

UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA

Faculté des Sciences de l'Ingénieur
Département de Génie Civil

MEMOIRE DE MAGISTER

Spécialité : Construction civile et industrielle

ELABORATION ET ANALYSE D'UN MUR COMPOSITE EN SABLE-TISSU TECHNIQUE

Par

BENOUALI Abdelhamid

Ingénieur en travaux publics

Devant le jury composé de

S. KENAI	Professeur, Université de Blida	Président
Z. ZITOUNI	Maître de conférence, Université de Blida	Examineur
F. BENABDELOUAHEB	Chargé de cours, ENTP d'Alger	Examineur
M. TAKI	Maître de conférence, ENTP d'Alger	Examineur
A. BOUAFIA	Professeur, Université de Blida	Co-rapporteur
L. MENAA	Chargé de cours, université de Médéa	Rapporteur

Blida, Septembre 2006

ABSTRACT

The mean of reinforcement grounds by total confinement in fabric envelopes constitutes, through its three-dimensional characteristic and its mechanism of operation, an appealing technical solution, particularly in cases where the filling material is of lesser quality. The justification of such ventures is based essentially on the améioration of mechanical characteristics by the confinement and the abundant availability of these materials and less coast

The goal of this work is to analyze and determine the characteristics of such a strengthening scheme as well as to understand the mechanical operation of its underlying structure.

So the judicious combination of the abundant availability of these materials with some technicals and innovates matériaux can resolves certains concern of builduig in our contry.

Keys words : structure, confinement, retaining wall, technical fabric, reduced model, Ansys, size effect, scale effect, dilatancy, adapting, géofabric, géosynthetics, géomatériaux, reinforcement.

RESUME

Le principe du renforcement des sols par confinement total sur enveloppe en tissu constitue, de par son caractère tridimensionnel et son mécanisme de fonctionnement, une solution technique intéressante pour les matériaux pulvérulents dépourvus de cohésion tel que les sables par exemple. La justification de ces ouvrages est double : d'abord mécanique par l'amélioration de leur résistance à la compression et au cisaillement, ensuite économique par l'utilisation des matériaux locaux disponibles et moins chers.

Le but de ce travail est de caractériser ce renforcement et de comprendre son fonctionnement mécanique.

Ainsi, la combinaison judicieuse des matériaux locaux avec quelques techniques et matériaux innovants pourrait répondre à certaines préoccupations de la construction dans notre pays.

Mots clés : structure, confinement, mur de soutènement, tissu technique, modèle réduit, Ansys, effet d'échelle, dilatance, écoulement, accommodation, géotextile, géosynthétique, géomatériaux, renforcement.

A ma chère et tendre mère

A la mémoire de mon père

A mes frères et sœurs

REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier toute les personnes qui m'ont appuyés et soutenues lors de la réalisation de cette recherche, en commençant par mes encadreurs de recherche, Mr. Bouafia A et Mr. Menaâ L.

A tous mes enseignants de la post –graduation, je leurs dit merci beaucoup pour les enseignements reçus durant l'année théorique.

Je remercie également le CNERIB et le CTPP, qui par leurs équipements matériels, m'ont permis de réaliser ce projet.

Un merci spécial est adressé à Mr. Arab R, Docteur Ingénieur pour son support technique et ses précieux conseils même de loin, sans quoi ce travail aurait été beaucoup plus fastidieux.

Mes remerciements s'adressent également au personnel administratif de l'institut de génie civil pour avoir facilité l'accomplissement de certaines tâches. Comme je remercie au passage mes camarades de la promotion et mes collègues de travail qui, par leurs conseils et leurs encouragements, m'ont grandement aidé.

Finalement, je tiens à remercier particulièrement Mr.Rebzani.B, pour les apports et les encouragements qu'il ma prodigué.

LISTE DES ABREVIATIONS ET SYMBOLES

Introduction

MI Mètre linéaire

Chapitre1 : Généralités

PVC Polychlorure de vinyle
PE Polyéthylène
PP Polypropylène
CEN Comité Européen de Normalisation
 ϕ s-g Angle de frottement sol-géotextile
C Cohésion apparente
pH Potentiel hydrogène
UV Ultraviolet
TINDALL ex INDITEX (Société de production du tissu industriel)
HDPE Polyéthylène haute densité
I.R.I.G.M Institut de recherche interdisciplinaire de géologie et de mécanique
B.T.P.H Bâtiment, Travaux Publics et Hydraulique
 ϕ c Angle de frottement caractéristique
 η c Niveau de contrainte
 ϕ u Angle de frottement inter granulaire
 ϕ cv Angle de frottement à volume constant
 ϕ f Angle de frottement intermédiaire
 ϕ p Angle de frottement au pic
dq Accroissement de charge
Eeq Module d'Young équivalent
N Newton
 ψ Angle de dilatance
E Module d'élasticité initial
 ν Coefficient de poisson
 σ_1 - σ_3 Déviateur de contrainte
 σ Contrainte normale

Chapitre 2 : Présentation du programme expérimental

C.T.T.P Contrôle Technique des Travaux Publics
CNERIB Centre National d'Etudes et Recherches intégrées au Bâtiment
1/N Echelle de réduction
NA Norme algérienne
kN Kilonewton
E Module de Young
G Module de cisaillement
Ef Module de déformation transversal en flexion
 q^p Charge sur prototype

q^m	Charge sur modèle réduit
q^*	Echelle de réduction sur les efforts
ϕ_{pic}	Angle de frottement interne au pic
ϕ_{cv}	Angle de frottement interne à volume constant (état ultime)
t/m ³	Tonne par mètre cube

Chapitre 3 : Résultats du programme expérimental

Rt	Résistance à la traction
C.V	Coefficient de variation
Pa	Pascal
Kgf/cm ²	Kilogramme force par centimètre carré
ε_{sc}^r	Déformation à la rupture du sable confiné
ε_{snc}^r	Déformation à la rupture du sable non confiné
τ	Contrainte de cisaillement
C	Cohésion apparente
σ	Contrainte normale
τ_{snc}	Contrainte de cisaillement du sable non confiné
τ_{sc}	Contrainte de cisaillement du sable confiné

Chapitre 4 : Etude de simulation numérique

$d \varepsilon^p$	Tau de variation des déformations plastiques
λ	Multiplicateur plastique
Q	Potentiel plastique
σ	Contrainte
σ_1	Contrainte principale majeure
σ_3	Contrainte principale mineure
F (σ)	Critère de rupture
K	Constante du matériau

LISTE DES ILLUSTRATIONS ET FIGURES

Fig.1.1	Principe de renforcement par effet d'armature	6
Fig.1.2	Principe de renforcement par effet membrane	6
Fig.1.3	Exemples d'application à effet membrane recherché 3a : Orniérage 3b : Remblai sur sol compressible 3c : Limitation des effondrements 3d : Colonnes ballastées	8
Fig.1.4	Exemples d'application à effet membrane non recherché 4a : Sacs et gabions 4b : Murs de soutènement 4c : Ancrage en tranchée 4d : Stabilité des pentes	8
Fig.1.5	Méthode de détermination des différents modules	10
Fig.1.6	Méthode d'essai pour la détermination de la raideur G d'un géotextile	11
Fig.1.7	Caractéristiques d'interfaces	11
Fig.1.8	Essai de cisaillement plan direct (I.R.I.G.M - L.g.m) - Dispositif dans le cas de l'essai de frottement sol – géosynthétique	12
Fig.1.9	Courbes effort-déformation de plusieurs fibres	21
Fig.1.10	Courbe intrinsèque d'un sable	25
Fig.1.11	Variation de volume au cours d'un essai triaxial CD pour les sols pulvérulents	28
Fig.1.12	Méthode de détermination des paramètres de déformabilité pour les sols Pulvérulents	28
Fig.1.13	Déformation dans un matériau granulaire lors d'un cycle de chargement	29
Fig.1.14	Déformation sous sollicitation d'un sac de sable confiné sur tissu	32
Fig.1.15	Principe de fonctionnement du confinement	33
Fig.1.16	Évolution de la cohésion fictive sous contraintes radiales réelles	34

Fig.1.17	Géotextile alvéolaire	36
Fig.1.18	Représentation de l'effet du confinement sur le plan de Mohr	36
Fig.1.19	Représentation schématique d'un comportement élastoplastique	39
Fig.1.20	Représentation schématique des différents types d'érouissage	39
Fig.2.1	Appareil d'essai de traction pour bandes de tissu	47
Fig.2.2	Appareil d'essai de compression	49
Fig.2.3	Banc d'essai réalisé pour essai de cisaillement sur échantillons cubiques	50
Fig.2.4	Banc d'essai réalisé pour essai de flexion sur échantillons parallélépipédiques	51
Fig.2.5	Principe de chargement horizontal uniformément réparti du mur	53
Fig.2.6	Principe de passage d'un prototype au modèle réduit	54
Fig.2.7	Banc d'essai réalisé pour chargement horizontal du mur modèle réduit	56
Fig.2.8	Appareil pour essai de cisaillement direct	57
Fig.2.9	Appareil pour essai de cisaillement au triaxial classique	57
Fig.3.1	Courbes granulométriques des sables de l'étude	60
Fig.3.2	Comportement en traction du tissu	61
Fig.3.3	Couture avec un pas espacé (3960.02 μm)	62
Fig.3.4	Couture avec un pas serré (1649.2 μm)	62
Fig.3.5	Faciès des ruptures a : Bandes témoins b : Bandes soudées c : Bandes cousues	63
Fig.3.6	Influence de la vitesse de déformation sur le comportement en traction	67
Fig.3.7	Influence de la vitesse de déformation sur l'allongement et la résistance	68
Fig.3.8	Allongement et force de rupture en fonction de la longueur de l'éprouvette	69

Fig.3.9	Allongement et force de rupture en fonction de la largeur de l'éprouvette	70
Fig.3.10	Comportement des bandes a : avant traction b : tendue	70
Fig.3.11	Effet d'un chargement répété sur le comportement en traction (sens chaîne)	71
Fig.3.12	Effet d'un chargement répété sur le comportement en traction (sens trame)	72
Fig.3.12bis	Réponse cyclique du tissu : phénomène d'accommodation	73
Fig.3.13	Echantillons de cube de sable de tailles différentes	76
Fig.3.14	Appareil utilisé pour essai de compression	78
Fig.3.15	Courbes contrainte- déformation sur échantillons cubiques	79
Fig.3.16	Courbe de variation du module en fonction de la déformation	80
Fig.3.17	Effet de la taille des échantillons sur le module de Young	81
Fig.3.18	Evolution du module en fonction de la déformation	81
Fig.3.19	Schéma du principe du confinement d'un sac sous sollicitation verticale	83
Fig.3.20	Cube en phase de compression : rupture du fil de couture au niveau de l'arête	83
Fig.3.21	Dispositif de montage expérimental de l'essai de cisaillement	84
Fig.3.22	Courbe de comportement à l'essai de cisaillement	86
Figure3.23	Courbes de rechargement tracées à partir de l'origine	87
Fig.3.24	Effet de la taille des échantillons sur le module de cisaillement	88
Fig.3.25	Evolution du module de cisaillement au cours de la distorsion pour différentes tailles d'échantillons	88
Fig.3.26	Courbes individuelles « effort-déplacement » des trois échantillons	92
Fig.3.27	Courbe moyenne « effort-déplacement » des trois échantillons	92
Fig.3.28	Courbes individuelles « charge/recharge » tracées à partir de l'origine	93
Fig.3.29	Courbe moyenne « charge/recharge » tracée à partir de l'origine	94
Fig.3.30	Courbe « effort distorsion » : branche de rechargement avec courbe de tendance	95

Fig.3.31	Courbes individuelles « effort-déplacement » des trois échantillons	96
Fig.3.32	Courbe moyenne « effort-déplacement » des trois échantillons	96
Fig.3.33	Courbe « contrainte déformation » avec courbe de tendance	97
Fig.3.34	Dispositif du montage expérimental de l'essai de flexion	98
Fig.3.35	Courbes individuelles «charge/recharge » des trois échantillons	100
Fig.3.36	Courbe moyenne « charge/recharge» des trois échantillons	100
Fig.3.37	Courbes individuelles « charge/recharge » tracées à partir de l'origine	101
Fig.3.38	Courbe moyenne « « charge/recharge » tracée à partir de l'origine	101
Fig.3.39	Courbe « contrainte- déformation » (branche de rechargement) avec courbe de tendance	102
Fig.3.40	Influence de la granularité du sable les déformations à l'essai de cisaillement	103
Fig.3.41	Influence de la granularité du sable les déformations à l'essai de compression	104
Fig.3.42	Effet de la couture sur la résistance	105
Fig.3.43	Influence du rapport S/V sur la mobilisation des déformations de confinement	106
Fig.3.44	Effet d'un chargement répété sur la résistance	108
Fig.3.45	Evolution des déformations plastiques en fonction du nombre de chargement	109
Fig.3.46	Schéma du montage expérimental pour le mesurage des déformations latérales	110
Fig.3.47	Courbes des déformations axiales et latérales à l'essai de compression	111
Fig.3.48	Courbe de variation du rapport de déformation latérale à la déformation axiale en fonction de la charge	112
Fig.3.49	Schéma du montage expérimental du mur modèle réduit	117
Fig.3.50	Position des dispositifs de mesure des déplacements	117
Fig.3.51	Courbes de chargement / déchargement du mur	119

Fig.3.52	Déplacements en tête et à mi-hauteur du mur	119
Fig.3.53	Evolution du déplacement en fonction de la durée du palier	120
Fig.3.54	Principe de détermination du point de rotation du mur	122
Fig.3.55	Formation des plis de compression (festonnage) au cours du déplacement du mur	123
Fig.3.56	Schéma du mur amorçant la rupture	124
Fig.3.57	Eprouvettes cylindriques pour essais de cisaillement	126
Fig.3.58	Courbe « effort-déformation » à l'essai triaxial	126
Fig.3.59	Courbe intrinsèque à l'essai triaxial - Représentation dans le plan de Mohr	127
Fig.3.60	Courbe « contractance –dilatance » sur un sable grossier à l'essai triaxial	130
Fig.4.1	Géométrie du modèle en 3D	143
Fig.4.2	Modèle discrétisé	144
Fig.4.3	Conditions aux limites appliquées	145
Fig.4.4	Approche itérative de la solution par la méthode de Newton Raphson (2 incréments de charge) (ANSYS 5.4, 1997)	146
Fig.4.5	Aspect du mur déformé	151
Fig.4.6	Allures des déplacements en tête et à mi hauteur obtenus par ANSYS 5.4	152
Fig.4.7	Comparaison des déplacements obtenus à mi-hauteur du mur	153
Fig.4.8	Comparaison des déplacements obtenus en tête du mur	154
Fig.4.9	Déplacements calculés à mi-hauteur du mur	157
Fig.4.10	Déplacements calculés en tête du mur	157

LISTE DES TABLEAUX

1.1	Relation entre les fonctions et les propriétés des géotextiles	5
1.2	Quelques applications basées sur le concept de renforcement par effet membrane	7
1.3	Comportement du tissu vis à vis de certains produits chimiques	16
1.4	Quelques références d'utilisation du tissu technique dans le monde	17
1.5	Comparaison des caractéristiques des fibres polyester et polyamide	20
1.6	Caractéristiques comparées des principales fibres textiles techniques	20
1.7	Échelles usuelles de similitude	43
2.1	Échelle de réduction des dimensions et des forces	55
3.1	Résultats des analyses effectuées sur les sables	60
3.2	Valeurs moyennes des résultats des essais de traction	63
3.3	Récapitulatif des résultats en fonction de la vitesse de déformation	67
3.4	Récapitulatif des résultats en fonction de la dimension des bandes	69
3.5	Récapitulatif des résultats des essais de durabilité	74
3.6	Valeurs moyennes des masses volumiques des cubes après densification	77
3.7	Valeur des modules de déformation en fonction de la taille des échantillons	80
3.8	Valeurs brutes obtenues sur cube de 10x10x10 cm ³	84
3.9	Valeurs brutes obtenues sur cube de 20x20x20 cm ³	85
3.10	Récapitulatif des valeurs traitées	85
3.11	Récapitulatif des résultats de l'essai de cisaillement	91
3.12	Récapitulatif des résultats de l'essai de flexion	99

3.13	Valeurs des déformations axiales en fonction de N	109
3.14	Récapitulatif des déplacements synchrones latéral et axial	111
3.15	Caractéristiques dimensionnelles du mur modèle réduit	115
3.16	Récapitulatif des résultats obtenus à l'essai de chargement horizontal effectué sur le mur modèle réduit	118
3.17	Valeurs des caractéristique de cisaillement obtenus à partir des essais triaxial et de cisaillement à la boîte	128
4.1	Éléments choisis pour la simulation des matériaux	140
4.2	Valeurs des constantes réelles utilisées pour le modèle	141
4.3	Paramètres introduits pour la définition des matériaux du modèle	142
4.4	Coordonnées cartésiennes utilisées pour la définition de la géométrie du mur	142
4.5	Commandes utilisées pour le contrôle d'une analyse non linéaire	147
4.6	Commandes utilisées pour le contrôle du « solvers » et de l' « output »	147
4.7	Commandes utilisées pour la définition de l'algorithme non linéaire	148
4.8	Commandes utilisées pour les critères de convergence	148
4.9	Commandes utilisées pour la description du comportement du programme	148
4.10	Configuration du chargement utilisé dans l'analyse non linéaire du modèle	149
4.11	Valeurs des déplacements obtenus par ANSYS 5.4	150
4.12	Différentes simulations considérées	156

TABLE DES MATIERES

RESUME

REMERCIEMENTS

TABLE DES MATIERES

LISTES DES ABREVIATIONS, FIGURES ET TABLEAUX

INTRODUCTION

1. GÉNÉRALITÉS	04
1.1. Géotextiles.....	04
1.2. Tissus techniques.....	16
1.3. Comportement des sables.....	24
1.4. Notions sur le seuil de plasticité, écrouissage et surfaces de charge.....	38
1.5. Notions sur les effets de la taille et des effets d'échelle.....	40
1.6. Notions sur la théorie de similitude dans les études sur modèles réduits.....	42
2. PRÉSENTATION DU PROGRAMME EXPÉRIMENTAL	44
2.1. Exposé du programme expérimental.....	44
2.2. Détail du programme expérimental.....	46
3. RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX ET DISCUSSION	60
3.1. Caractérisation des sables et du tissu technique.....	60
3.2. Caractérisation mécanique de la structure.....	76
3.3. Étude expérimentale sur mur modèle réduit.....	115
3.4. Caractérisation mécanique du comportement au cisaillement du sable vierge et sable confiné.....	126
4. SIMULATION NUMÉRIQUE	132
4.1. Rappels théoriques.....	132
4.2. Simulation effectuée a l'aide du code Ansys 5.4 (1997).....	138
4.3. Comparaison expérimentation – simulation.....	153
4.4. Etude paramétrique.....	156
4.5. Conclusion.....	159

CONCLUSION GÉNÉRALE ET PERSPECTIVES

APPENDICE

REFERENCES

INTRODUCTION

1- présentation de l'idée de recherche

L'idée d'utiliser les matériaux largement disponibles pour la construction a jalonné les civilisations depuis les temps les plus reculés. De nos jours, la dominance des nouvelles technologies dans la vie courante, bien maîtrisées et largement développées, a tendance à uniformiser et à généraliser le même type de construction de part le monde. Les constructions en béton armé en sont le témoignage le plus éloquent.

