à l'oedomètre, Procédures recommandées. *Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées*, 139, Ref 3034.
- Mitchell J K., 1976.** *Fundamentals of soil behavior.* Wiley, New York.
- Mitchell J K., 1993.** *Fundamentals of soil behavior.* 2nd ed., New York; John Wiley & Sons, Inc., 450 pp.
- Mokhbi H., Hamami M., Belhanachi T., 2008.** Étude paramétrique de la déformation d'un massif en pente par la méthode des éléments finis - Application au glissement du Ciloc de Constantine. *Conference on Numerical Computation in Geotechnical Engineering NUCGE'08.* PP 216-221. Skikda, Algérie.
- Monnet J, Fabre D and Zielinski M., 2011.** The dauphine « Black Marls » ; a very sensitive weak rock. In XV European conference on soil mechanics and geotechnical engineering, Athens.
- Muir Wood D, Lings M , Sadek T and Dihoru L., 2007.** Anisotropic stiffness of Hostun sand. *Numerical Models in Geomechanics. Proceedings of the Tenth International Symposium on Numerical Models in Geomechanics (NUMOG X), Rhodes, Greece, 25-27 April.* Taylor & Francis 2007
- Mulilis J P, Seed H B, Clarence K C, Mitchell J K & Arulanadan K., 1977.** Effects of sample preparation on sand liquefaction, *J. Geotech. Div.*, vol. 103; n° GT2, pp 91-108.
- Muondo-Ondoa J S., 1979.** Rôle de la granularité et de la composition minéralogique sur la compacité et la résistance au cisaillement des mélanges de sable et d'argiles. Thèse de 3ème cycle de l'université de Paris VI et ENSMP.
- Nakase A., Kusakabe O., Nakanodo H and Ohneda H., 1985.** Case record of quaywall construction on a coral mixed cohesive soils. *Soils and foundations*, vol 25, N° 4, pp 103-116.
- Nasreddine K., 2004.** Effet de la rotation des contraintes sur le comportement des sols argileux. Thèse de doctorat de l'école nationale des ponts et chaussées.
- Nguyen Pham P T., 2008.** Étude en place et au laboratoire du comportement en petites déformations des sols argileux naturels, Thèse de doctorat de l'école nationale des ponts et chaussées.
- Nguyen T L, Capucci S, Reiffsteck Ph et Szymkiewicz F., 2008.** Etude expérimentale de la rhéologie des mélanges sable-kaolinite. *Studia Geotechnica et Mechanica*, vol 1–2, pp 245-255.
- Nguyen T L., 2008.** Etude expérimentale de la loi d'écoulement de matériaux anisotropes transverses. Thèse de doctorat de l'école nationale des ponts et chaussées.
- Ochiai, H. et Lade, P. V., 1983.** Three-dimensional behavior of sand with anisotropic fabric. *Journal of Geotechnical Engineering*, 109(10), pp 1313–1328.
- Oda M., 1972.** Initial fabrics and their relations to mechanical properties of granular material. *Soils and Foundations*, 12(1), pp 18–36.
- Ohta H et Nishihara A., 1985.** Anisotropy of undrained shear strength of clays under axisymmetric loading conditions. *Soils and Foundations*, 25(2), pp 73–86.
- Olivera Bonilla R and Rothenburg L., 2005.** Effects of interparticle friction on the undrained response of granular media. In H.J. Herrmann R. García Rojo and S. McNamara, editors, *Powders and Grains*, 5th. International Conference on Micromechanics of Granular Media, Stuttgart, volume 2, pages 1097–1100. A.A. Balkema.

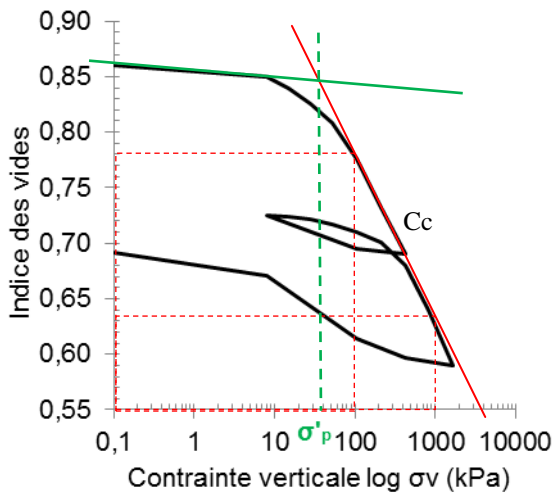
- Pedro L S, Dupla J C, Canou J, Dormieux L et Kazan Y., 2005.** Mechanical behavior of a coarse grained soil under monotonic shear. *Revue française de géotechnique*, N° 112, pp 35-42.
- Pedro L S., 2004.** De l'étude du comportement mécanique de sols hétérogènes modèles à son application au cas des sols naturels. Thèse de doctorat de l'école nationale des ponts et chaussées.
- Pejon O J., Le Roux A et Guignard D., 1997.** Comportement à l'eau des roches argilo-marneuses, suivi du gonflement, importance de la minéralogie et des textures. *Bulletin de l'association internationale de géologie de l'ingénieur*, Paris N°55, pp105-119.
- Perret D, Locat J & Leroueil S., 1995.** Strength development with burial in fine-grained sediments from the Saguenay Fjord, Quebec. *Can. Geotech. J.*, 32, pp 247-262.
- Peyneau P E and Roux J N., 2008.** Frictionless bead packs have macroscopic friction, but no dilatancy. Unpublished - available on <http://hal.archives-ouvertes.fr/hal-00250364/fr/>.
- Phelipot A., 2000.** Interaction sol-structure lors d'Operations de microtunnelage. Thèse de Doctorat de l'institut national des sciences appliquées de Lyon.
- Philipponnat G, Hubert B., 2002.** Fondations et ouvrages en terre. Editions Eyrolles, 3^{ème} édition.
- Pisarczyk S., 1999.** *Mechanica Gruntów*.
- Pitman T D, Robertson P K and Sego D C., 1994.** Influence of fines on the collapse of the loose sands. *Canadian Geotechnical Journal*, 31(5), pp 728-739, 10.1139/t94-084.
- Piyal M et Magnan J P., 1984.** Paramètres d'élasticité anisotrope de l'argile molle organique de Cubzac-les-Ponts à l'état surconsolidé. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, Rapport de Recherche LPC n° 131, 108 pages.
- Powrie W., Harkness Q Ni R M and Zang X., 2005.** Numerical modelling of plane strain tests on sands using a particulate approach. *Géotechnique*, 55(4), pp 297-306.
- Rajeev Gupta and Ashutosh Trivedi., 2009.** Effects of Non-Plastic Fines on the Behavior of Loose Sand—An Experimental Study. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering EJGE.*, Vol 14, Bundle B, PP 1-15
- Rakotondratsima L Y., Tisot J P and Masrouri f., 1993.** Comportement géotechnique des schistes carton. *Geotechnical Engineering of Hard Soil-Soft Rocks*, Anagnostopoulos et al. (eds). Balkema, Rotterdam, pp. 753-759.
- Rappol M., 1985.** Clast-fabric strength in tills and debris flows compared for different environments, *Geologie en Mijnbouw*, 64, pp 327-332.
- Reiffsteck P., 1998.** Expérimentation et modélisation de structures en sol renforcé par un géotextile tridimensionnel alvéolaire, *Revue Française de Géotechnique*, no82, pp 49-62.
- Reiffsteck P., 2005.** Reconnaissance et essais géotechniques Bilan des projets 11J021 et 11P061, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.
- Reiffsteck Ph, Nguyen Pham P T, Arbaut J., 2007.** Influence de la répartition granulométrique sur le comportement mécanique d'un sol, BLPC 268-269, pp 83-104
- Reiffsteck Ph, Serratrice J F et Magnan J P., 2006-2009.** Techniques de reconnaissance géotechnique et modélisation des sites et des ouvrages géotechniques - Rhéologie des sols et des roches. Bilan des 11J021 et 11P061.
- Reiffsteck Ph., 2005.** Caractéristiques mécaniques d'un sol hétérogène, Rapport interne, LCPC.
related to the settlements of buildings, 7th Rankine Lecture. *Géotechnique*, Vol. 17, N° 2, pp.81-118.
- Rey E., 2001.** Contribution à la caractérisation des sols à granulométrie étalée. Mémoire de DEA, Université Grenoble I.
- Rey Etienne., 2005.** Caractérisation de sols hétérogènes par des méthodes géophysiques. Thèse de doctorat de l'université de Joseph Fourier - Grenoble 1.
- Reynolds O., 1885.** On the dilatancy of media composed of rigid particles in contact, with experimental illustrations. *Philosophical Magazine*, Series 5, 20, pp 469-481.
- Rico R., 1984.** Thermodynamique de l'échange cationique dans les argiles. Thèse de Doctorat de l'Université de Strasbourg, Strasbourg, France.