La réalisation des constructions en matériaux locaux reste l'apanage des populations démunies, elle concerne également des zones inaccessibles (Sahara, hauts plateaux,...) où le problème de transport de matériaux conventionnels augmente les coûts des constructions et cause des difficultés par l'irrégularité des approvisionnements.

Ainsi, la combinaison judicieuse des matériaux locaux avec quelques techniques et matériaux innovants pourrait répondre à certaines préoccupations de la construction dans notre pays. Dans la présente étude, il s'agit d'utiliser du sable dans des enceintes de tissus synthétiques. Peu d'études ont porté sur ce sujet en Algérie de même que dans la plupart des pays.

En France et en ex-URSS par exemple des études ont porté sur des structures gonflables et il a été prouvé qu'elles peuvent supporter des charges considérables comparables au béton.

Le principe de notre étude consiste, par analogie aux structures gonflables, à faire travailler une enveloppe souple en tissu synthétique à la traction, avec un matériau pulvérulent (sable) qui lui travaillera à la compression et au cisaillement.

La disponibilité du sable ne pose aucun problème et l'industrie chimique et textile en Algérie produit plus de 1,5 millions de ml de textile à haute caractéristique et grande capacité portante, dans diverses unités et notamment celle de M'sila.

2- objectif de l'étude

Le principe du renforcement de sol par un tissu utilisé comme enveloppe constitue, de par son caractère tridimensionnel et son mécanisme de confinement, une solution

technique intéressante notamment pour le cas où le remplissage est fait en matériaux granulaire dépourvus de cohésion, comme c'est le cas des sables par exemple.

La justification mécanique de ces ouvrages est essentiellement basée sur le gain induit par le confinement. Cette recherche consiste à étudier le comportement global des structures en tissu technique à partir d'approches expérimentales et elle consiste en l'analyse et la mise au point d'un mur en sol-tissu technique pour son application en géotechnique.

L'objectif étant de vérifier la faisabilité de renforcement de sol par structure continue enveloppe en tissu technique.

Les premières applications prévues à l'aide de ce système sont :

- des murs de soutènement,
- des pans de murs porteurs,
- des murs écrans anti bruit.

Pour ce faire, le programme expérimental consiste à :

- 1) identifier les propriétés physico mécaniques du tissu industriel,
- 2) analyser et comprendre le fonctionnement mécanique sur petits modèles de structure,
- 3) déterminer les caractéristiques mécaniques notamment les modules globaux de déformation et résistances de ces structures,
- 4) étudier sur un modèle réduit le comportement et la stabilité d'un mur sous sollicitation horizontale.

Enfin, l'étude théorique à l'aide d'un logiciel de calcul du comportement du mur (en sable confiné) sera comparée aux résultats expérimentaux obtenus sur un mur similaire en modèle réduit à l'échelle 1/5 testé en laboratoire.

3. Sols – tissus techniques

Contrairement aux géotextiles, où la littérature abonde en matière de leur application en géotechnique, on constate qu'il est rarement fait appel au tissu technique dans ce domaine.

Par analogie aux géotextiles et pour que deux matériaux puissent collaborer, par exemple dans le cas qui nous concerne (sable et tissu technique), il est nécessaire qu'ils présentent d'une part des caractéristiques communes, et d'autre part qu'ils puissent remplir des fonctions différentes mais complémentaires, de façon à ce que chaque matériau puisse profiter des caractéristiques de l'autre (association de type « symbiose »).

L'une des caractéristiques communes de ces matériaux est leur très grande déformabilité. En effet, le tissu du fait de sa grande flexibilité, peut suivre le sol dans sa grande déformation pouvant s'y produire sous l'effet d'une sollicitation externe. De plus, la partie rugueuse du tissu (surface gaufrée), pourrait faciliter la collaboration entre le tissu et le sable.

Si les tissus techniques et les sables peuvent être considérés comme deux matériaux très déformables comparativement à certains matériaux classiques de construction tels que le béton ou l'acier, ils présentent cependant des différences en matière de comportement vis-à-vis des sollicitations externes. Ainsi, les tissus du fait de la présence de l'armature de renfort, sont en mesure de pouvoir travailler en traction, ce qui n'est pas le cas des sols et du sable en particulier ; pour les sables où c'est bien le cas, par exemple un sable stabilisé dans sa masse par un liant quelconque pour lui conférer une cohésion par collage, les efforts de traction pouvant être repris, sont nettement inférieurs aux tractions admissibles sur les tissus techniques ; par ailleurs, en raison de la structure fibreuse des tissus, ces derniers ne peuvent se déformer qu'avec une certaine continuité ; une rupture locale comme on en constate parfois dans les sols, n'est possible dans le cas des tissus qu'en appliquant des sollicitations qui sont nettement plus élevées que celles causant une rupture dans les sols ; par exemple les déplacements relatifs des grains lors des phénomènes de tassements ou de cisaillement ne peuvent se produire dans les tissus.

Enfin, la caractéristique de complémentarité, qui réside dans la structure des matériaux en présence est le phénomène décisif dans le principe de renforcement. En effet, dans le cas d'un renforcement de sol par nappes horizontales en géotextiles, c'est le frottement à l'interface qui est décisif dans la mesure où tout déplacement relatif du sable par rapport au tissu lui transmet des efforts tangents qui entraînerait sa mise en tension. Par contre dans le cas d'un renforcement par confinement total dans une enveloppe en tissu souple, c'est le caractère tridimensionnel de la structure qui est décisif dans la mesure ou toute déformation à volume constant de l'ouvrage, génère par mise en tension contrôlée du tissu, des contraintes internes de compression.

CHAPITRE 1

GÉNÉRALITÉS

1.1. Géotextiles

Les géotextiles ont connu un essor considérable en Génie Civil durant ces vingt dernières années. Actuellement, ils sont présents dans la plupart des ouvrages en Génie Civil et leurs domaines d'application ne cessent de s'accroître.

Dans ce chapitre il est rappelé en premier lieu les principales applications et fonctions des géotextiles, puis est décrit l'utilisation des géotextiles en renforcement, les différentes applications ainsi que les mécanismes mis en jeux. Nous rappellerons également les propriétés mécaniques ayant une influence sur le renforcement.

1.1.1 Définition

Les géotextiles sont des matériaux élaborés en général à partir de composés synthétiques à base de polymères de synthèse issus de l'industrie chimique (polyamides, polypropylènes, polyéthylènes haute et basse densité, polyesters ou produits bitumineux), mais également à partir de produits naturels tels que le coton ou la jute. Ce sont à la fois les caractéristiques physiques et hydrauliques des produits de base, le mode de fabrication, et le mode d'assemblage (tissage, aiguilletage ou thermo collage) qui vont conditionner les propriétés finales des produits géotextiles.

Il existe trois grandes classes de géosynthétiques [18, 44] :

- **Les géomembranes et produits apparentés**, qui servent principalement de barrières étanches et aux polluants et dont les principales caractéristiques sont l'étanchéité et la souplesse. Les principales familles génériques sont les polymères PVC, PE, PP, etc.
- **Les géotextiles et produits apparentés**, qui n'ont aucun rôle d'étanchéité, mais davantage des fonctions de drainage, de filtration, de renfort mécanique et d'anti-poinçonnement. Ils peuvent être à base de fibres courtes ou longues, tissées ou non tissées, thermoliées, aiguilletées, etc.
- **Les géogrilles**, souvent réalisées par étirage à chaud dans le but d'être utilisées comme renfort de sol.

1.1.2. Principales applications et fonctions [18, 44]

Les matériaux géotextiles sont utilisés dans diverses applications pour remplir une ou plusieurs des fonctions suivantes : séparation, filtration, drainage, protection et renforcement.

En fonction des conditions de site (nature du sol, présence d'eau et du type d'application), les géotextiles doivent posséder différentes propriétés.

Les principales fonctions et propriétés des géotextiles sont regroupées dans le tableau 1.1.ci-dessous.

Tableau 1.1 : Relation entre les fonctions et les propriétés des géotextiles (d'après Gico et Perfetti, 1978) [30]

PROPRIETES	FONCTIONS				
	Drain	Filtre	Séparation	Renforcement	Protection
Epaisseur	***	*			***
Compressibilité		**			*
Permittivité	**	***	**		*
Transmissivité	***	*			
Distribution des pores	***				
Résistance à la traction			*	**	*
Raideur				***	
Déformation			***	*	*
Résistance au déchirement			**	**	***
Résistance au percement			***	**	***
Frottement				***	**

: *** propriété d'importance majeure, ** propriété d'importance moyenne, * propriété d'importance faible

1.1.3. Geotextiles de renforcement : principe de fonctionnement

Les géosynthétiques de renforcement sont des éléments présentant une rigidité axiale en traction assez intéressante et une rigidité transversale en flexion- cisaillement très faible. Par conséquent ils peuvent fonctionner de deux manières tout dépend du type de sollicitation auxquels ils seront soumis. En effet, lorsqu'ils sont soumis à des efforts tangents à leur plan, ils s'allongent suivant le principe du schéma de la figure 1.1. Ce type de renforcement est dénommé renforcement par effet d'armature ou renforcement par traction [60].

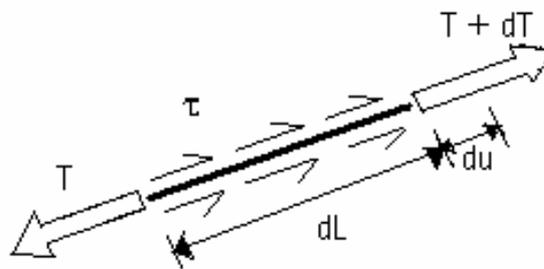


Figure 1.1 : Schéma du principe du renforcement par effet d'armature.

Par ailleurs, lorsqu'ils sont soumis à des efforts perpendiculaires à leur plan, ils vont devoir se déformer en membrane selon le schéma de la figure 1.2, avant de pouvoir mobiliser des efforts de traction et assurer l'équilibre statique de la nappe. Dans ce cas, les déformations de la nappe et du sol support doivent être assez conséquentes, d'où une mobilisation assez tardive du renforcement. Dans ce cas on parlera d'un renforcement par effet membrane.

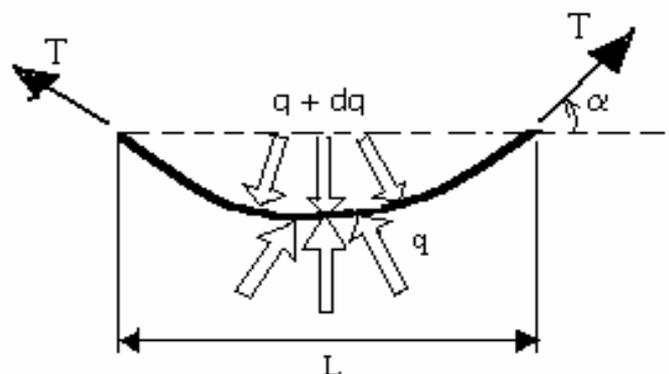


Figure 1.2 : Schéma du principe du renforcement par effet membrane.

Ce dernier comportement a donné lieu à de nombreuses applications sur le terrain [59] dont le concept de renforcement implique directement (effet recherché) ou indirectement (effet non recherché) l'effet membrane.

Le tableau 1.2 ci-dessous donne quelques exemples d'applications basées sur ce concept [84]

Tableau 1.2 : Quelques applications basées sur le concept de renforcement par effet membrane

EFFET MEMBRANE RECHERCHE	EFFET MEMBRANE NON RECHERCHE
<p>Pistes forestières et voies d'accès provisoires sur sols de qualité médiocre : Minimisation du poinçonnement (fig.1.3.a).</p>	<p>Sacs et gabions : Accroissement par serrage de la résistance du sol enfermé dans l'enveloppe par mobilisation en traction de l'enveloppe géosynthétique (fig.1.4.a).</p>
<p>Remblai sur sol fortement compressible : Minimisation importante des déformations du sol support avec répartition des efforts sur une grande étendue (fig.1.3.b).</p>	<p>Massifs de soutènement renforcé : Transmission de l'effet de traction de la partie du géosynthétique en zone active à la partie du géosynthétique en zone passive se fait par un point d'inflexion (fig.1.4.b).</p>
<p>Remblai sur sols potentiellement effondrables : Limitation des effondrements à des mouvements de faibles amplitudes avec traficabilité provisoire pouvant être assurée (fig.1.3.c).</p>	<p>Ancrage en tranchée pour la stabilité des sols en pente : Mobilisation différente des efforts de frottement dans le cas d'un ancrage droit et dans le cas d'un ancrage en tranchée (contrôle de l'érosion, barrière de stockage de déchets) (fig.1.4.c).</p>
<p>Remblai renforcé par colonnes ballastées et géosynthétiques : Garanti d'une meilleure portance du sol support grâce à une mobilisation plus efficace des colonnes ballastées (fig.1.3.d).</p>	<p>Stabilité des pentes : Risque de dysfonctionnement du système de renforcement mis en place à cause de la présence d'une risberme (effet non souhaité) (fig.1.4.d).</p>

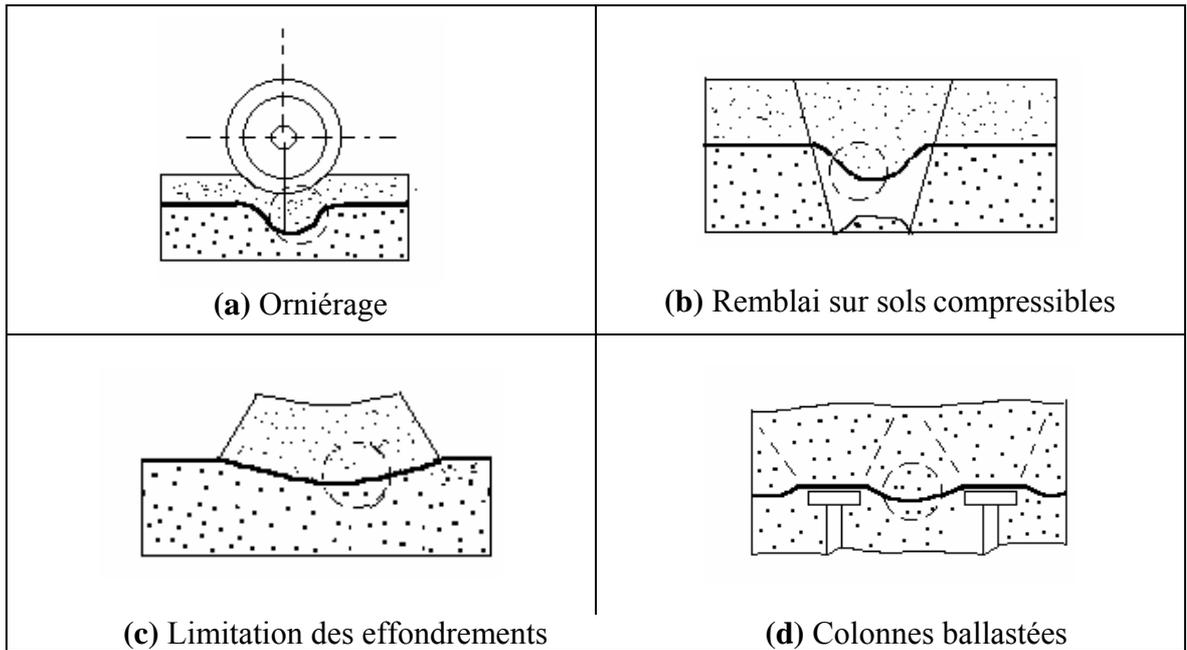


Figure 1.3 : Exemples d'application du principe de renforcement par effet membrane recherché

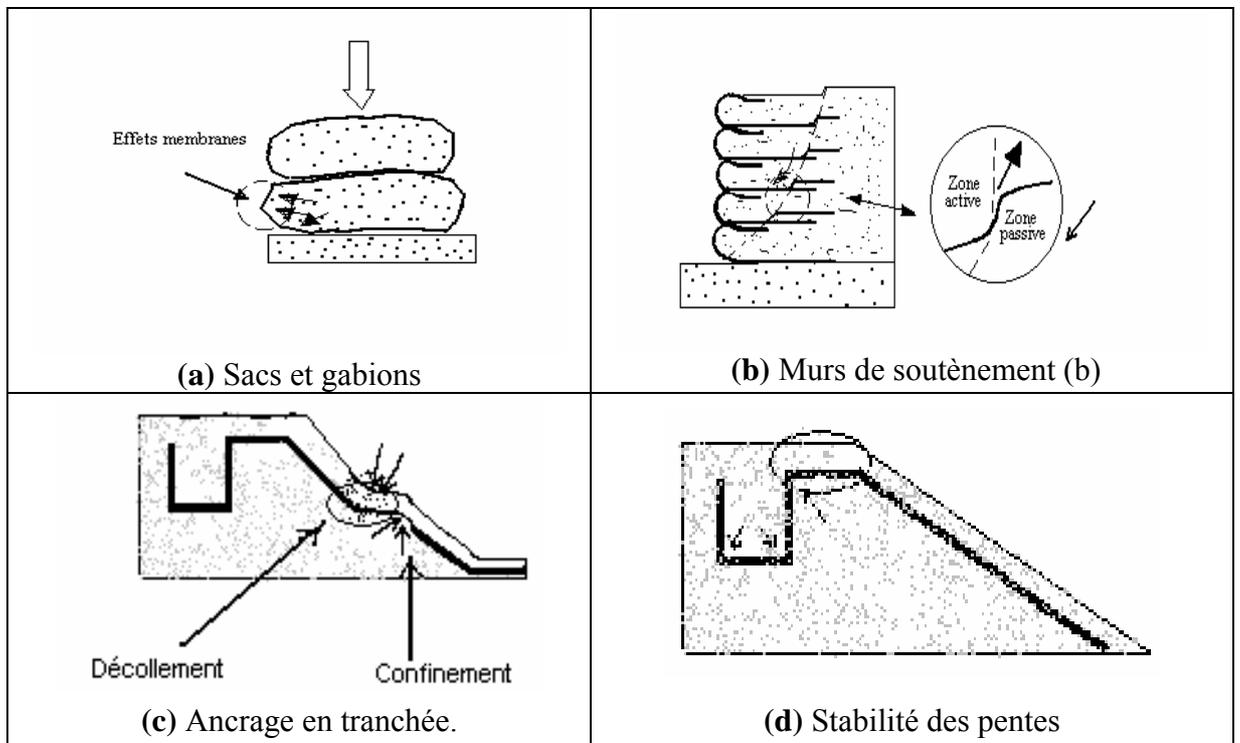


Figure 1.4 : Exemples d'application du principe de renforcement par effet membrane non recherché

1.1.4. Propriétés mécaniques des géotextiles

Les propriétés essentielles au renforcement des ouvrages par les géotextiles sont les propriétés mécaniques (voir tableau tableau 1.1) [30]. L'expérience a montré que le comportement observé dépend des conditions d'essais (grandeur de l'éprouvette, température, mode de chargement, etc.). De ce fait, les résultats d'essais, obtenus suivant des procédures expérimentales différentes, un peu partout en Europe ne peuvent être comparés. C'est la raison pour laquelle le Comité Européen de Normalisation (CEN) a créé en 1989 le Comité Technique 189 "Géotextiles et produits apparentés" dont l'objectif est d'élaborer une normalisation unifiée en ce qui concerne la terminologie, l'identification, l'échantillonnage, les méthodes d'essais et la classification des géotextiles et produits apparentés.