- Robitaille V et Tremblay D., 1997.** Mécanique des sols théorie et pratique, Modulo éditeur.
- Romana M & Simic D., 1983.** Essais de cisaillement in situ des sols alluvionnaires dans la mine du marquesado (Espagne). In Essais en place, volume Vol. 2, pp 125-131, Paris.
- Rosenqvist T H., 1959.** Physico-chemical properties of soils: soil-water systems. Journal of the soils mechanics and foundation division. Proceedings of the American Society of Civil Engineers.
- Rossato G., Ninis N L and Jardine R J., 1992.** Properties of some kaolin-based model claye soils. Geotechnical testing journal., vol 15, N° 2, pp 166-179.
- Rovera G and Robert Y., 2005.** Conditions climatiques hivernales et processus d'érosion periglaciaires dans les bad-lands marneux de Draix (800 m, Alpes du Sud, France). Géographie physique et quaternaire.
- Rowe R K, Booker J R., 1982.** Finite layer analysis on non-homogeneous soils, J. Eng. Mech. Div. ASCE, Vol 108, No EM1, pp 115-133.
- Rowe R K, Booker J R., 1984.** Deformation analysis for periodically layered soil, J. Geotech. Eng. Div. ASCE, Vol 110, No 2, pp 217-245.
- Rutledge P C., 1944.** Relation of undisturbed sampling to laboratory testing. Transaction, ASCE, vol 109, pp 1162-1163.
- Saadi L A., 2003.** Méthodologie de contrôle de l'homogénéité et de la perméabilité des barrières argileuses. Thèse de doctorat de l'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon (France).
- Saim Y., 1997.** Instabilités superficielles dans les talus de remblais routiers (cas de la route 175). Mémoire présenté à la Faculté des études supérieures de l'université Laval.
- Schlosser F., 1988.** Eléments de mécanique des sols, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, ISBN 2-85978-104-8, 276p.
- Schmidt V., 1965.** Faciès, diagenesis and related reservoir properties in the Gigas beds (upper Jurassic) Northwestern Germany in Dolomitization and Limestone diagenesis, Soc. Econ. Pal. Miner, Spec. Publ., 13, pp 124-168.
- Seedsman R., 1987.** Strength implications of the crystalline and osmotic swelling of clays in shales. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., v. 24, n° 6, pp. 357-363.
- Seedsman R., 1993.** Characterizing clay shales. Comprehensive Rock Engineering Principles, Practice and Projects. Brown, Fairhurst and Hock (eds). Pergamon Press, Great Britain, vol. 3, pp 151-165.
- Seif El Dine B., 2007.** Étude du comportement mécanique de sols grossiers à matrice. Thèse de doctorat de l'école nationale des ponts et chaussées.
- Serratrice J F., 1995.** Comportement d'une argile compactée. Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées - 200 - nov.-déc. 1995 - Réf. 4006.
- Serratrice J.F., 2005.** Comportement anisotrope : Essais de laboratoire, Tome 3, Rapport de recherche N°22546-01, Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées, Aix en Provence.
- settlements of buildings. Géotechnique, 17, pp 81-118.
- Sève et Durville., 1996.** Stabilité des pentes - Glissements en terrain meuble, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC), Document c254, Techniques de l'Ingénieur, l'expertise technique et scientifique de référence.
- Shelley T L and Daniel D E., 1993.** Effect of gravel on hydraulic conductivity of compacted soil liners. Journal of geotechnical engineering 119, pp 54-67.
- Shirdam R, Faure RM & Magnan J P., 1998.** Caractérisation des éboulis de pente à l'aide d'une grande boîte de cisaillement. In Picarelli, Evangelista & editor, The Geotechnics of Hard Soils-Soft Rocks, pp 869-880. Balkema, Rotterdam.
- Silva A, Baxter C, Bryant W, Bradshaw A & LaRosa P., 2000.** Stress-strain behaviour and stress state of Gulf of Mexico clay in relation to slope processes. Offshore Technology Conference, Houston, Tx, OTC paper 12091.
- Skempton, A W., 1952.** An investigation of the bearing capacity of a soft clay. Journal of ICE, Vol. 18, pp 307-321.