Les sollicitations qui s'appliquent aux renforts sont des efforts répartis qui entraînent leur mise en traction et / ou des efforts concentrés qui se traduisent essentiellement par du percement ou des déchirements. Ces sollicitations peuvent être soit dynamiques, provoqués par une transmission d'énergie rapide dans le géotextile (pendant la mise en oeuvre et le compactage), soit statiques, provoquées par des charges constantes dans le temps (pendant le fonctionnement du géotextile). Les caractéristiques mécaniques les plus significatives pour les géotextiles sont : Le comportement en traction, la souplesse, le frottement et / ou l'ancrage, la résistance au percement et la résistance au déchirement.

1.1.4.1. Comportement en traction

Le comportement en traction est la caractéristique mécanique la plus importante d'un géotextile pour son application comme renfort. La résistance intrinsèque de traction et l'allongement du géotextile à la rupture est déterminée à partir de la courbe "*effort - allongement*". La résistance intrinsèque à la traction (kN/m) est donnée par la force de rupture par unité de largeur. L'allongement à la rupture (%) est l'allongement obtenu sous l'effort de traction maximale. Outre la force de rupture et l'allongement à la rupture, on définit à partir de la courbe "*effort de traction - allongement*". Un troisième paramètre : la raideur qui est le rapport entre la force de traction par unité de largeur et l'allongement correspondant. La raideur s'exprime en kN/m. On peut définir alors plusieurs raideurs correspondant à des taux de déformations ou à des forces de traction données : raideur tangente initiale, raideur tangente et raideur sécante, comme indiqué sur la figure 1.5 ci-dessous.

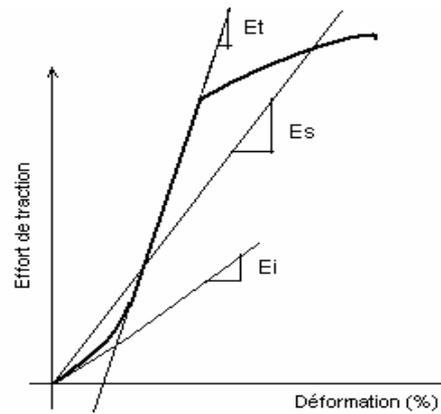


Figure 1.5 : Méthode de détermination des différents modules [31].

Légende : E_i : raideur tangente initiale ; E_t : Raideur tangente ; E_s : Raideur sécante.

Le comportement en traction est très différent d'un type de géotextile à un autre. Les géotextiles sont tous à base de polypropylène et la taille des échantillons est de 200 mm de largeur et 100 mm de longueur.

Le comportement en traction des géotextiles est influencé par de nombreux facteurs:

- la vitesse de déformation,
- la température d'essai,
- la taille des éprouvettes,
- la contrainte de confinement,
- etc...

1.1.4.2. Comportement en flexion : la souplesse

Les géotextiles sont des matériaux d'une grande souplesse ne présentant quasiment pas de résistance à la flexion. Lorsqu'ils sont soumis à des contraintes différentielles (poinçonnement, intersection avec une ligne de glissement), leur comportement est assimilé à celui d'une membrane.

Pour caractériser cette faible raideur en flexion, l'essai textile standardisé est adopté où le géotextile est considéré comme une poutre en console (figure 1.6).

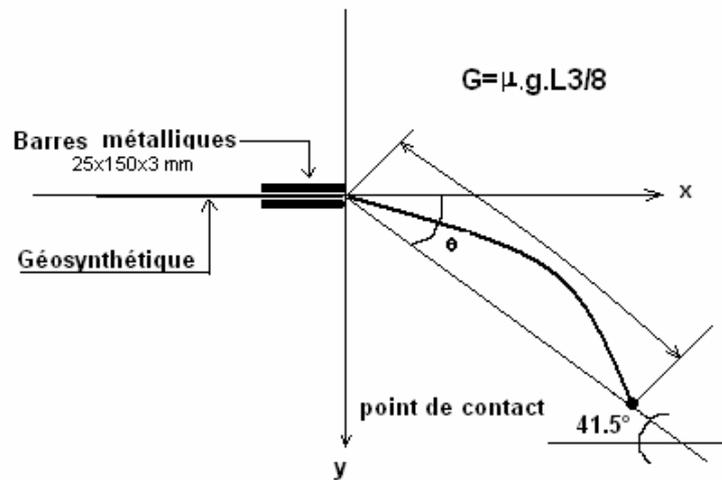


Figure 1.6: Méthode d'essai pour la détermination de la raideur G d'un géotextile [19]

1.1.4.3. Propriété du frottement

La propriété de frottement caractérise la résistance au cisaillement naissant à la surface de contact géotextile- sol et dont elle est le principe de base du renforcement lorsque les deux matériaux collaborent ensemble.

Dans le plan de Mohr, le frottement est caractérisé en général par l'angle de frottement sol –géotextile (ϕ_{s-g}) et par la cohésion apparente du sol (c_a) (figure 1.7).

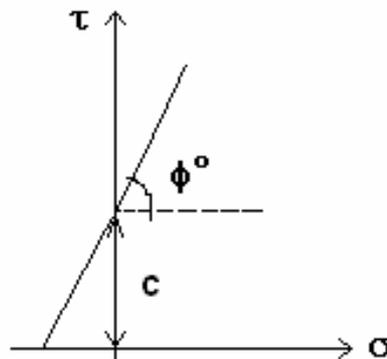


Figure 1.7 : Caractéristiques d'interfaces.

L'angle de frottement est influencé par plusieurs paramètres du géotextile [19] dont les plus importants sont son état de surface, sa souplesse (où la surface de contact est d'autant plus importante que le géotextile est souple) et enfin, la contrainte de confinement normale à son plan.

L'appareil d'essai mis au point par l'I.R.I.G.M et qui permet de déterminer les

caractéristiques de frottement sol - géotextile souple, est constitué par une demi boîte en tête et une plaque métallique sur laquelle le géotextile est fixé par la base (figure 1.8). La contrainte normale est transmise par l'intermédiaire d'une membrane en latex remplie d'eau permettant l'obtention d'une contrainte normale uniforme sur l'échantillon.

La souplesse du support du géotextile et les conditions de fixation de ce dernier (collage ou non) influent notablement sur les résultats des paramètres d'interface. Un soin particulier doit être apporté pour se rapprocher au mieux des conditions réelles.

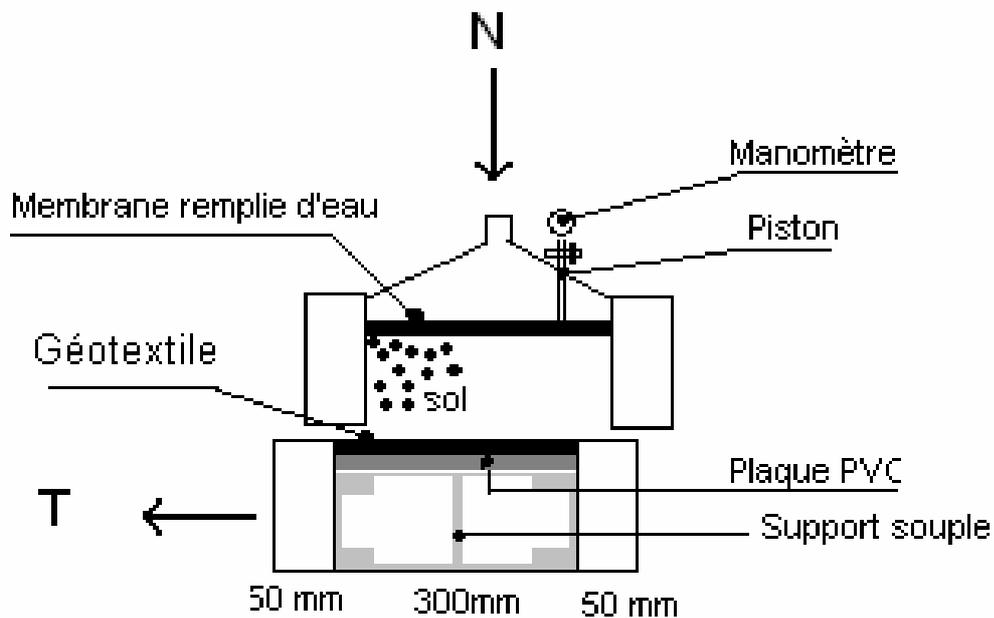


Figure 1.8 : Essai de cisaillement plan direct (I.R.I.G.M. - L.g.m). Dispositif dans le cas de l'essai de frottement sol - géosynthétique.

1.1.4.4. Essai de frottement en plan incliné

Un autre essai pour la détermination des caractéristiques de frottement, notamment la mesure de l'angle de frottement limite a été mis au point par ROWE (1969) [82]. Dans son expérience, il considère deux demi boîtes superposées sur un cadre incliné lié à une rotule. L'angle de frottement limite est obtenu lorsque la demi boîte supérieure entame son glissement. En général les caractéristiques de frottement obtenues sur le plan incliné sont légèrement plus faibles que celles obtenues par l'essai de cisaillement plan direct [50].

1.1.4.5. Résistance au percement

Les principales causes de percement aboutissant à l'altération de continuité du géotextile sont la perforation (coupure), le poinçonnement (effet de compression) et l'éclatement (mise en pression localisée). La résistance au percement mesure la vulnérabilité des géotextiles aux compressions différentielles ou aux chocs provoqués par la chute de matériaux (ce sont en général des contraintes liées à leur mise en œuvre), par exemple lors du remblayage. Elle est caractérisée par la force de poinçonnement exprimée en N et par le diamètre d'ouverture de la perforation exprimé en mm.

1.1.4.6. Résistance au déchirement

La résistance au déchirement est la résistance du géotextile à la propagation et au développement des déchirures locales (déchirures amorcées) obtenues par la jonction de deux actions : une action localisée de type "percement" et une action répartie de type "traction". Elle est normalement exprimée en N.

1.1.4.7. Comportement a long terme

Lors de leur fonctionnement, les géosynthétiques sont soumis à des sollicitations liées à la fois aux contraintes de service et à des conditions d'exposition climatiques.

De nombreuses questions restent encore ouvertes sur le comportement à long terme et la durabilité des polymères géosynthétiques. Les trois phénomènes principaux influençant leur comportement mécanique à long terme sont donc le fluage, la fatigue et la durabilité.

a) Fluage

Le fluage est un phénomène qui se manifeste par une augmentation de la déformation en fonction du temps sous charge constante imposée. Selon certains auteurs [34] le comportement de fluage des géotextiles dépend surtout du type de polymère. Le procédé de fabrication a une importance plus faible. D'autres auteurs [42] et se basant sur une étude menée sur des géotextiles de nature différente, la perte des caractéristiques mécaniques due aux agressions mécaniques pendant la mise en place est nettement plus grande que la perte à attendre du fluage. Les pertes de résistances mesurées n'excédaient guère les 30 pourcent. C'est la raison pour laquelle des géotextiles mixtes combinant un tissé et un non tissé aiguilleté ont été développés. Sur des essais de fluage confinés,

certain auteurs [39] ont montré la différence de comportement entre des polymères à base de polypropylène (PP) et de polyéthylène (PE). Selon ces auteurs, le confinement ne semble pas avoir une influence sur le comportement au fluage des géotextiles (tissés et non tissés).

b) Fatigue

Les causes de sollicitations des ouvrages sont diverses. La rupture par fatigue peut se manifester donc lorsque les géotextiles sont soumis à ces sollicitations d'une façon répétée ou alternée par exemple le vent, le trafic ou l'alternance climatique pour ne citer que celles-ci. L'expérience a montré que la structure du géotextile (tissé ou non tissé) est plus sensible à la fatigue que le polymère lui-même. Ceci reste à vérifier car très peu d'études ont été menées sur cette question à ce jour.

Dans certains cas (géotextiles tissés), la variation de rigidité du matériau, en fonction du nombre de cycles, semble relativement faible tant que l'effort de traction maximum imposé est nettement inférieur à l'effort de rupture. Par contre, dans le cas des non-tissés, une modification de la structure au cours des cycles, résultant d'un certain nombre de paramètres (réorientation des fibres, travail des liaisons inter – fibres,...) survient, ce qui entraîne une modification dans le comportement global au cours des cycles.

c) Durabilité

Ces deux dernières décennies, les matériaux polymères synthétiques ont connu un fort développement dans le génie civil pour divers usages (collage, protection, peinture, étanchéité, géosynthétiques [43, 66]. Ces matériaux sont soumis à un environnement chimique et climatique assez agressif, ce qui affecte bien évidemment leur durabilité. Dans le cas particulier du génie civil, les altérations des matériaux sont majoritairement le fruit d'agressions climatiques, à savoir le rayonnement UV, les variations de température et le pH des eaux de ruissellement. L'ensemble de ces facteurs fait que le matériau perd peu à peu ses propriétés d'usage. Ses fonctions se dégradent et il peut finir par perdre sa fonction d'origine.

L'état actuel des connaissances ne permet de prévoir de manière satisfaisante un comportement que sur 25 années de service [85]. Ce qui peut autoriser du moins la construction d'ouvrages provisoires.

Par ailleurs, la question de la prévision de la durabilité et des performances à long terme des matériaux géosynthétiques est très complexe de par le nombre des facteurs d'agressions et les mécanismes chimiques mis en jeu lors du vieillissement. En effet, bien souvent l'ensemble de ces facteurs interagissent simultanément, ce qui rend encore plus délicat la prévision et l'exploitation des résultats.

Cette question mérite d'être entreprise en étroite collaboration entre les ingénieurs chimistes (polyméristes) et l'ingénieur géotechnicien ou mécanicien de sol pour le choix d'un produit donné. Car si l'un connaît bien le comportement du matériau, l'autre est plus au fait de ses applications sur le terrain. Sachant que les implications financières du choix d'un matériau inapproprié peuvent être très importantes, la nécessité de cette collaboration est donc évidente. Il est en effet très difficile, ou voire impossible de changer un géotextile renforçant un talus de grande hauteur ou confinant des masses importantes de sol !

Les travaux sur la durabilité des géosynthétiques ont vu le jour, sur des considérations majoritairement mécaniques au départ, puis de plus en plus chimiques. Cet aspect a été abordé par des équipes de chercheurs relevant de plusieurs domaines. A ce titre, on peut citer les travaux de [33, 83]. Cet aspect a été également au centre d'intérêt d'autres chercheurs relevant aussi bien du domaine des textiles [32], que celui du génie civil [49, 61, 67].

Cependant, l'approche mécanique, qui est une approche simple, basée sur la mesure de trois paramètres (module élastique, allongement à la rupture et contrainte de traction), est la plus répandue [85].

Se basant sur les travaux de certains auteurs, le critère de fin de vie de l'échantillon le plus significatif est l'allongement à la rupture surtout lorsque les échantillons présentent des paliers d'écoulement marqués [62, 68]. Chez d'autres auteurs, tels que Gijsman et al [62], le critère mécanique est exploité différemment et ils considèrent l'échantillon en fin de vie lorsque le matériau a perdu 50% de ses propriétés d'allongement à la rupture.

1.2. Tissus techniques

1.2.1. Généralités

Les tissus enduits en PVC sont des membranes d'une grande classe des polymères appelés le vinyle. Le PVC est l'abréviation commune pour le chlorure polyvinylique. Ces tissus se composent principalement de chlorure de polyvinyle et de plastifiants qui sont ajoutés à la formulation à des doses bien définies afin de fournir la flexibilité désirée aux tissus enduits.

Sur le plan résistance aux agressions chimiques, la littérature les présentent comme des produits ayant une bonne résistance à un éventail de produits chimiques [97]. La résine de PVC a une excellente résistance chimique. Cependant, le plastifiant limite la résistance chimique de la membrane. En effet le PVC est sujet à une attaque par les produits d'hydrocarbures à base d'huile par contre il oppose une bonne résistance aux composés inorganiques tels que les acides dilués, les sels, les bases fortes et les caustiques comme il n'est pas affecté par la présence des métaux lourds [96].

Le comportement de la membrane PVC vis à vis de certains produits chimiques est donné dans le tableau 1.3 ci-après.

Tableau 1.3 : Comportement de la membrane PVC vis-à-vis de certains produits chimiques [96]

Comportement satisfaisant	Comportement non satisfaisant
Acide acétique à 10%	Acide acétique concentré
Hydroxyde d'ammonium à 25%	Acétone
Nitrate d'ammonium	Benzène
Solution de saumure	Diesel
Chlorure de calcium	Acide nitrique concentré
Ethylène- glycol	Huile de pétrole
Alcool éthylique	Acide sulfurique à 94%
Engrais	Tetrahydrofurane
Acide chlorhydrique	Toluène
Sulfure d'hydrogène	Trichloréthylène
Peroxyde d'hydrogène	
Alcool méthylique	
Acide nitrique à 10%	
Acétate de potassium	
Eau de mer	
Solution de savon	
Hydroxyde de sodium à 25%	

Hypochlorite de sodium à 12%	
Sulfate de sodium	
Acide sulfurique à 20%	
Térébenthine	
Urée à 30%	
Chlorure de zinc	

Ces tissus ont été employés un peu partout dans le monde depuis les années 50. Ils ont été utilisés en Amérique du Nord essentiellement pour le transport de l'eau, mais ont été également employés d'une manière intensive dans la réalisation des étangs décoratifs et des fosses d'enfouissement des déchets solides.

Quelques caractéristiques de ces membranes ainsi que les pays les ayant utilisés pour la première fois sont rappelées dans le tableau 1.4 Ci-dessous.

Tableau 1.4 : Quelques références d'utilisation du tissu technique enduit dans le monde

[36]

Pays	Caractéristiques de la membrane PVC						Année
	Renfort	Matrice	Masse/ Ep.	Rés. à la traction	Rés. au feu	Durée de vie	
Japon	Polyvinylique	Hypalon	0.98 / 0.92	164 / 144	Peu combustible	10	1968
Ex RFA	Polyéthers	PVC	1 / 0.9	15 / 70	Peu combustible	10	1967
Canada	Fibres verre	Téflon	0.71 / 1.02	88.5	Incombustible	20	1967
USA	Kevlar	PVC	2.2 / 2	692 / 696	Peu combustible	20	1965
Russie	Polyamides	Naprite	0.9 / 1	90 / 80	Peu combustible	5	1959

1.2.2. Présentation du tissu technique fabrique en Algérie [95]

Le tissu industriel utilisé dans le cadre de la présente étude est produit par la société TINDALL (ex INDITEX) dans la wilaya de M'Sila en Algérie. Il est constitué d'une armature en polyester ou toile de support, enduite de quatre (04) couches de PVC. Le tissu fait ensuite l'objet de deux traitements spéciaux, à savoir un traitement anti-UV pour résister à un fort ensoleillement et un traitement anticryptogamique pour résister aux parasites. A la demande et selon l'utilisation prévue, il est possible de faire subir au tissu un traitement d'ignifugation.

L'armature du tissu est constituée d'un tissage de filaments continus en Polyester à 100% avec une densité de 16 fils au cm^2 ; soit un croisement de 8 fils dans chacun des sens longitudinal et transversal.

La transformation du PVC en produit fini, qui s'effectue à une température se situant entre 135°C et 200°C , fait appel à la technique de l'enduction où le PVC est appliqué sur le support souple en polyester.

Le produit final qui présente une face assez rugueuse (surface gaufrée) et une autre mate est conditionné et commercialisé sous forme de rouleaux de 156 m^2 (soit $1,56 \text{ m} \times 100 \text{ m}$), dont le poids total est de 96,72 kg. La masse surfacique du tissu est de 620 g / m .