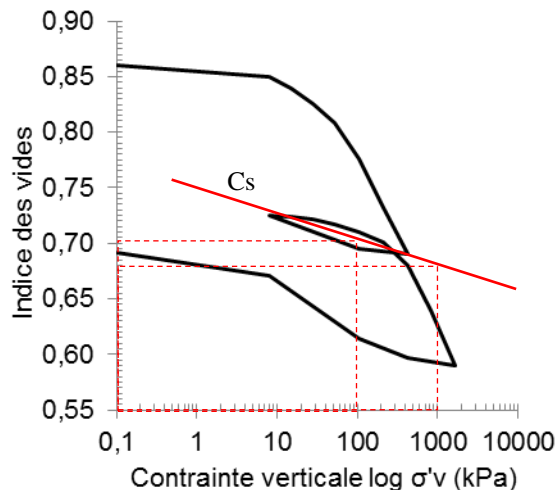
- Skinner A E., 1969.** A note on the influence of interparticle friction on the shearing strength of a random assembly of spherical particles. *Géotechnique*, 19(1), pp 150–157.
- Sladen J A, D'hollander R D et Krakn J., 1985.** The liquefaction of sands, a collapse surface approach. *canadian geotechnical journal*, vol. 22, pp 564-578.
- Smith P R, Jardine R J & Hight D W., 1992.** The yielding of Bothkennar clay. *Géotechnique*, Vol. 42, No. 2, pp 257-274.
- Sol Expert International (S.E.I.), 1971-1972, 1972.** Rapport de reconnaissance.
- Sol Expert International (S.E.I.), 1973-1978.** Bilan Mission1.
- Sol Expert International (S.E.I.), 1981.** Rapport final.
- Sridharan A. and Allam M M., 1982.** Volume Change Behaviour of Desiccated Soils., *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Vol. 108, n°GT8, August, pp 1057-1071.
- Tabor D., 1981.** Friction – the present understanding. *J Lubrification*, 103, pp 169-179.
- Talme O, Pajuste M and Wenner C G., 1966.** Secondary changes in the strength of clay layers and the origin of sensitive clay. *Buggforskningsradet, Rapport 46*. Stockholm.
- Tanaka H & Locat J., 1999.** A microstructural investigation of Osaka Bay clay : the impact of microfossils on its mechanical behaviour. *Can. Geotech. J.*,36, pp 493-508.
- Tanaka H., Tanaka M and Shiwakoti D R., 2001.** Characteristics of soils with low plasticity: Intermediate soil from Ishinomaki, Japan and lean clay from Drammen, Norway. *Soils and foundations*, vol 41, N° 1, pp 83-96.
- Tang D.X., 1979.** Behaviours of soils and rocks. Courses notes, Geological publishing house of china.
- Tardy Y and Touret O., 1987.** Hydration energies of smectites: A model for glauconite, illite and corrensite formation, *Proc. Int. Clay Conf. Denver*, pp 46-52.
- Tatsuoka F, Toki S, Okamoto M, Yasuda S, & Tanizawa F., 1986.** Some factors affecting cyclic undrained triaxial strength of sand », *Soils and foundations*, 26, pp 99-116.
- Taylor R K., 1988.** Coal measures mudmcks, composition, classification and weathering processes. *Quarterly Journal of Engineering Geology*, London, 21, pp 85-99.
- Terzaghi K et Peck R B., 1967.** *Mécanique des sols appliquée aux travaux publics et bâtiment*. Dunod éditeur, Paris.
- Terzaghi K. & Peck R.B., 1967.** *Soil Mechanics and Engineering Practice*. Wiley, New York.
- Thevanayagam S & Liang J., 2001.** Shear wave velocity relations for silty and gravely soils. In *Fourth International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soils Dynamics and Symposium in Honor of Prof. W.D. Liam Finn*, pp 1-6, San Diego, California.
- Thevanayagam S, Shenthan, T, S Mohan & Liang J., 2002.** Undrained fragility of clean sands, silty sands and sandy silts. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.128(No.10), pp 849-859.
- Thevanayagam S., 1998.** Effect of fines and confining stress on undrained shear strength of silty sands. *J. Geotech., Geoenviron., Eng. Div., ASCE* , 124, N° 6, pp 479-491.
- Touati A., 1982.** Comportement mécanique des sols pulvérulents sous fortes contraintes. Thèse de Doctorat, de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.
- Touiti Bouebdellah L., 2009.** Détermination des caractéristiques physiques et mécaniques de l'argile molle de Tunis. Thèse de doctorat de l'école nationale d'ingénieurs de Tunis.
- Touret O., 1988.** Structure des argiles hydratées. Thermodynamique de la déshydratation et de la compaction des smectites. Thèse de doctorat de l'Université de Strasbourg, Strasbourg, France.
- Vallé N., 2001.** Propriétés mécaniques d'un sol grossier d'une terrasse alluvionnaire de la seine. Thèse de doctorat de l'université de Caen.
- Wiseman G, Birnbaum A, Goldwasser Y & Hayati G., 1987.** Large shear box tests on wadi gravel. In the eighth Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, volume Vol.1, pp 125-128, Kyoto, Japan.