1.2.2.1. Caractéristiques de fabrication de l'enduit PVC

L'enduit appliqué en 04 couches sur le support est essentiellement composé d'une résine en polychlorure de vinyle (PVC) dans laquelle des plastifiants du type phtalates organiques ont été incorporés. En général, ces plastifiants sont ajoutés à la résine à des doses élevées (plus de 50 %) pour conférer une souplesse permanente aux produits finis.

Pour assurer une stabilité accrue vis-à-vis de la chaleur et de la lumière (rayonnement ultraviolet), des stabilisants à base de sels minéraux sont utilisés. Des charges d'origine minérales du type carbonate de calcium (CaCO_3) sont incorporées pour améliorer certaines propriétés, notamment la résistance électrique, aux chocs ou à la chaleur. Des traitements anticryptogamiques (fongicides) peuvent être réalisés par adjonction de fongicides pour certaines applications.

Un des principaux amorces de la réaction de dégradation chimique du PVC est le rayonnement UV [56, 65]. L'oxygène, lorsqu'il est présent, agit sur le polymère en cours de vieillissement pour causer une réduction des propriétés mécaniques à la rupture [57]. Pour accroître le temps de propagation du front de dégradation de la surface vers le cœur du matériau et par conséquent protéger l'armature en polyester, on épaissit la couche d'enduit. C'est la raison pour laquelle l'enduction est appliquée en quatre (04) couches. Cette forte épaisseur agit comme un réservoir de stabilisants et d'anti-oxydants [44], qui vont migrer vers la surface au fur et à mesure de la dégradation. Par conséquent, il y a un apport permanent d'additifs vers la surface, se traduisant par une durabilité d'autant plus importante que le matériau est plus épais.

Enfin, la présence de chlore dans le PVC suffit à garantir une performance satisfaisante au feu pour les utilisations courantes. En effet, le PVC en raison de la présence même du chlore (renferme 57% de chlore dans sa molécule) [97] résiste à l'inflammation et est peu propagateur de feu : on dit qu'il est auto extincteur. Une forte ignifugation peu être réalisée à la demande pour certaines utilisations spécifiques par incorporation de doses importantes d'ignifugeants, comprenant principalement des sels métalliques.

1.2.2.2. Caractéristiques de l'armature en polyester

L'armature de renfort ou la toile de support pour les tissus technique enduit peut être de diverses matières, soit en Polyamide, en Kevlar, en fibre de verre, en Polyéther ou encore en polyvinyle. Mais ceux à base de polyester ou de polyamide sont les plus répandus. Dans le cas du tissu produit en Algérie, l'armature de renfort est en polyester.

Le tableau 1.5 ci-après dresse un comparatif des caractéristiques des deux fibres citées précédemment.

Tableau 1.5 : Comparaison des caractéristiques des fibres polyester et polyamide [95]

Caractéristiques	Fibre polyester			Fibre polyamide (*)	
Définition chimique	Polyéthylène tetréphthalate			Polyhexaméthylène adipamide	
Constituants chimiques	[-OC-  -COO-(CH2)2-O-]n			[-NH(CH2)6NH.CO(CH2)4CO-]n	
Densité	1.38			1.14	
Intervalle de fusion (°C)	255 - 260			258 - 262	
Intervalle d'adoucissement (°C)	230 - 240			235	
Température de collage (°C)	150			200	
Ténacité (g/cm ²)	f.c.t.n. (1) 4.5 - 5	f.c.h.t (2) 6 - 7.2	staple (3) 3 - 5.2	f.c.t.n 4.5 - 5.5	f.c.h.t 7 - 8.5
Allongement à la rupture (%)	15 - 25	7.5 - 12.5	18 - 45	30 - 35	15 - 20
Module d'élasticité initial (g/cm ²)	90-100	120	-	25 - 30	35 - 45
Absorption d'eau (%)	0.4			4	
Tolérance conventionnelle (%)	1.5			f.c. (4) 5.75	staple 6.25
Effets des acides	Bonne résistance aux acides dilués à basse et haute température / bonne résistance à froid aux acides concentrés à l'exception de l'acide sulfurique qui fait très rapidement dissoudre les fibres			Dégradation et solubilisation / dissolvables par les acides formiques/ bonne résistance aux acides dilués	
Effet des alcalis	Attaqué par les alcalis particulièrement à froid et à moyenne et forte concentration			Bonne résistance	
Effet des agents d'oxydation et de réduction	Très bonne résistance aux agents d'oxydation et de réduction			Bonne résistance à froid / sensibles aux agents oxydants à haute température	
Effet des solvants organiques	Soluble à la phénol, à la methacresol, nitrobenzène et à la chlophénol / bonne résistance aux agents solvants utilisés dans le nettoyage à sec			Soluble à la phénol et à la methacresol / bonne résistance au reste	
Colorabilité	Avec toutes les classes à l'exception des colorants sulfuriques / des dispersions et des colorants azotés se forment in situ.			Avec toutes les classes	
(*)Fibre polyamide 6.6, (1) fibre continue normale, (2) fibre continue haute ténacité, (3) fibre staple, (4) filament continu					

Pour situer les caractéristiques techniques des fibres polyester utilisées dans le tissu par rapport à d'autres fibres, le tableau 1.6 et le graphe 1.9 présentent un comparatif des caractéristiques de plusieurs fibres.

Tableau 1.6: Caractéristiques comparées des principales fibres textiles techniques [35]

Caractéristiques des fibres	Densité	Ténacité (cN/tex)	Allongement (%)	Module (GPa)
Acier	7.8	30	2	200
Verre	2.5	100	3	80
Aramide	1.4	200	4	60
Polyester	1.38	30 à 70	10 à 25	11 à 15
Polypropylène	0.9	30 à 70	3 à 90	4 à 5
Polyamide 6-6	1.1	40 à 80	16 à 25	4 à 8
coton	1.5	40	10	10

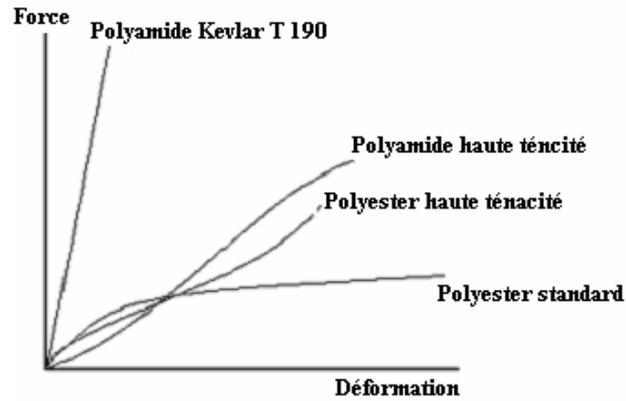


Figure 1.9 : Courbes effort-déformation de plusieurs fibres [35]

Nous donnons également en appendice quelques éléments techniques sur les fibres et fils textiles.

1.2.3. Propriétés physiques et mécaniques du tissu technique

Les tissus techniques enduit PVC, présentent [96, 97] de bonnes caractéristiques mécaniques à la traction et à l'allongement. L'excellente stabilité dimensionnelle et la résistance thermique sont d'autres atouts importants de ces tissus. A la différence d'autres matériaux thermoplastiques, tels que le polyéthylène à haute densité (HDPE) ou le polypropylène (PP), ceux à base de PVC montrent un comportement élastique indépendant de son niveau de contrainte. Selon la littérature spécialisée dans le domaine du plastique [96, 97], ce comportement élastique peut atteindre des valeurs d'élongation assez grande de l'ordre de 350%. Il offre ainsi des déformations élastiques (déformations récupérables), ce qu'il lui permet de résister aux grandes déformations et d'épouser intimement la forme du support sur lequel il serait éventuellement appliqué.

Comme pour les géotextiles décrits précédemment, ces tissus par suite de leur grande flexibilité et déformation différentielle présentent également une bonne résistance à la perforation lorsqu'ils sont en contact avec des matériaux granulaires classiques ou suite à des chocs provoqués par la chute d'un matériau, par exemple lors de la mise en oeuvre.

D'une manière générale, les tissus enduits PVC offrent des propriétés mécaniques très intéressantes pour la plupart des applications du secteur du BTPH [96] et sont souvent préférées à d'autres types de matériaux thermoplastiques.

1.2.4. Emploi des tissus techniques dans la construction

Les domaines d'utilisation du tissu industriel sont nombreux et de plus en plus variés [95, 96]. Les domaines les plus courants sont les structures gonflables et les structures en tissu-sol.

1.2.4.1. Structure gonflable

La littérature très récente, et donc peu riche dans ce domaine, rapporte quelques applications de ce tissu industriel aux structures gonflables pour la conception d'igloos, de bateaux pneumatiques (vedettes), de barrages flottants, d'antennes spatiales, de piscines ou encore de gilets de sauvetage. Ces structures, qui sont souvent de petites dimensions, sont en général gonflées à de faibles pressions et ne dépassant guère les 0.5 bars [58]. Cependant, le manque de connaissance approfondie de leur comportement sous forte pression de gonflage associé à l'absence de règles mécaniques simples de dimensionnement de ces structures font que leur potentiel n'est pas complètement exploité. Au jour d'aujourd'hui, nous dénombrons seulement quelques communications scientifiques à leur sujet. Au plan international, des recherches actives sont menées par la NASA et au plan européen, on rapporte quelques études ponctuelles, telles que le Projet Inflast ou encore le bâtiment Festo développés à l'université de Nantes [47, 54, 55 69, 76]. Actuellement, les recherches sont essentiellement axées sur la connaissance du comportement mécanique des structures gonflables lorsqu'elles sont fortement sollicitées. Les éléments plaidant en faveur de la construction et du développement de ces structures fabriquées à l'aide de nouveaux matériaux textiles à haute performances mécaniques et gonflées à des pressions importantes sont dus, selon quelques études [54, 69] d'une part, à leur bon comportement lorsqu'elles sont fortement pressurisées et d'autre part à la qualité de résistance mécanique des tissus constitutifs des structures.

1.2.4.2. Structure sol-tissu

L'une des premières utilisations de ces tissus techniques enduit PVC remonte au début des années 1960, où ont été signalées en Amérique du Nord leur application dans le domaine du transport de l'eau et d'autres applications telles que la réalisation des remblais de déchets solides ou la création artificielle d'étangs à effet décoratifs, etc.

Sans être exhaustif, les applications les plus courantes dans le domaine du BTPH sont les suivantes :

- stockage des liquides,
- étanchéité des barrages, de canalisations en béton, des murs, plafonds ou dalles,
- bâches d'étuvage pour le traitement des bétons,
- protection des fondations contre les éventuelles agressions du sol,
- faux plafonds et cloisons,
- tentes et matériel de camping,
- filets de sécurité pour échafaudages,
- parapets de ponts,
- ombrages de vérandas,
- écrans brise vue.

1.3. Comportement des sables

1.3.1. Introduction

Lorsqu'un sol est soumis à un chargement, il subit des déformations plastiques importantes irréversibles et des variations volumétriques plus limitées quasi-réversibles [16, 86]. Les mécanismes qui gouvernent les déformations plastiques sont : la compressibilité avec changement de forme du squelette solide (serrage), les glissement et les rotations des particules (desserrage) avec réorientation des grains et enfin, la rupture et l'attrition accompagnées d'une modification au niveau de la texture du sol (changement de granulométrie). Quant aux changements de volume, ils sont attribuables à deux mécanismes, à savoir, une contraction ou une dilatation globale du squelette solide mais sans modification de l'architecture des grains et des variations de l'enchevêtrement des grains du solide. Les matériaux pulvérulents qui sont un milieu granulaire dépourvu de cohésion inter granulaire, sont considérés comme étant incompressibles : des exemples significatifs sont fournis par les pharaons lors de la construction des pyramides ou encore par le génie militaire en utilisant des sacs de sable pour édifier des murs antidéfenses ou anti-balles.

Si les matériaux pulvérulents présentent une bonne résistance à la compression, ils partissent par contre, d'une faible résistance lorsqu'ils sont cisailés. Pour rappel, la résistance au cisaillement se définit comme la contrainte de cisaillement dans le plan de rupture, au moment de la rupture. Les paramètres affectant cette résistance au cisaillement des sables sont multiples. Les facteurs tels que la nature et l'état du sable, le niveau des charges appliquées et de la manière dont elles sont appliquées sont à considérer pour mieux comprendre leur comportement à la rupture [22, 45].

1.3.2. Comportement des sols pulvérulents

Le comportement des sols pulvérulents est en général contrôlé par les forces de contact entre les particules et l'enchevêtrement de ces derniers [22, 45]. La détermination des caractéristiques de résistance et de déformabilité au cisaillement, est souvent effectuée par des essais de cisaillement direct ou essai triaxial.

D'une façon générale, quelque soit la nature du sol, le comportement est gouverné par les deux paramètres suivants : les paramètres de résistance et les paramètres de déformabilité.

Dans les lignes qui suivent, nous présentons brièvement ces paramètres dans le contexte des sols pulvérulents.

1.3.2.1. Paramètres de résistance

Le comportement à la rupture d'un sol pulvérulent, apprécié à partir des essais à la boîte de cisaillement ou d'essais triaxiaux, montre que la droite enveloppe des points de rupture passe par l'origine. Ceci est valable aussi bien pour un sable lâche que pour un sable dense. Cependant, la densité initiale du sable permet d'accroître la valeur de l'angle de frottement interne, comme illustré sur la figure 1.10 ci-dessous.

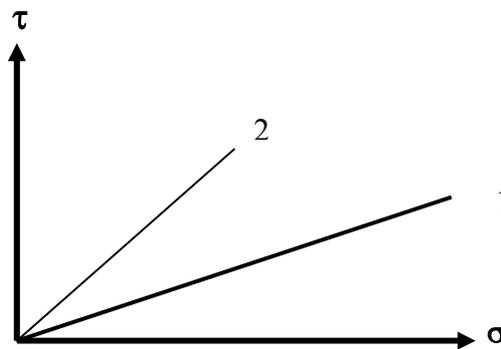


Figure 1.10: Courbe intrinsèque d'un sable [45]

Légende : 1- sable lâche ; 2- sable dense

À l'état d'équilibre limite, un sable vierge et sec est régi par la loi de Mohr – Coulomb suivante, qui définit la relation entre la contrainte normale σ et la contrainte de cisaillement τ :

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi$$

où φ représente l'angle de frottement interne du sable.

Dans le cas d'un sable humide ou légèrement cimenté, le sable présente un effet stabilisateur grâce à l'apparition d'une cohésion et la courbe intrinsèque ne passe plus par l'origine. Ceci serait attribuable [45] à l'apparition d'une cohésion apparente qui est due, soit aux liaisons mécaniques créées par la cimentation, soit aux ménisques existant aux points de contact entre les particules. Dans ce cas de figure, la relation précédente devient :

$$\tau = C + \sigma \operatorname{tg} \varphi$$

Cependant, l'effet stabilisateur apporté dans le cas des sables humides n'est

qu'apparent car il disparaît au séchage ou lors d'une immersion complète.

a) Facteurs affectant la valeur de l'angle de frottement interne

Dans la littérature, on recense plusieurs facteurs qui influent sur la valeur de l'angle de frottement interne d'un sol. Parmi ces facteurs, on distingue des facteurs physiques et des facteurs mécaniques.

a-1) Facteurs physiques

L'angle de frottement interne pris par un sol, dépend des facteurs physiques suivants tels que, la densité (indice des vides), l'angularité, le coefficient d'uniformité (C_u), la rugosité de surface, la contrainte moyenne, la teneur en eau et enfin, la grosseur des grains [22, 40,88]. Selon Holtz, Kovacs et Léonards cités par [45], ou encore mis à part les deux derniers facteurs cités, la valeur du frottement interne est fortement influencée par tous les autres facteurs. En effet, la valeur de l'angle de frottement augmente avec la densité, l'angularité, le coefficient d'uniformité et la rugosité de surface alors qu'un accroissement de la contrainte moyenne fait baisser sa valeur.

a.2) Facteurs mécaniques

Le comportement d'une éprouvette de sable dépend également, de l'état de contrainte imposée et de la nature de la sollicitation [45].

- **Etat de contrainte imposée**

Le comportement d'une éprouvette est grandement influencé par l'état de contraintes imposé. En effet, l'angle de frottement décroît avec la pression de consolidation. Cette diminution s'opère de plus en plus lentement au fur et à mesure que la pression augmente et que l'angle de frottement tend vers une valeur limite.

- **Nature de la sollicitation**

Un chargement du type cyclique (non monotone) présente une grande influence sur la résistance maximale atteinte. Ceci est dû au fait que les cycles provoquent une densification du matériau plus grande que dans le cas d'un chargement monotone. Cependant selon Whitman et Healy (1963) cités par [22], la valeur de l'angle de frottement

est peu affectée par le taux de chargement appliqué durant l'essai.

1.3.2.2. Paramètres de déformabilité

L'étude de la relation contrainte –déformation d'un sol n'est pas une chose aisée. En effet, selon le type d'essai auquel une éprouvette de sol est soumise, les comportements peuvent être très variés. En général, la démarche suivie pour déterminer un comportement est la suivante : **1)** on définit d'abord une loi de comportement, **2)** on examine la déformabilité de l'échantillon de sol au cours de l'essai, **3)** on détermine les principales caractéristiques du comportement et enfin **4)** on intègre ces caractéristiques dans la loi de comportement.

Les paramètres de déformabilité des sols sont en général approchés expérimentalement par des essais triaxiaux. Sur des sols pulvérulents saturés, l'essai triaxial effectué en condition drainée sur éprouvettes cylindriques pour différents états de compacité, montre que la phase de cisaillement ne s'opère pas à volume constant, comme il est illustré sur les courbes de la figure 1.11 ci-dessous. En effet, il est remarqué que le cisaillement s'accompagne pour les sables lâches d'une diminution de volume (effet de serrage des grains) et d'une diminution suivie d'une augmentation de volume pour les sables denses (effet de désenchevêtrement des grains). La variation de volume dépend fortement de la densité.

Par ailleurs, l'état du sable correspondant à la variation de volume nulle avec changement du sens de la variation de volume (extremum) est appelé « état caractéristique ». Le phénomène mécanique, lié à l'apparition de déformations volumiques irréversibles au cours du cisaillement est appelé « dilatance ». La déformation augmente avec la déformation axiale d'une manière pratiquement linéaire, après l'état caractéristique, pour les sables moyennement dense à dense. La figure 1.11 présente également les courbes contrainte-déformation. Sur celles-ci, on observe un pic (caractérisé par l'angle de frottement interne), puis un radoucissement dans le domaine des grandes déformations (caractérisé par l'angle de frottement à volume constant).

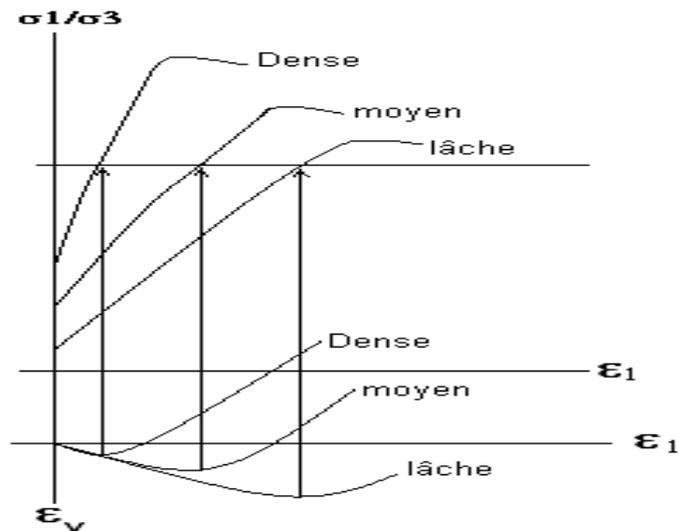


Figure 1.11 : Variation de volume au cours d'un essai triaxial CD pour sols pulvérulents (d'après Kirkpatrick, 1963) [2]

Dans le cas des sols, la loi de comportement la plus utilisée est du type Mohr-Coulomb [22, 45] à savoir, une élastoplasticité parfaite. Cette loi est grossièrement représentée par un essai triaxial de compression (figure 1.12) dans laquelle, sont déterminés tous les paramètres de déformabilité (ψ , E , ν) qui sont : l'angle de dilatance (potentiel plastique), le module de Young et le coefficient de Poisson (élasticité linéaire isotrope)

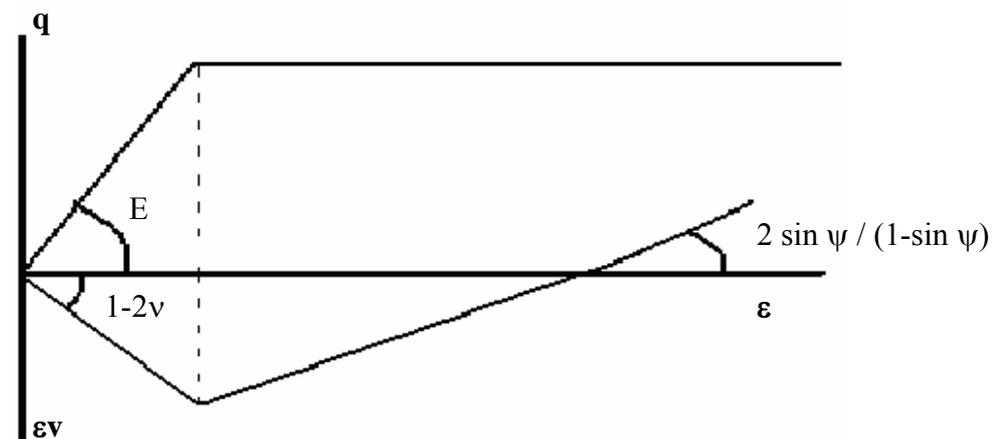


Figure 1.12 : Méthode de détermination des paramètres de déformation [45]

Généralement, l'angle de dilatance est compris entre 0 et 15° . Une relation empirique a été proposée par Vermeer [40, 45] reliant l'angle de dilatance à l'angle de frottement : $\psi = \phi - 30^\circ$. Une étude comparative des résultats obtenus par les deux essais a été effectuée par Redrawn A., K.L.Lee (1970) selon [22]. Celle-ci, conduite sur le sable

d'ANTIOCHE, a montré que le module d'élasticité croit dans les deux cas avec l'accroissement de la pression de confinement et que, pour une pression de confinement donnée, le module d'élasticité initial et le coefficient de poisson obtenus à l'essai en déformation plane étaient toujours supérieurs à ceux fournis par l'essai triaxial (en axisymétrie).

1.3.3. Facteurs affectant les déformations plastique des matériaux granulaires

Les facteurs influençant l'accumulation des déformations permanentes des matériaux granulaires sont multiples. Les facteurs tels que, l'état de contrainte, le nombre de cycles de chargement (voir figure 1.13), la densité et la teneur en eau des matériaux granulaires, la distribution granulométrique, le pourcentage de fines sont tous à considérer pour comprendre le comportement des matériaux granulaires à petites déformations [87].

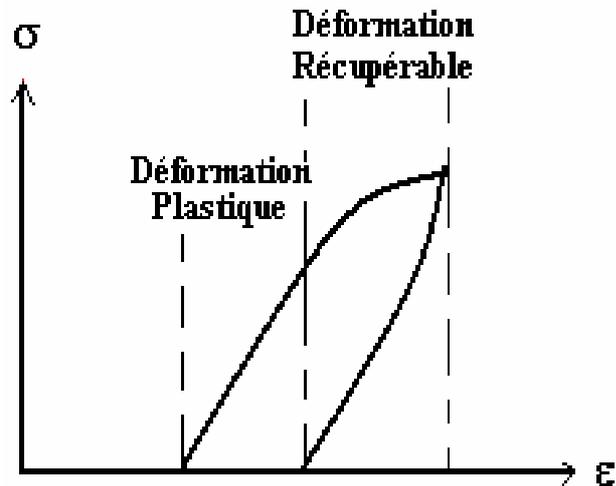


Figure 1.13: Déformation dans un matériau granulaire lors d'un cycle de chargement [71]

Une brève description de chacun de ces facteurs est donnée dans les lignes qui suivent.

1.3.3.1. Etat de contrainte imposé

C'est le facteur le plus important en ce sens qu'il affecte grandement le développement des déformations plastiques dans les matériaux granulaires. En effet, plus la charge est grande, plus les déformations plastiques seront importantes.

1.3.1.2. Nombre de cycles de chargement

De façon générale et pour un état de sol donné et invariant, les déformations

permanentes augmentent graduellement avec le nombre de cycles de chargement. Le tau de déformation qui se définit comme étant la quantité de déformation par cycle de chargement quant à lui diminue avec le nombre de cycles [70].

1.3.1.3. Densité et teneur en eau du matériau

Le taux des déformations permanentes est considérablement diminué lors d'une augmentation de la densité des matériaux granulaires et pour un nombre de cycles de chargement donné. L'effet semble plus important sur les matériaux anguleux que sur les matériaux comportant des particules arrondies [71].

Par ailleurs, une teneur en eau proche de la teneur en eau optimale de compactage aura une influence positive sur la densité du matériau, par contre, une teneur en eau proche de la saturation aura pour conséquence une amplification des déformations plastiques.

1.3.1.4. Granulométrie et pourcentage des fines

Selon Patrick (2002), les résultats présentés dans la littérature montrent que lorsque les matériaux granulaires sont à l'état vierge, un matériau présentant une granulométrie étalée est plus susceptible de développer des déformations plastiques qu'une granulométrie uniforme. Lorsque les matériaux sont fortement compactés, la résistance aux déformations plastiques est semblable pour les deux types de granulométrie. D'autres auteurs affirment que des particules anguleuses développent moins de déformations plastiques que les particules arrondies. Ceci provient d'un plus grand angle de frottement interne et d'un meilleur enchevêtrement des particules dans le cas des granulats anguleux. Avec les fines, les déformations permanentes diminuent lorsque le pourcentage des fines augmente, ceci grâce à une meilleure compacité des granulats.

1.3.4. Concepts explicatifs du comportement des sables

Dans la littérature [3, 16, 50, 82, 86], on dénombre trois grands concepts permettant de décrire ces comportements contractants et dilatants des sols pulvérulents :

- **Concept d'état caractéristique** (LUONG, 1982, et KIRKPATRICK, 1961) dont le principe est basé sur la capacité d'enchevêtrement du matériau et qui est caractérisé par deux grandeurs à savoir, l'angle de frottement caractéristique ϕ_c et le niveau de contrainte η_c .

- **Concept d'état critique** (SCHOFIELD et WROTH, 1968) dont le principe repose sur la définition d'un état asymptotique dit « état critique » que le matériau devra atteindre sous cisaillement monotone et qui se caractérise par une vitesse de déformation volumique plastique nulle, un indice des vides fonction de la contrainte moyenne et dont le rapport d'obliquité des contraintes est un paramètre intrinsèque du matériau.

- **Théorie de contrainte - dilatance** de ROWE (1962,1972) dont le principe se définit comme étant le produit de deux facteurs : Un facteur de dilatance dépendant du rapport de la déformation plastique latérale à la déformation plastique axiale et un facteur dépendant de trois angles de frottements (frottement intergranulaire φ_{μ} , angle de frottement à volume constant φ_{cv} et angle de frottement intermédiaire φ_f).

1.3.5. Conclusion

A la lumière de ce qui vient d'être rappelé, on peut énoncer que, le sable, milieu granulaire pur et dépourvu de cohésion intergranulaire, possède suivant son état de compacité, trois propriétés différentes pouvant s'avérer très intéressante pour son comportement mécanique.

Ces propriétés sont : **1)** Son frottement interne élevé, **2)** sa propriété de dilatance à la rupture et enfin, **3)** sa faculté de se déformer plastiquement sans perdre son frottement interne et sans laisser pratiquement de traces à la rupture.

Le frottement interne permet d'avoir une certaine résistance au cisaillement laquelle est directement proportionnelle à la contrainte normale, ce qui signifie que le sable ne pourra supporter un déviateur important de contraintes principales que s'il est soumis à un état de contraintes moyennes élevées.

Par ailleurs, un sable dense est fortement dilatant sous cisaillement, alors que les sables lâches, en général, sont toujours contractants. Il est donc possible de tirer profit de cette caractéristique de dilatance à la rupture à l'effet d'accroître encore davantage la résistance de frottement du sable. A partir de là on comprends que si on s'oppose à cette dilatance par un quelconque moyen artificiel, on pourra accroître le niveau des contraintes de confinement. Un des moyens d'y parvenir c'est d'accroître l'étreinte de confinement par déformation plastique à volume constant [23]. En effet, grâce à l'utilisation de membranes résistant à la traction et ayant une déformabilité bien contrôlée, il serait possible d'obtenir par sollicitations de ces membranes, des conditions auto stabilisantes et qui exploitent de façon optimale le frottement interne, la dilatance et l'effet des déformations plastiques du

sable.

1.3.6. Principe du confinement

Un matériau granulaire confiné dans une enveloppe s'appuie sur les parois de celle-ci pour s'opposer aux forces extérieures qu'il subit : Au repos, il s'oppose aux forces de gravité ; mis en mouvement, il s'oppose à la force de poussée. Pourvu que l'enveloppe soit assez performante, pourvu que le matériau granulaire soit au départ suffisamment compact, la sollicitation de la masse du matériau granulaire confiné sur l'enveloppe entraîne dans un premier temps, un fluage plastique du sable qui tend à subir un refoulement latéral sous la charge.

A partir de certaines déformations plastiques initiales importantes qui modifient la forme de la masse confinée, la membrane se met en tension et prend des courbures qui permettent de s'opposer au refoulement latéral du sable. Cet état est nommé début de la mobilisation des déformations de confinements (figure 1.14). Ainsi, la poussée exercée par le sable sur les parois internes du tissu et induit par le chargement extérieur P, donne naissance à des réactions radiales croissantes (réactions internes de compression)

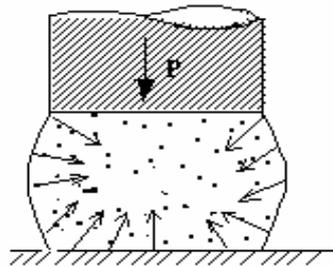


Figure 1.14 : Déformation sous sollicitation d'un sac de sable confiné sur tissu (Contraintes radiales autogénérées)

L'accroissement de la charge fait alors tendre la masse sableuse confinée vers un état d'équilibre élastique. La figure 1.15 ci-après, donne un aperçu des contraintes radiales autogénérées par un confinement d'un matériau granulaire sur une enveloppe de tissu.

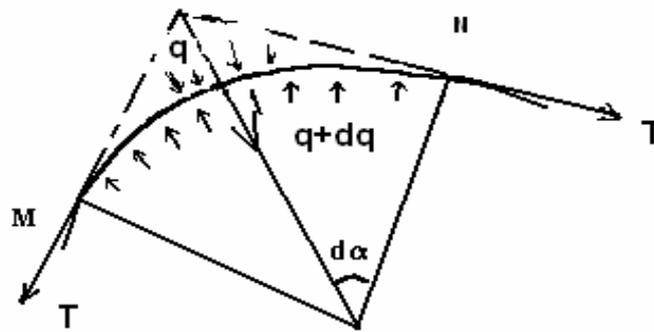


Figure 1.15 : Principe de fonctionnement du confinement [19, 23]
(Renforcement des sols par nappes horizontales)

En considérant un tronçon de courbure de longueur « l », l'équation qui permet de décrire l'équilibre du problème, à partir de la mobilisation des déformations de confinement, s'écrira pour tout accroissement « dq » de la charge extérieure, comme suit :

$$2 T \sin d\alpha + ql - (q+dq) l = 0 \quad \text{Soit : } 2 T \sin d\alpha = dq l$$

Dans le cas d'un renforcement d'un matériau granulaire par nappes de géotextiles posées horizontalement, cette tension est responsable de l'accroissement de la charge verticale que doit supporter le sol. Le matériau granulaire subira, sous l'effet d'un chargement, des distorsions importantes où, tout mouvement relatif du sable par rapport au tissu lui transmet des efforts tangentiels qui entraînent sa mise en tension. Dans ce cas le frottement sol tissu est très important.

Dans le cas d'un renforcement dans une enveloppe en tissu objet de notre recherche, le caractère tridimensionnel et clos de cette enveloppe (confinement total) joue un rôle très important dans le principe du renforcement du sable. En effet, après achèvement total de la déformation plastique du sable, tout accroissement dq de la charge dans le plan du tissu engendre une déformation du tissu qui entraîne sa mise en tension. Ceci aura pour effet de doter le sol d'une cohésion fictive croissante (figure 1.16). A ce niveau, on peut faire le parallèle avec les travaux de CAQUOT (1934) qui assimilait les massifs de sols cohérents à des massifs de sols pulvérulents auxquels on appliquerait sur leur pourtour une pression hydrostatique fictive d'une valeur égale à $c \cotg \varphi$ [3].

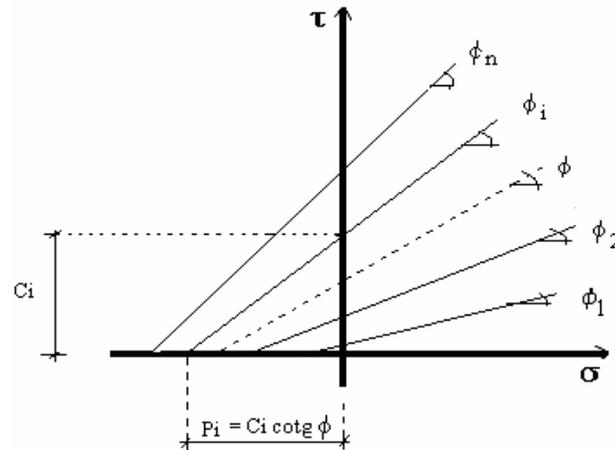


Figure 1.16 : Evolution de la cohésion fictive sous contraintes radiales réelles du sable confiné sur géotextile [23]

1.3.7. Méthodes de confinement

Pour accroître la résistance d'un milieu granulaire et lui permettre de travailler dans le domaine des tractions, il existe plusieurs possibilités d'action. Parmi elles on peut citer [10, 20, 23, 24, 25, 35, 72, 84] :

Ajout d'un liant hydraulique dans la masse (microconfinement): elle permet de doter le milieu d'une cohésion par collage (cimentation) pour lui conférer une résistance intergranulaire à la traction. Cette technique fait intervenir un traitement de masse qui pourrait être onéreux.

Renforcement de la masse du milieu granulaire par des fibres résistant à la traction (éléments extensibles) et de longueur suffisante pour être sollicitées en traction par la mobilisation aux interfaces de la résistance de frottement. Développée par Vidal (1961), cette technique qui a fait le succès de la « terre armée », consiste à créer une sorte de fretage des intercouches granulaires permettant de profiter des phénomènes de dilatance.

Un principe d'armature interne par fil continu est représenté par le principe du TEXSOL. A titre indicatif, la cohésion apparente mesurée à l'essai triaxial est de l'ordre de 100 KPa et pour une teneur en fibre de 0.1% de la masse du sable, une augmentation de l'angle de frottement interne de 0 à 10° et une augmentation de la déformation à la rupture de l'ordre de 10% par rapport à celle du sable seul [10,20, 24, 35].

Parfois pour des raisons d'esthétique, il est utilisé un parement externe en plaque de béton dont la stabilité est assurée par les bandes métalliques (éléments inextensibles). Ici la notion d'inextensibilité qui est introduite pour la première fois par Mc Graw et al, (1978)

selon [50], sous-entend des éléments dont la déformation en traction à la rupture est très faible par rapport à celle nécessaire au sol pour atteindre un état de plastification en poussée. Ici la notion d'extensibilité et d'inextensibilité, selon le même auteur, est relative aux éléments de renforcement.

En France, cette notion d'extensibilité et d'inextensibilité est sous-tendue récemment à l'ensemble du massif de sol renforcé [72]. Ainsi, la norme NF P 94210 (1992) qui définit un module équivalent (fonction de la rigidité et de l'espacement des éléments de renfort) distingue deux catégories de massifs : le premier est un massif de sol renforcé dit extensibles ($E_{\text{éq}} < 20 \text{ MP a}$) et le deuxième est un massif de sol renforcé inextensibles ($E_{\text{éq}} > 20 \text{ MP a}$).

Confinement partiel : technique de confinement horizontale apportées par des nappes alvéolées remplies de sable telles les nappes ARMATER ou NIDAPLAST (figure 1.17) en France. Au Canada, un autre système similaire a été mis au point et utilisé depuis 1983 pour la réalisation de murs de soutènement poids avec des cellules alvéolées type ARMTEC. Ces types d'éléments extensibles, se caractérisent par une déformation équivalente plus grande que celle nécessaire au sol pour atteindre un état de plastification en poussée. L'idée repose sur la réalisation d'un massif de sol renforcé par un empilement de lits d'alvéoles. Les liaisons verticales des lits sont réalisées par des bandes de textile agrafées aux pointes des alvéoles. Les alvéoles standards ont un coté $c = 20 \text{ cm}$ et une hauteur $h = 25 \text{ cm}$. Le principe de ce renforcement est donc de limiter les extensions du sol par l'effet de confinement correspondant à la mise en tension des parois géotextiles de l'alvéole. Le module mécanique du textile de l'alvéole est déterminant. La fonction de confinement du géotextile alvéolaire peut être assimilée à celle d'un liant souple du sol contenu. La représentation dans le plan de Mohr illustre bien l'augmentation de la cohésion du sol après la pose de géotextiles (figure 1.18).

Confinement total : technique qui consiste à envelopper un certain volume de sable d'une membrane dont la mise en traction, en s'opposant au phénomène de dilatance, se traduira par le développement de contraintes radiales dont l'importance sera fonction de la déformabilité de la membrane et qui seront génératrices de résistances de frottement et donc de portance. Des exemples d'application ont été signalés en France notamment dans la protection périmétrique des cuves de stockage du carburant comme amortisseurs contre les effets des ondes sismiques.