- Wood D M., 1990.** Soil behavior and critical state soil mechanics Cambridge University Press, Cambridge.
- Woodward J., 2005.** An Introduction to Geotechnical Processes. Taylor and Francis, London, New York.
- Xiang-Ling LI., 1999.** Comportement Hydromécanique des Sols Fins : de l'état saturé à l'état non saturé. Thèse de Doctorat en Sciences appliquées, Université de Liège.
- YIN J H., 1999.** Properties and behaviour of Hong Kong marine deposits with different clay contents. Can. Géotech. J. Vol. 36, pp 1085-1095.
- Yoichi Okura., HirotakaOchiai., Toshiaki Sammori., 2002.**The effect of void ratio on flow failure generation caused by monotonic liquefaction. International Congress, Interpraevent 2002 in the pacific Rim-Matsumoto/Japan. Congress publication, volume 2, pp. 537-545.
- Zhang C L, Rothfuchs T, Su K & Hoteit N., 2007.** Experimental study of the thermohydro-mechanical behaviour of indurated clays. Physics and Chemistry of the Earth 32, pp 957-965.
- Zhuang X, Didwania A K and Goddard J D., 1995.** Simulation of the quasi-static mechanics and scalar transport properties of ideal granular assemblages. Journal of Computational physics, 121(2), pp 331–346.

ANNEXE 1

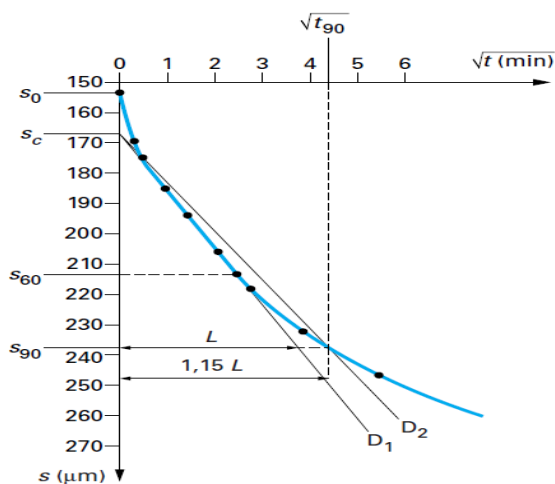


Détermination de C_c et σ'_p .

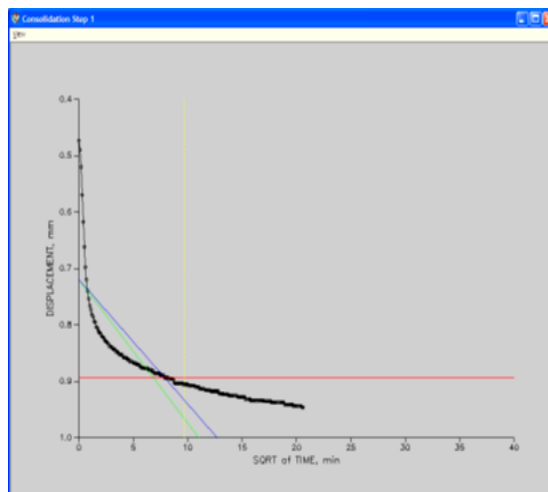


Détermination de C_s .