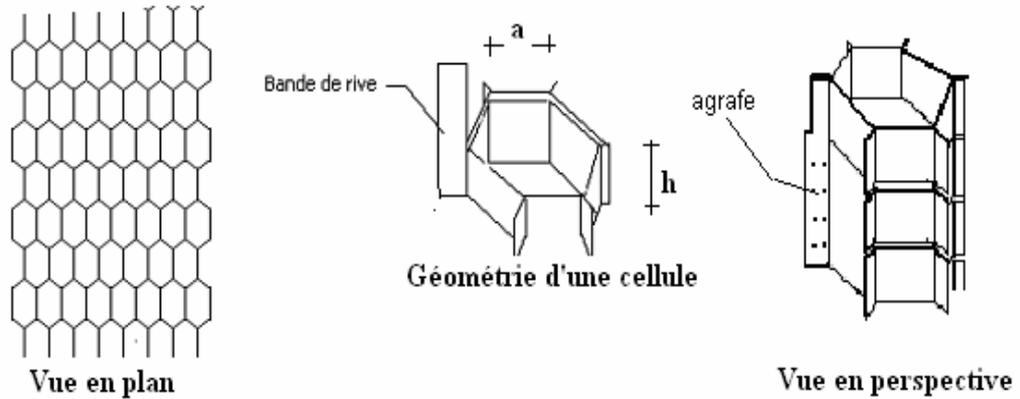


Figure 1.17 : Géotextile alvéolaire (d'après N. RACANA, 2002)

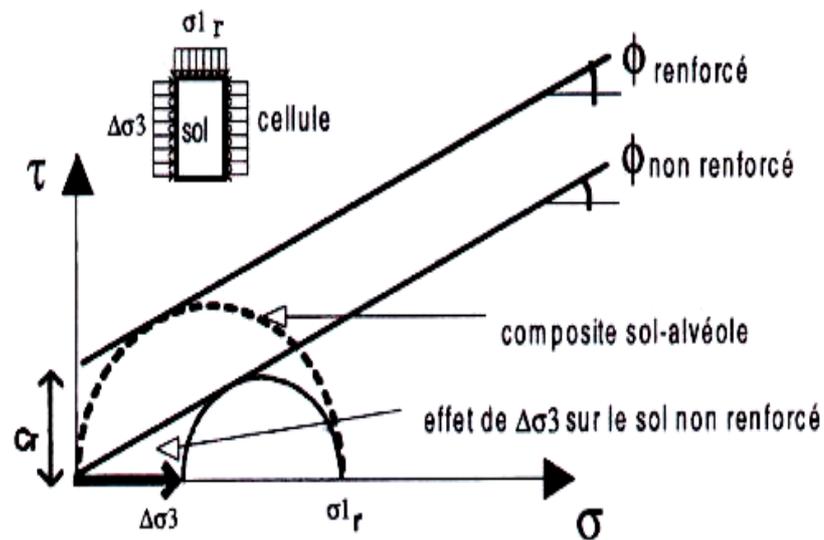


Figure 1.18 : Représentation de l'effet du confinement sur le plan de Mohr (d'après N. RACANA, 2002)

1.3.8. Applications de la technique du confinement

Les premières idées d'application des matériaux granulaires confinés sont en fait très anciennes. Avant 1950, les militaires remplissaient des sacs de jute avec du sable.

Les études se sont multipliées avec le développement rapide et sans cesse croissant qu'ont connu les géotextiles à partir des années 1950. Les premières utilisations de cette technique ont été dans le domaine des travaux publics où nous relevons plusieurs applications. Au Maroc dans les années 1960, des confinements dans des géotextiles ont

été utilisés pour le renforcement du sol de fondation des assises des voies ferrées [23]. Plus tard cette technique avait servi pour la réalisation des routes souples à faible trafic au Zaïre pour lutter contre les phénomènes de gondolement dits « tôle ondulée » des chaussées souples [7]. Plus récemment et chez nous du côté de Bejaia ou Boumerdes, une plage artificielle est en voie de création avec la technique du confinement du sable par les géotextiles [74]. Le procédé repose sur la confection d'un cylindre en géotextile appelé « géotube ». Ce dernier sera rempli de sable du Sahara (désert algérien) par une bouche d'injection laquelle sera ensuite cousue par une machine à coudre spéciale. Ce géotube aura le rôle d'un brise lame et servira comme atténuateur de l'énergie de la houle. Ainsi, on remarque que le champ d'application est très varié et n'est sûrement pas entièrement exploité et leur étude trouvera certainement d'intéressantes applications tout aussi originales dans divers secteurs du BTPH.

Dans les paragraphes qui suivent, il sera fait un rappel synthétique de quelques éléments qui nous serviront par la suite dans notre étude, à savoir, **1)** certaines notions de la théorie de la plasticité comme le seuil de plasticité, écrouissage et surface de charge, **2)** des notions sur la question des effets de taille et des effets d'échelles et enfin, **3)** les conditions sur la théorie de similitude dans l'expérimentation sur des ouvrages en modèles réduits.

1.4. Seuil de plasticité, surface de charge et écrouissage [28]

Dans le cas d'un chargement unidimensionnel, le seuil de plasticité » ou « limite d'élasticité » représente le niveau de contrainte à partir duquel commencent à apparaître des déformations irréversibles. En d'autres termes, ceci définit le passage d'un état élastique à un état plastique et inversement (figure 1.19). Le comportement est élastique linéaire jusqu'au point « a ». Au-delà, les déformations deviennent irréversibles. La décharge à partir du point « b » met en évidence des déformations permanentes dites déformations plastiques. Si on recharge à partir du point « c », le comportement est élastique tant que la contrainte ne dépasse pas le seuil de plasticité actuel σ_b . Les déformations plastiques réapparaissent dès que la contrainte excède σ_b .

Les déformations totales ϵ^t sont en général décomposées en déformations élastiques ϵ^e réversibles et en déformations plastique irréversibles ϵ^p . Les premières correspondent aux variations des distances inter - atomiques et les deuxièmes à un changement de site des différentes parties du milieu « continu ».

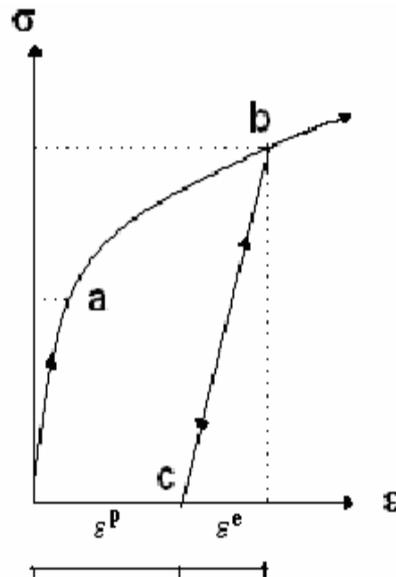


Figure 1.19 : Représentation schématique d'un comportement élastoplastique

Lorsque le seuil plastique varie en fonction des déformations, on parle alors d'écrouissage. Dans le cas des matériaux granulaires tels que les sables par exemple, l'écrouissage serait dû aux déplacements des grains les uns par rapport aux autres.

Dans le cas d'un chargement multidimensionnel, par exemple une sollicitation multiaxiale, la notion précédente de seuil de plasticité unidimensionnel est remplacée par

une fonction scalaire F , dite « surface de charge » ou « critère de plasticité ». Cette notion exprime, dans l'espace des contraintes à 3 dimensions, un domaine fermé convexe, à l'intérieur duquel toute variation de contrainte n'induit que des déformations élastiques. Ce critère de plasticité noté F s'écrit sous la forme générale suivante :

$$F(\sigma_{ij}) = K(k)$$

Où F représente une somme de fonction du tenseur des contraintes et K un paramètre du matériau à déterminer expérimentalement et peut être aussi une fonction des paramètres d'écrouissage comme par exemple la déformation volumique plastique ε_v ou bien l'indice des vides « e » pour ne citer que ceux-là car ce sont les paramètres les plus utilisés en mécanique des sols.

Lorsque la limite du domaine élastique évolue en fonction des déformations, plusieurs cas de figures permettent de désigner la nature de l'écrouissage obtenu (Figure 1.20). Ainsi, on parlera d'un écrouissage isotrope, lorsque la surface actuelle du domaine n'effectue aucune translation mais effectue simplement une expansion uniforme par rapport à la configuration initiale du domaine. Si par contre, la surface actuelle préserve sa forme et son orientation en effectuant simplement une translation dans l'espace des contraintes comme un corps rigide, on parlera alors d'un écrouissage cinématique. Tous les autres cas sont soit un écrouissage anisotrope soit parfaitement plastique.

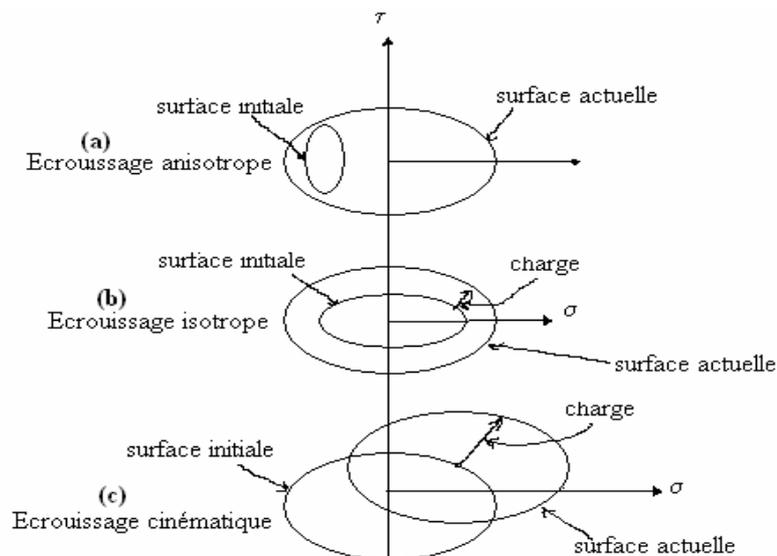


Figure 1.20 : Représentation schématique des différents types d'écrouissage

1.5. Notions sur les effets de la taille et les effets d'échelle

Devant l'absence actuellement de normes standards fixant les dimensions des éprouvettes à considérer pour la détermination des propriétés mécaniques des matériaux granulaires confinés dans des tissus synthétiques, il est bien entendu admis que les résultats d'essais, obtenus suivant des procédures expérimentales différentes, ne peuvent être comparés. C'est la raison pour laquelle, l'étude de l'effet de la taille est d'une grande importance.

L'effet de la taille des échantillons est mis en évidence, lorsque les résultats sur des échantillons de même géométrie et de taille différentes sont dispersés. S'il est vérifié que les résultats sont les mêmes quelle que soit la taille des échantillons, l'effet de taille est nul.

L'effet d'échelle peut être étudié en comparant des réponses de structures géométriquement semblables et qui représentent un prototype à différentes échelles. On parle d'effet d'échelle lorsque les résultats sur des échantillons de différentes échelles sont dispersés.

Dans l'analyse de ce phénomène, on peut séparer l'effet de volume lié à des défauts au sein des matériaux qui constituent la structure et l'effet de structure qui est l'effet direct de la taille des échantillons sur la réponse de la structure [45, 80].

Les effets de volume peuvent apparaître surtout dans les matériaux anisotropes constitués de fibres (bois massifs, composites) où des études très nombreuses [37,45] ont montré que les propriétés mécaniques (intrinsèques) varient de façon importante, selon la direction du fil (sens des fibres), les essences utilisées, les singularités (défauts et altérations) et le degré hygrométrique de l'air ambiant.

Tout comme le bois, la roche est aussi considérée comme un matériau fortement hétérogène. Les nombreux travaux effectués [45], ont montré que la question d'effet d'échelle est très significative. Ceci est lié principalement aux défauts internes tels que les inclusions et/ou les fissurations. La dispersion et l'effet d'échelle sont d'autant plus significatifs que l'hétérogénéité et l'état de fissuration de la roche sont grands. Cependant l'effet d'échelle a tendance à disparaître en présence d'un environnement de confinement élevé. Des lois de type puissance ont été proposées par Weibull dans sa théorie statistique pour relier les résistances d'un volume V donné à partir de la résistance rapportée à un volume unitaire, par la relation suivante :

$$\alpha_1 * V^{-1/m}$$

où, α_1 et m représentent respectivement, la résistance moyenne d'une éprouvette de volume unité et un coefficient, voisin de 6 pour les roches.

Dans le cas du sable totalement confiné, l'effet de volume peut apparaître, étant donné que nous sommes en présence d'une structure ternaire qui met en jeu trois constituants distincts : le sable qui est un matériau homogène, le fil de couture dont la qualité peut ne pas être constante sur toute la bobine et enfin, le tissu qui est un matériau orthotrope. Dans le domaine des géotextiles, l'expérience a montré [50] que le comportement observé dépend des conditions d'essais (dimensions de l'éprouvette, température, sens du renfort, mode de chargement, etc.). Ceci peut être transposé au cas des tissus techniques, objet de notre étude.

S'il y a un effet d'échelle, forcément cela serait lié dans notre cas (dans l'absolu parlant), à la présence de défauts soit dans le fil de couture soit au sens de renfort considéré dans le tissu [80]. Le sable qui est un matériau homogène et exempt de défauts internes, restera homogène même après déformation. A priori on pourrait avancer qu'un effet d'échelle ne pourrait avoir le sable comme origine, à plus forte raison lorsqu'il sera soumis à un confinement (raisonnement intuitif).

Dans la présente étude, nous nous sommes limité à l'étude de l'effet de structure uniquement. Dans ce but, des échantillons cubiques de côté « a » différents ($a=0.10, 0.20, 0.25$ m) ont été testés à la compression et au cisaillement. L'effet de la taille a été appréhendé par l'analyse du comportement et par l'estimation des modules de déformation.

1.6 notions sur les conditions de similitude dans les études sur modèles réduits

Les premiers travaux sur la théorie de similitude remontent à 1946 avec les travaux de Bridgman. Cette théorie n'a reçu de cadre d'application technique que vers la fin des années 1950. Actuellement, ces techniques sont exploitées dans plusieurs domaines de la science pour l'étude des phénomènes physiques et mécaniques. De la diversité des techniques ayant été utilisées, celle de la centrifugation est la plus utilisée à l'heure actuelle et connaît un essor mondial considérable.

L'intérêt pour l'expérimentation en modèles réduits est motivé par le développement rapide de l'ingénierie civile, en relation avec diverses sollicitations dynamiques, vibratoires ou cycliques.

En mécanique des sols, l'approche expérimentale basée sur les modèles réduits apparaît comme la voie de recherche la plus appropriée pour l'étude du comportement des ouvrages. Les exemples d'application succinctement exposés dans les travaux de M.P. LUONG (1982) [26] en donnent un aperçu sur la grande diversité des domaines d'utilisation de cette technique.

A la différence de l'expérimentation sur des ouvrages réels qui présente l'inconvénient d'être souvent coûteuse et limitée dans la diversité des résultats obtenus, ou encore les calculs numériques qui sont limités très souvent à la résolution des problèmes à 2D et intégrant des modèles de comportement de sols non pertinents, les expériences sur modèles physiques à échelle réduite présentent à contrario, les avantages suivants :

- économie en matériaux utilisés ;
- réduction des délais ;
- possibilité d'effectuer des études paramétriques ;
- pertinence des résultats obtenus.

Pour valider les essais sur modèles réduits, il existe actuellement deux façons de faire [79], soit on compare les résultats obtenus avec les données provenant d'ouvrages en vraie grandeur (prototype) soit on effectue des essais sur des familles de modèles. Encore est-il qu'en géotechnique, le respect des conditions de similitudes théoriques n'est pas toujours une condition suffisante pour garantir la validité des essais sur modèles réduits en macrogravité, car d'autres phénomènes non élucidés jusque là, pourraient y introduire des biais. En effet, les domaines d'application des modèles physiques en géotechniques ne cessent de s'étendre apportant de nouvelles questions sur les règles de similitude et de la

représentativité des modèles. Pour répondre à ces questions, des confrontations permanentes avec validations expérimentales s'avèrent indispensables.

Nonobstant cela, la prédiction à partir d'un modèle réduit du comportement des ouvrages réels et permettre un dimensionnement correct de ces derniers souvent exceptionnels par la taille et le coût, nécessite dans une première étape, le respect de certaines conditions de similitudes dites absolues et qui sont spécifiques pour chaque phénomène étudié dans le sol.

Les deux conditions absolues de similitude à vérifier sont [86]:

$$\sigma^* = \rho^* \cdot g^* \cdot L^*$$

$$\xi^* = g^* \cdot t^{*2}$$

Ces deux conditions découlent de l'application aussi bien sur le prototype que sur le modèle, des équations générales de l'elastodynamique qui permettent de décrire l'état des contraintes d'un point matériel d'un milieu continu.

Dans les cas où le poids propre des ouvrages intervient, en général, la réalisation des modèles réduits est telle que les caractéristiques (ρ) et les contraintes (σ) en des points homologues modèle physique – prototype soient égales, ce qui revient à imposer $g^* \cdot L^* = 1$. Autrement dit, les caractéristiques physiques et les lois rhéologiques sont identiques en des points homologues et que la ruine du modèle sera une bonne représentation du risque de ruine de la structure prototype [27].

Le tableau 1.7 ci-après, donne les échelles usuelles de similitude qui permettent de relier les grandeurs physiques d'un modèle réduit à l'échelle 1/N au prototype.

Figure 1.7 : Echelles usuelles de similitude [86]

Echelles de similitude	Grandeurs physiques
1	Contrainte
1	Déformation
1	Rotation
1/N	Déplacement
1/N	Dimension
1/N ²	Force
1/N ³	Moment

Pour plus de détails sur ces techniques d'expérimentation sur modèles physiques à échelle réduits, le lecteur pourra trouver des exposés plus élaborés dans Schneebeli (1957), Mandell J. (1962), Zelikson A. (1963), Davidenkov (1969), Philips E. (1869), Luong M.P. (1983), Zelikson A. & al. (1981) et Barends (1987) [86].

CHAPITRE 2

PRESENTATION DU PROGRAMME EXPERIMENTAL

2.1. Exposé du programme expérimental

Dans le but d'analyser le comportement des milieux confinés, un programme d'essais expérimental constitué de quatre parties a été mis au point.

La **1^{ière} partie** consiste à déterminer les caractéristiques des éléments entrant dans la confection des enceintes confinées à savoir les caractéristiques du sable et du tissu y compris les types d'assemblages (coutures et soudure). Des essais de durabilité pour suivre l'évolution dans le temps des caractéristiques physiques et mécaniques (poids, dimensions, aspect, résistance, etc.) ont été également effectués sur le tissu notamment sous l'action des ultraviolets (exposition aux agents climatiques) [92], d'une attaque chimique par contact avec un corps chimique) [93] et enfin d'une action chimique et biologique du sol par enfouissement dans un sol organique [94]. Les différents échantillons du tissu seront exposés dans les différentes ambiances citées ci-dessus pendant une durée de douze (12) mois. Après quoi, les résultats ainsi obtenus seront comparés à ceux obtenus sur des échantillons de référence.

La **2^{ième} partie** comporte les essais proprement dits sur des échantillons (enceintes confinées) spécimens de l'étude. Il s'agit de déterminer les caractéristiques mécaniques notamment les modules globaux de déformation. Cette étape permet aussi de cerner l'influence des quelques paramètres qui affectent leur comportement, à savoir les caractéristiques du sable, le type d'assemblage, surface et type de chargement.

La **3^{ième} partie** consiste à analyser le comportement d'un modèle physique à échelle réduite d'un mur en enceinte confinée lorsqu'il est encastré par la base et soumis à un chargement horizontal. Vu la nouveauté de la technique de construction et la rareté de textes de référence dans le domaine, il a été procédé à la préparation d'un protocole d'essai approprié pour l'analyse expérimentale en laboratoire de la structure sable-tissu en vue de la détermination de ses propriétés mécanique, essentiellement les modules de déformation longitudinal à la compression et transversal en flexion et au cisaillement. Le but final étant

de disposer, d'une part d'éléments déterminants pour la conception d'un prototype de mur à échelle réelle qui sera réalisé après et d'autre part, des caractéristiques mécaniques essentielles pour mener une étude de modélisation par éléments finis à l'effet de simuler par un modèle numérique le comportement expérimental de la structure sable-tissu.

Enfin, la 4^{ème} et dernière **partie** du programme est axée sur la détermination des paramètres de résistance au cisaillement et de déformabilité de la structure composite, nécessaires pour mener l'étude de simulation numérique. Pour ce faire, des essais de cisaillement direct à la boîte et triaxial ont été effectués sur des éprouvettes cylindriques au laboratoire du CTTP (organisme sous tutelle du ministère des travaux publics). Ces essais permettront également de mettre en évidence le gain mécanique induit par le confinement et donc l'intérêt d'un renforcement par confinement total.

Le paragraphe qui suit, donne un détail de chaque partie du programme expérimental entrepris.

2.2. Détail du programme expérimental

2.2.1. Essais de référence sur les sables

Deux types de sables ont été utilisés dans l'étude. Il s'agit d'un sable fin jaune de Boussaâda (Sahara) et un sable grossier de Baghlia (Cap jinet). Leur identification a été faite en déterminant les caractéristiques suivantes :

- Texture des grains,
- Equivalent de sable
- Porosité,
- Masse volumique apparente,
- Masse volumique absolue,
- Module de finesse,
- Classe granulaire.

Ces essais qui font l'objet de procédures normalisées ont été réalisés au laboratoire du CNERIB. Les caractéristiques ont été déterminées selon la norme NA 456 pour la porosité, la norme NA 2607 pour le module de finesse et la norme NA 2607 pour les masses volumiques apparente et absolue et ainsi que la classe granulaire.

2.2.2. Essais sur les tissus techniques

Cette 1^{ère} partie du programme expérimental consiste à analyser le tissu technique fabriqué par la société TINDALL (ex INDITEX) dans la wilaya de M'Sila (Algérie) en vu de son utilisation pour la confection de murs en matériau granulaire confiné sur tissu (tissus-sable). L'analyse de quelques aspects du comportement mécaniques du tissu et des assemblages a été effectuée. Il s'agit des propriétés physico-mécaniques du textile (déformabilité, résistance,) et avec différents cas d'assemblages cousus et soudés.

Pour l'utilisation du tissu technique comme enceinte de confinement d'un sol, la caractéristique la plus importante est son comportement en traction. En effet, le tissu de par sa très faible épaisseur présente une rigidité transversale en flexion-cisaillement faible et ne peuvent être sollicités que par des efforts de traction. De ce fait, lorsque le tissu est soumis perpendiculairement à son plan à des sollicitations, il doit se déformer en membrane de telle manière que les efforts de traction, les seuls à pouvoir être mobilisés, puissent assurer l'équilibre statique du tissu. Des essais de traction ont donc été effectués conformément à

la méthode normalisée pour textiles [8]. Cette méthode appliquée aux tissus couvre le mesurage des caractéristiques de force et d'allongement de rupture qui se définissent respectivement comme étant la force maximale que peut supporter l'éprouvette dans un essai de traction conduit jusqu'à la rupture et l'allongement correspondant au moment où on atteint la force de rupture et qui s'exprime en pourcent de la longueur initiale.

Par ailleurs, et afin de disposer d'éléments d'appréciation sur le comportement en traction du tissu technique enduit PVC, des essais de traction ont été réalisés en faisant varier plusieurs paramètres tels que le pas de la couture, la vitesse de chargement, la variation des dimensions des éprouvettes et enfin l'effet d'un chargement répété.

2.2.2.1. Essai de traction

Il a été utilisé une machine de 10kN de portée (figure 2.1) destinée à effectuer des essais de traction, de compression et de flexion trois points. Elle s'adapte parfaitement aux matériaux souples et / ou peu résistants.

Le principe de l'essai consiste à maintenir la bande de tissu sur toute sa largeur entre les mâchoires de la machine de traction, travaillant à vitesse de déplacement contrôlé et en appliquant une force longitudinale sur l'éprouvette jusqu'à la rupture. Les caractéristiques de traction de l'éprouvette sont calculées grâce à un ordinateur relié à la machine. Dans notre cas l'essai a été effectué avec une vitesse de déplacement 10 mm/min (millimètres par minute) et avec une tolérance de plus ou moins 5%. L'essai de base utilise des éprouvettes de 50 mm de largeur et de 200 mm de longueur.



Figure 2.1. : Essai de traction sur bandes de tissu.

2.2.2.2. Préparation et nombre d'éprouvettes

Un minimum de trois (03) éprouvettes d'essais à la fois dans le sens longitudinal et dans le sens transversal a été découpé pour obtenir une largeur de 50 mm et une longueur suffisante pour assurer les 200 mm entre mâchoires de l'appareil de traction.

Les éprouvettes suivantes ont été testées [36] :

- Eprouvettes témoins découpées dans chacun des sens longitudinal et transversal (sens chaîne et sens trame).
- Eprouvettes reconstituées par soudage thermoélectrique et avec trois recouvrements différents : 4, 6 et 8 cm.
- Eprouvettes reconstituées par couture perpendiculairement au sens de l'application de l'effort. Etant donnée que la couture sera particulièrement sollicitée au cours de l'essai, elle a été réalisée en exécutant des points d'arrêt.

Bien que les mâchoires utilisées soient équipées de moyen approprié pour limiter le glissement des éprouvettes, des repères ont été tracés sur celle-ci pour contrôler d'éventuels glissements.

2.2.2.3. Etude paramétrique

Les autres essais effectués dans le cadre de cette 1^{ère} partie du programme expérimental concernent l'examen des influences de la vitesse de chargement, de la dimension des éprouvettes, d'un chargement répété et enfin d'un chargement cyclique sur le comportement en traction du tissu. L'ensemble des essais effectués dans le cadre de la présente étude a été réalisé dans des conditions normales de laboratoire [98].

2.2.3. Essais de caractérisations mécanique sur la structure

Devant l'absence actuellement de normes standard fixant les dimensions des éprouvettes à considérer pour la détermination des propriétés mécaniques des matériaux granulaires confinés sur enveloppe en tissu technique, un programme expérimental préliminaire a été élaboré à cet effet. Il est bien entendu admis que les résultats d'essais, obtenus suivant des procédures expérimentales différentes, ne peuvent être comparés.

Cette **deuxième partie du programme expérimental** a été menée en deux étapes :

La **1^{ère} étape** a permis d'arrêter le choix des dimensions des éprouvettes à considérer et d'en justifier ce choix par l'étude de l'influence de la taille des éprouvettes sur le comportement mécanique. La **2^{ème} étape** a été quant à elle consacrée à la détermination des caractéristiques mécaniques de la structure composite et à une étude paramétrique pour l'étude de l'influence de quelques paramètres tels que le rapport S/V entre la surface chargée et le volume de sable confiné, la granulométrie du sable et la couture sur les déformations de mobilisation du confinement et les résistances de la structure.

Dans les lignes qui suivent, il est fait un rappel de la consistance du travail accompli pour chacune des étapes sus-citées. Sont également décrits les bancs d'essais conçus et réalisés dans les ateliers du CNERIB pour les besoins matériels de cette deuxième partie du programme expérimental.

2.2.3.1. 1^{ère} étape : Effet de la taille des éprouvettes sur le comportement mécanique : choix des dimensions et justification

Partie expérimentale préliminaire où des essais de compression et de cisaillement seront effectués sur trois séries de cubes (10 x10x10, 20x20x20 et 25x25x25) lesquels seront soigneusement cousus et remplis de sable. Les cubes ont été cousus identiquement c'est à dire avec le même fil et avec un pas de couture espacé. Les essais mécaniques effectués sur les cubes ainsi confectionnés sont des essais de compression et des essais de cisaillement. Cette étude a été menée en utilisant le même type de sable, à savoir le sable fin de Boussaâda (Sahara).

a) Essai de compression

Les essais de compression ont été effectués à l'aide d'une presse de 100 kN asservie en déplacement et en force (figure 2.2).



Figure 2.2 : Appareil d'essai de compression

b) Essai de cisaillement

Le principe du banc d'essai de cisaillement conçu et réalisé au CNERIB est illustré sur le schéma de la figure 2.3. Il s'agit de deux demis boîtes en tôle d'acier épaisse, montées sur un support en IPN très rigide. La demi boîte inférieure est solidement fixée sur les IPN alors que celle du haut est amovible dans deux directions : verticalement en glissant sur un système de rail et horizontalement par le biais d'un câble inextensible qui exerce une force horizontale grâce à des masses de poids accrochées à l'autre extrémité du câble. Ce dernier passe par une poulie qui est solidaire d'un axe sur lequel sont emmanchés à ses deux extrémités deux roulements à billes. L'usinage de cet axe a été soigné (1/100 de mm), avec un jeu minimal, pour permettre une rotation aisée sur roulement à billes. Ces dernières sont bien graissées pour minimiser les effets du frottement.

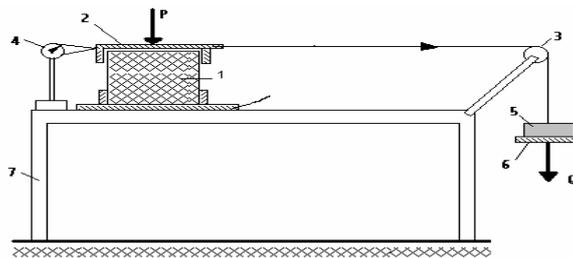


Figure 2.3 : Banc d'essai réalisé pour essai de cisaillement sur échantillons cubiques.

Légende : 1- Echantillon ; 2- fixation en tête ; 3- charge horizontale ; 4- déflectomètre ; 5- Poids ; 6- plate-forme ; 7- Table d'essai.

Cette variation de la dimension des cubes à essayer étant destinée à contrôler l'influence du volume de sable confiné sur les déformation de mobilisation du confinement

et à examiner la question de l'effet d'échelle. On rappellera que la surface de chargement ici étant toujours égale à celle de l'éprouvette à tester.

Cette **1^{ère} étape** devra nous permettre de se fixer d'une manière définitive sur le choix de la dimension du cube et à l'adopter comme échantillon spécimen d'étude pour l'analyse du comportement de la structure tissu-sable, objet de la **2^{ème} étape** de la présente partie du programme expérimental.

2.2.3.2. 2^{ème} étape : Détermination des caractéristiques mécaniques

La justification du choix de la dimension de l'échantillon étant faite, il s'agira par la suite d'étudier le comportement des échantillon de la structure composite en sable-tissu que l'on peut considérer comme étant un matériau ternaire si l'on ajoute le fil de la couture. L'étude du comportement sera appréhendée essentiellement par des essais de compression et de cisaillement réalisés sur des éprouvettes cubiques et par des essais de flexion à mener sur des éprouvettes prismatiques. L'objectif étant la détermination des caractéristiques mécaniques notamment les modules de rigidité longitudinale en compression **E**, le module de cisaillement **G** et enfin le module de rigidité transversale à la flexion **E_f**.

Les essais mécaniques de compression et de cisaillement ont été conduits sur des cubes de $20 \times 20 \times 20 \text{ cm}^3$. Quant à l'essai de flexion, il sera conduit sur des éprouvettes prismatiques de $20 \times 20 \times 60 \text{ cm}^3$.

On rappelle que **2^{ème} étape** de l'étude a été menée en utilisant un même sable, à savoir le sable grossier de Baghlia.

a) Essai de compression

La procédure sera identique à celle indiquée au paragraphe 2.2.3.1 a).

b) Essai de cisaillement

La procédure sera identique à celle indiquée au paragraphe 2.2.3.1 b).

c) Essai de flexion

Le principe du banc d'essai de flexion conçu et réalisé au CNERIB est illustré sur le schéma de la figure 2.4. Les échantillons à tester seront de forme parallélépipédique de dimensions $20 \times 20 \times 60 \text{ cm}^3$.

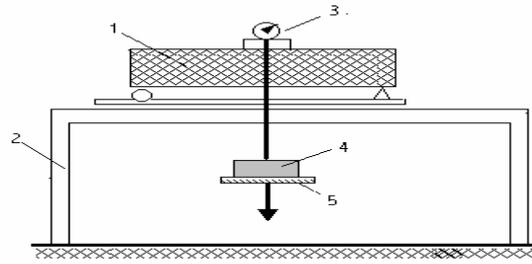


Figure 2.4 : Banc d'essai réalisé pour essai de flexion sur échantillons parallélépipédiques.

Légende : 1- Echantillon ; 2- Table d'essai ; 3- Défectomètre ; 4- Masse ; 5- Plate forme.

d) Etude paramétrique

Dans un cadre plus global, le programme a été élargi pour l'étude de l'influence de certains paramètres tout aussi intéressants l'un que l'autre. Le premier et qui mérite qu'on s'y intéresse est l'étude de l'influence du rapport entre la surface chargée et le volume de sable confiné S/V sur les déformations de mobilisation du confinement. Pour ce faire, des essais de compression seront réalisés sur les éprouvettes définies en 1^{ère} partie. Deux surfaces de chargement différentes seront retenues : Une surface de $20 \times 20 \text{ cm}^2$ égale à celle du cube de sable confiné et une surface de chargement de $10 \times 10 \text{ cm}^2$.

A fin de bien souligner l'influence de la couture sur le comportement des enceintes confinées, des essais de compression sur des enceintes cubiques de $20 \times 20 \times 20 \times 20 \text{ cm}^3$ en sable – tissu non cousu ont été effectués.

Nous nous sommes également intéressés à l'étude de l'influence de la granulométrie du sable sur la mobilisation des déformations plastiques à partir des cubes de $20 \times 20 \times 20 \text{ cm}^3$.

Additivement à ces trois paramètres et afin de souligner l'intérêt du confinement, nous nous sommes intéressés au comportement d'une éprouvette confinée après achèvement des déformations plastiques. Pour répondre à cette question, des éprouvettes cubiques de $20 \times 20 \times 20 \text{ cm}^3$ soigneusement préparées ont été essayées à la compression en procédant par une série de chargement- déchargement répété. Le but est de comprendre comment les matériaux granulaires confinés réagissent à des chargements répétés à l'effet d'appliquer ces connaissances pour le dimensionnement de ces structures composites et flexibles.

Et enfin, afin de suivre l'évolution des déformations latérales et volumiques d'un cube en sable-tissu non cousu, des essais de compression sur des éprouvettes cylindriques de 16 cm de diamètre et 32 cm de longueur ont été effectués.

Dans l'étape qui suit, on présente la **3^{ème} partie du programme expérimental** qui est consacrée à l'étude du comportement d'un mur en modèle réduit soumis à un chargement horizontal uniformément répartie sur sa surface.

2.2.4. Etude du comportement d'un mur en modèle réduit sous charge horizontale

Cette **3^{ème} partie du programme expérimental** est consacrée à l'étude du comportement d'un mur modèle réduit à l'échelle $1/5^{\text{ème}}$ lorsqu'il est soumis à un

chargement horizontal. Le but poursuivi est la vérification de la faisabilité technique et l'observation instrumentée.

Ainsi les points suivants sont attendus de cette expérimentation :

- L'amélioration de notre compréhension du comportement mécanique des murs confinés en sable – tissu sous sollicitations horizontales,
- La création d'une base de données de résultats obtenus par instrumentation du modèle réduit pouvant servir pour la calibration de modèles numériques.
- La construction de murs en grandeur nature en s'appuyant sur les résultats obtenus.

Pour étudier le comportement de la structure composite en tissu-sable soumis à un chargement horizontal (figure 2.5), un modèle de mur réduit à l'échelle 1/5 a été conçu et testé en laboratoire.

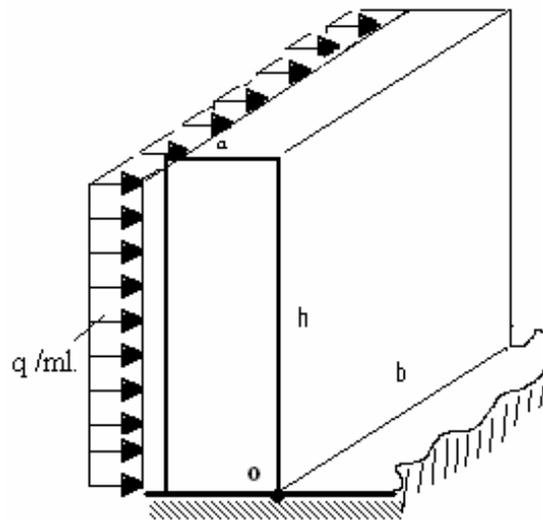


Figure 2.5 : Principe de chargement horizontal uniformément réparti sur le mur
(p.e. pression du vent)

Dans le cas des murs de soutènements poids constitués en matériaux homogènes et isotropes, l'équation analytique permettant de traduire la condition de stabilité d'ensemble au renversement autour du point « o » (situé à la base du mur) sous l'action d'une charge « q » horizontale et uniformément répartie est la suivante :

$$\sum M^t / o = 0$$

Ce qui revient à écrire : $(h \cdot b \cdot \gamma) \cdot a/2 - q \cdot h \cdot h/2 = 0$

Soit : $q = a^2 \cdot b \cdot \gamma / h$ (Eq. 1)

Tant que la charge « q » ne dépasse pas la valeur $a^2 \cdot b \cdot \gamma / h$, la stabilité d'ensemble au renversement sera vérifiée.

2.2.4.1. Conception et préparation du modèle

Les dimensions du modèle réduit seront obtenues en appliquant les règles ou conditions de similitude [86] que doit respecter tout passage d'un prototype au modèle réduit ou vis versa (figure 2.6).

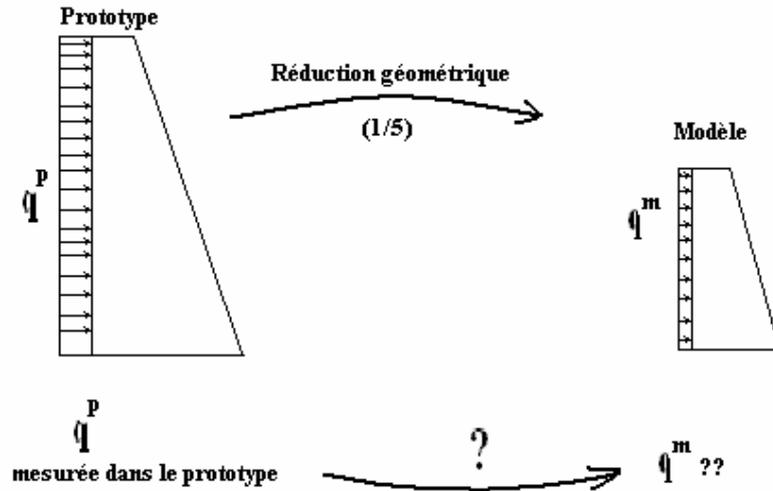


Figure 2.6 : Principe de passage d'un prototype au modèle réduit.