Figure 1 : Exemple de détermination des paramètres œdométriques.



Source : Norme (XP P 94-090-1).



Source : Logiciel de l'œdomètre utilisé.

Figure 2: Courbe de tassement en fonction de la racine carrée du temps, (Méthode de Taylor).

Tableau 1: Paramètres de compressibilité des matériaux (sable, marne et argile).

Echantillons	C_c	C_s	σ'_p (kPa)	e_i	e_f
Argile	0,213	0,037	28	0,81	0,57
A+10%	0,212	0,036	29	0,82	0,56
A+20%	0,196	0,033	24	0,77	0,54
A+30%	0,194	0,032	20	0,74	0,46
Sable	0,030	0,004	38	0,72	0,65
S+10%	0,025	0,005	85	0,55	0,51
S+20%	0,048	0,008	42	0,53	0,46
S+30%	0,058	0,010	40	0,49	0,37
Marne	0,202	0,043	24	0,81	0,53
M-A	0,210	0,027	24	0,80	0,53
A-M	0,212	0,029	28	0,79	0,58
A-M-A	0,213	0,019	24	0,85	0,61
M-A-M	0,200	0,022	25	0,81	0,55
S-M	0,149	0,024	38	0,86	0,69
M-S	0,153	0,026	28	0,86	0,63
M-S-M	0,159	0,047	30	0,79	0,64
S-M-S	0,106	0,022	36	0,81	0,67
S-A	0,159	0,026	29	0,83	0,62
A-S	0,164	0,031	27	0,81	0,61
A-S-A	0,174	0,037	30	0,78	0,59
S-A-S	0,104	0,019	33	0,81	0,65

Tableau 2: Valeurs du coefficient de perméabilité des sols.

Tableau 1 - Valeurs du coefficient de perméabilité des sols				
Type de sol	Gravier	Sables	Limons (silt)	Argiles
k (m/s)	10^0	10^{-3}	10^{-6}	10^{-9} à 10^{-11}
Méthode de mesure en laboratoire	Perméamètre à charge constante		Perméamètre à charge variable	

Source : Magnan (1999).

ANNEXE 2

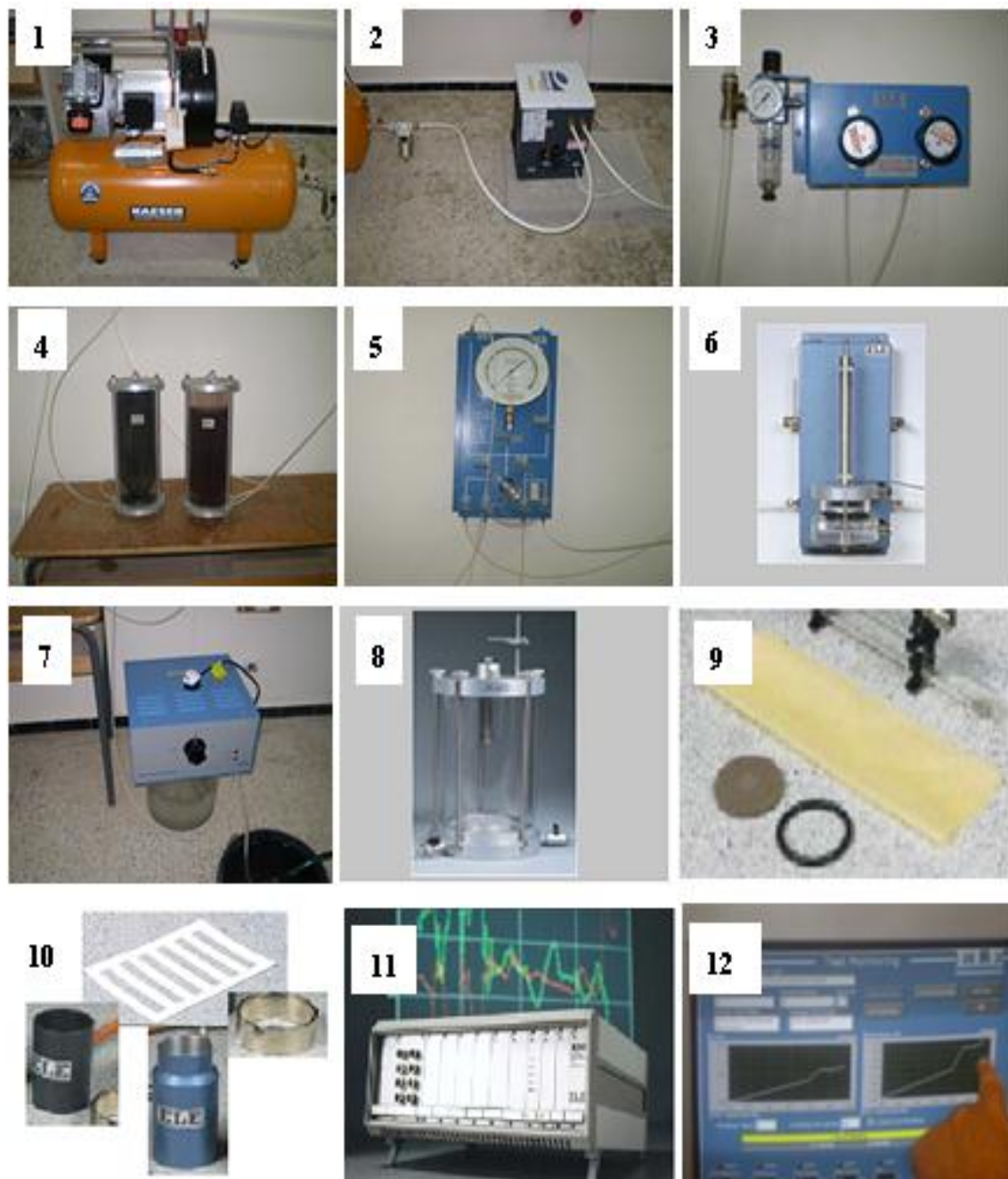


Figure 1 : Principaux éléments de l'appareil triaxial utilisé.

1. Compresseur d'air : il représente une source de pression, il permet de générer la pression cellulaire, pression de confinement (cell pressure) et la contre pression (back pressure).
2. Dessiccateur d'air : il permet de sécher l'air, afin de protéger les différents composants de l'appareil du phénomène de corrosion dû à l'air humide.
3. Panneau réducteur de pression d'air, il permet de réduire et régler la pression de confinement et la contre pression (cell pressure et back pressure), générées directement par le compresseur en valeurs maximales.

4. Assemblage de transmission de pression air/eau type « poire », elles permettent de transformer la pression de l'air qui est compressible (variable) en la pression de l'eau incompressible (invariable).
5. Panneau universel de distribution d'eau avec pompe à vis, réservoir et manomètre à large cadran, en ouvrant ou en fermant les différents robinets, il permet la distribution et le guidage de l'eau à travers les tuyaux aux différents compartiments de l'appareil.
6. Dispositif de changement de volume, en positionnant le bras à gauche sur l'une des trois positions (en haut, en bas ou au milieu) et en ouvrant ou en fermant le robinet de droite, il permet l'alimentation de l'échantillon en eau au cours de l'étape de saturation et le drainage au cours des étapes de consolidation et du cisaillement drainé.
7. Appareil de production d'eau désaérée, il permet de désaérer l'eau (éliminer tout l'air présent dans l'eau), afin d'éviter toute perturbation des pressions dues à la compression de l'air.
8. Cellule d'essai, elle permet de contenir l'échantillon et l'eau pour appliquer les différentes pressions. Elle peut supporter une pression maximale de 1700 kPa.
9. - Membrane "latex" : assure l'étanchéité, elle permet d'envelopper l'échantillon et de l'isoler de l'eau présente dans la cellule.
 - joints toriques : ils resserrent la membrane sur l'embase et le cap pour assurer l'étanchéité et éviter l'infiltration de l'eau de la cellule à l'intérieur de la membrane et donc à l'intérieur de l'échantillon.
 - Pierres poreuses : elles permettent le drainage, elles laissent passer l'eau sans laisser passer les particules constituant l'échantillon.
10. Papier filtre, pour faciliter le drainage de l'échantillon. Outil de montage de la membrane sur l'échantillon sans l'écraser. Cylindre fondu, pour le montage des joints sur la membrane, moule en deux parties pour la fabrication des échantillons reconstitués.
11. Unité d'acquisition de données (ADU).
12. Ordinateur, muni de logicielle "Data System 7" (DS7). Il permet le traitement des données, et la génération du fichier résultats.