Partant de l'équation 1 et en l'appliquant sur le prototype et le modèle, on obtient par analogie les deux équations suivantes :

$$\text{Sur le prototype : } q^p = a_p^2 \cdot b_p \cdot \gamma_p / h_p \quad (\text{Eq. 2})$$

$$\text{Sur le modèle : } q^m = a_m^2 \cdot b_m \cdot \gamma_m / h_m \quad (\text{Eq. 3})$$

$$\text{En définissant une échelle des efforts « } q \text{ » par : } q^* = q^m / q^p \quad (\text{Eq. 4})$$

On peut écrire de la même façon :

$$a^* = a_m / a_p$$

$$b^* = b_m / b_p$$

$$h^* = h_m / h_p$$

En exploitant la définition de l'échelle des différentes grandeurs ci-dessus définies, l'équation 3 du modèle devient :

$$q^* \cdot q^p = (a^{*2} \cdot a_p) \cdot (b^* \cdot b_p) \cdot (\gamma^* \cdot \gamma_p) / (h^* \cdot h_p)$$

$$= [(a^{*2} \cdot b^* \cdot \gamma^*) / h^*] \cdot [(a_p^2 \cdot b_p \cdot \gamma_p) / h_p]$$

$$\text{En posant : } X^* = (a^{*2} \cdot b^*) / h^*$$

On aboutit à la condition générale de similitude sur l'effort appliqué et à vérifier absolument :

$$q^* = X^* \cdot \gamma^*$$

En utilisant le même matériau dans le modèle et le prototype pour la conservation des caractéristiques naturelles, ce qui revient à adopter la valeur 1 de l'échelle des masses volumiques, on obtient :

$$q^* = X^*$$

$$X^* = a^{*2} \cdot b^* / h^* = (1/5^2) \cdot (1/5) / (1/5) = 1/25$$

Soit finalement :

$$q^* = (1/5^2) \quad (\text{Eq. 5})$$

Ainsi, pour que notre modèle réduit soit dans le même état de contrainte et de déformation que le prototype, il suffit de diminuer l'effort en une échelle égale au carré de celle de la réduction géométrique. Le tableau 2.1 ci-après, fixe les règles de passage du prototype grandeur réelle au modèle réduit (ou vis versa) et détermine la correspondance entre les dimensions et la force à adopter.

Tableau 2.1 : Echelle de réduction des dimensions et des forces

Modèle réduit	Caractéristiques	Prototype
1/5	Echelle de réduction : Dimensions	1
1/5 ²	forces	1

Le principe du banc d'essai de chargement horizontal du mur modèle réduit réalisé est présenté sur la figure 2.7 ci-dessous.

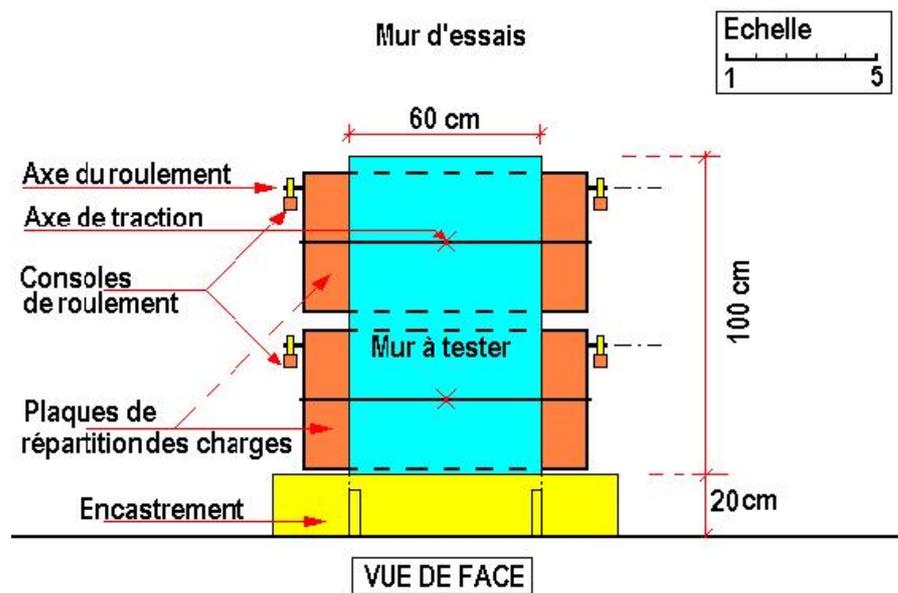
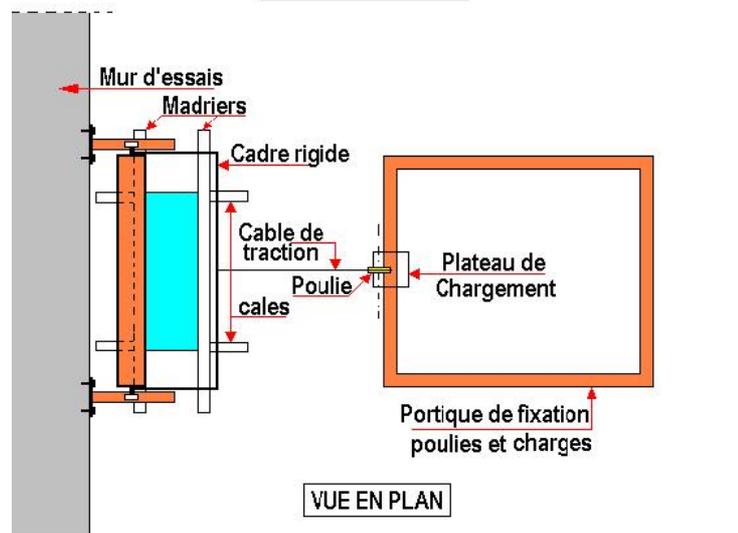
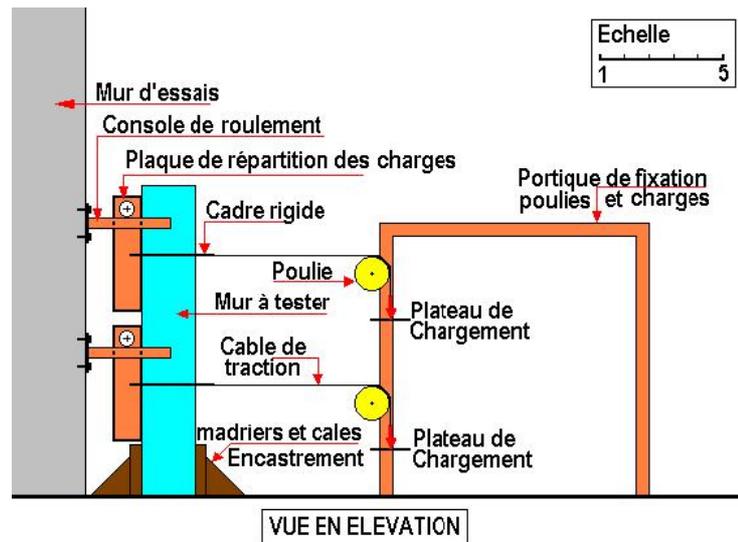


Figure 2.7: Banc d'essai réalisé pour chargement horizontal du mur modèle réduit

2.2.5. Caractérisation du comportement au cisaillement du sable vierge et du sable

confiné

La 4^{ème} partie du programme expérimental consiste à réaliser des essais de cisaillement direct à la boîte et de compression triaxial. Ces essais qui sont devenus une pratique courante de fonctionnement des laboratoires de mécanique des sols et constituent la base de la plupart des connaissances acquises sur le comportement mécanique des sols (leur apparition remonte aux années 1930), ont été effectués sur des éprouvettes cylindriques d'élancement supérieur à deux. Les éprouvettes utilisées ont une section circulaire de 28.26 cm² et 2.07 cm d'épaisseur pour l'essai de cisaillement direct et une section de 38.46 cm² pour une hauteur de 17.5 cm pour l'essai de compression triaxial. Le nombre d'éprouvettes est de trois pour chaque essai. Les essais ont été réalisés sur deux séries d'éprouvettes pour chaque essai : la première correspond à des éprouvettes en sable vierge et la deuxième à celle en sable confiné. Le sable utilisé dans notre cas est un sable gros (région de Baghlia) à l'état sec et les éprouvettes ont été reconstituées manuellement avec soin afin de s'assurer de la répétabilité de l'opération de reconstitution des éprouvettes. Les essais sont conduits en conditions drainées, par conséquent la vitesse de déplacement du piston est sans incidence sur les résultats obtenus par les deux essais.

On présente dans les lignes qui suivent, très succinctement le principe du déroulement des essais ainsi que quelques remarques tirées de la littérature concernant les résultats fournis par ces deux essais.

2.2.5.1. Essai de cisaillement direct (figure 2.8)

L'essai comporte deux phases principales : la première permet la consolidation de l'échantillon par application de contraintes normales et la deuxième correspond au cisaillement de l'échantillon. Il est conduit de la façon suivante : après préparation à la même densité des éprouvettes (remplissage par pluviation), on met en place l'éprouvette entre deux demi-boîtes qui peuvent se déplacer horizontalement l'une par rapport à l'autre. On applique par la suite sur l'éprouvette un effort normal donné par le biais d'un piston puis on cisaille l'échantillon en exerçant un effort horizontal sur la demi-boîte inférieure. On mesure la force totale de cisaillement au cours de l'essai. En répétant plusieurs fois cette opération en faisant à chaque fois varier la contrainte normale, on trace à la fin la courbe contrainte de cisaillement en fonction de la contrainte normale pour déterminer la cohésion C et l'angle de frottement interne ϕ .

2.2.5.2. Essai triaxial de compression (figure 2.9)

L'essai usuel consiste à soumettre dans une cellule triaxiale, une éprouvette cylindrique d'élanement voisin de deux, à une pression hydrostatique isotrope de confinement σ_3 appliquée par le biais d'un fluide et d'une contrainte axiale σ_1 (correspondant au déviateur $\sigma_1 - \sigma_3$) appliquée par le piston. L'essai s'effectue en imposant le déplacement du piston à vitesse constante et on mesure l'évolution de σ_1 en fonction du temps, donc de la déformation. En répétant plusieurs fois l'essai, on détermine les caractéristiques C et φ , pour différentes valeurs de la pression hydrostatique, à partir de la courbe contrainte de cisaillement en fonction de la contrainte axiale.



Figure 2.8 : Appareil pour essai de cisaillement direct



Figure 2.9 : Appareil pour essai de cisaillement au triaxial classique

En général, l'angle de frottement interne déduit sur des éprouvettes cylindriques à l'essai en déformation plane est supérieur à celui déduit à partir des essais triaxiaux. La littérature mentionne une disparité de l'ordre de 5° .

Au cours de l'essai, il se forme généralement, une ou plusieurs surfaces de rupture (ou surfaces de glissement) [45, 88].

Sur la courbe Mohr-coulomb enveloppe des points de rupture, il peut être défini deux types d'angle de frottement : l'angle de frottement interne au pic noté « φ_{pic} » et l'angle de frottement ultime noté « φ_{cv} » [22]. Le premier correspond à la pente de la droite sur la courbe enveloppe des maximums de la contrainte de cisaillement et, similairement, le deuxième correspond à la pente de la droite sur la courbe enveloppe des contraintes ultimes de cisaillement. Ce dernier représente la condition d'un cisaillement à volume constant de l'échantillon (phase d'écoulement du matériau). Pour les matériaux à grande déformation, il est utilisé en général l'angle φ_{cv} pour l'estimation de la résistance au cisaillement. Pour les sables lâches, les valeurs des deux angles sont approximativement égales. Les ordres de grandeurs ci-après sont empruntés à la littérature [22, 45].

- Sable à grains arrondis :
 - φ_{pic} : $28-30^\circ$ (lâche) ; $35-38^\circ$ (dense)
 - φ_{cv} : $26-30^\circ$
- Sable à grains anguleux
 - φ_{pic} : $30-35^\circ$ (lâche) ; $40-45^\circ$ (dense)
 - φ_{cv} : $30-35^\circ$.

CHAPITRE 3

RESULTATS EXPERIMENTAUX ET DISCUSSION

3.1. Caractérisation des sables et du tissu technique

3.1.1. Sables

Les résultats obtenus sur l'identification physique des sables sont consignés dans le tableau 3.1 et graphe suivants.

Tableau 3.1: Résultats des analyses effectuées sur les sables

Type de sable	Texture des grains	E.S (Propreté) (%) (1)	Masse vol. apparente (t/m ³)	Masse vol. absolue (t/m ³)	Module de finesse (2)	Classe granulaire (3)
Sable fin	arrondie	63	1.47	2.50	0.85	0/1
Sable grossier	anguleux	80	1.56	2.51	3.52	0/6.3

(1) norme NA 456 ; (2) norme NA 2607 ; (3) norme NA 2607



Figure 3.1 : Courbe granulométrique des deux sables de l'étude : Sable fin de Boussaâda (à gauche) et sable grossier de Baghlia (à droite)

Le sable fin de dune de Boussaâda de couleur jaune présente des grains arrondis. Il se caractérise par sa grande finesse, sa faible densité apparente et par un fort taux en éléments fins. Sa granularité est uniforme. Contrairement au sable fin, le sable grossier (sable de Baghlia) de couleur noir présente une granularité et une masse volumique apparente légèrement supérieure à celle du sable fin. C'est un sable contenant très peu d'éléments fins et les grains sont plus anguleux.

3.1.2. Tissus techniques

3.1.2.1. Essais de traction

Les résultats des essais de traction sont regroupés dans la figure 3.2 ci-après et les valeurs sont données dans le tableau 3.2. La déformation, mesurée à l'aide d'un extensomètre, est définie comme étant l'accroissement de la longueur réelle entre repères d'une éprouvette au cours d'un essai et exprimée en pourcentage de la longueur réelle entre repères.

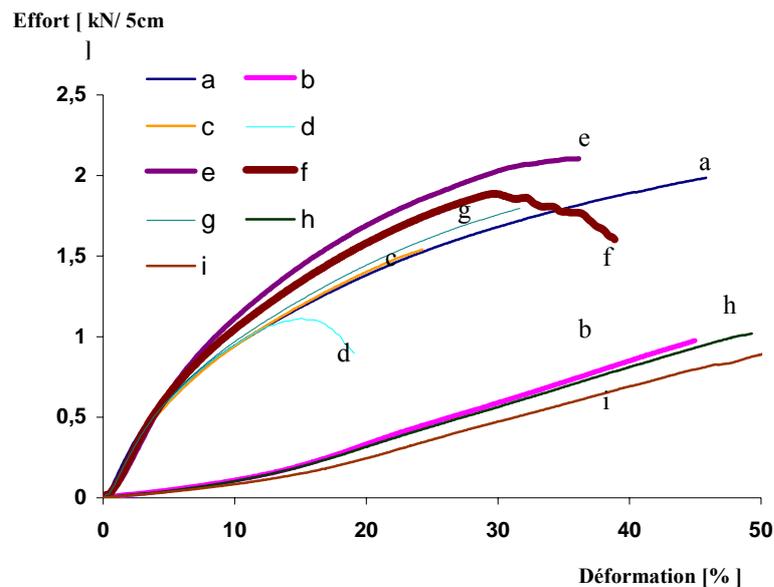


Figure 3.2 : Comportement en traction du tissu

Légende :

- a- Bande témoin (sens longitudinal) ;
- b- Bande témoin (sens transversal) ;
- c- Bande reconstituée par couture (sens longitudinal) ;
- d- Bande reconstituée par soudage avec recouvrement de 4 cm (Sens longitudinal) ;
- e- Bande reconstituée par soudage avec recouvrement de 8 cm (Sens longitudinal) ;
- f- Bande reconstituée par soudage avec recouvrement de 6 cm (Sens longitudinal) ;
- g- Bande reconstituée par couture avec un pas de couture serré (Sens longitudinal) ;
- h- Bande reconstituée par couture réalisée perpendiculairement au sens de l'effort et avec un pas de couture espacé (sens transversal) ;

Il y a lieu de noter deux groupes de courbes qui se distinguent par leur forme. Les courbes présentant des concavités tournées vers le bas (courbes 3.2.d, 3.2.e et 3.2.f) concernent les bandes découpées dans le sens longitudinal (Chaîne). Les autres, dont la concavité est tournée vers le haut, concernent les éprouvettes testées dans le sens transversal (trame) dont la matrice en PVC (moins résistante que l'armature) est d'abord mise en tension puis elle est relayée par l'armature en polyester alors que dans le sens longitudinal les efforts sont directement repris par les fils de renfort.



Figure 3.3 : Couture avec un pas espacé (3960.02 μm)

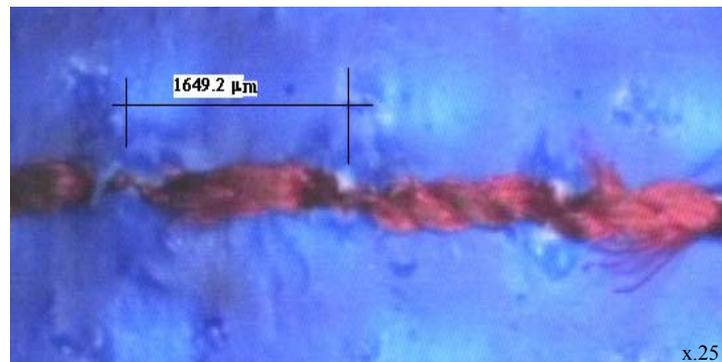
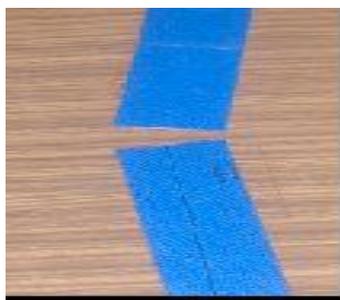


Figure 3.4 : Couture avec un pas serré (1649.2 μm)

Tableau 3.2 : Valeurs moyennes des résultats des essais de traction

		Allongement à la rupture Lr (mm)	Force de rupture (kN/ 5 cm)	Allongement entre repères Δl (mm)	Déformation totale et (%)	Déformation à la rupture ϵ_r (%)	Observation
Continu	Long.	44,96	1,964	6,66	22,48	11,10	Rupture au milieu de l'éprouvette
	Trans.	57,57	1,17	6,33	28,79	10,33	Rupture au centre pour 2 éprouvettes et à 15 mm des mors pour une éprouvette
Soudé – Longitudinal	4 cm	22,86	1,270	2,66	11,43	4,64	Recouvrement réalisé par soudage thermo électrique. Rupture présentant un comportement post-pic (écoulement). Rupture au niveau de la zone médiane
	6 cm	38,58	1,857	6,00	19,28	10,00	
	8 cm	37,380	2,200	4,66	18,70	07,77	
Couture serrée	Long.	23,48	1,39	4,5	11,74	7,5	Couture avec un pas serrée / rupture au niveau de la couture à l'exception de 2 éprouvettes où la rupture à lieu à 12 mm des mors
	Trans.	52,75	0,912	5,7	26,37	9,5	
Couture espacée	Long	25,44	1,513	4,0	12,72	6,68	Couture perpendiculaire au sens de la traction ; avec un pas espacé Rupture au niveau de la couture à l'exception de 2 éprouvettes (rupture à 12 mm des mors)
	Trans.	50,16	1,014	6,0	25,08	9,90	

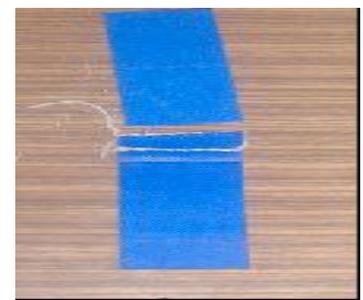
En fonction du mode d'assemblage, les ruptures constatées présentent des faciès différents. Les figures 3.4.a, 3.b et 3.c montrent les types de rupture observés.



(a) Bande témoin



(b) Bande soudée



(c) Bande cousue

Figure 3.5 : faciès de ruptures

Sur les bandes témoins, la rupture du tissu ne donne pas de fibrilles et il y a moins de fibres émises (figure 3.5.a). Ceci confirme que le tissu polyester est en filament continu (titre=1100 Dtex) et non en microfilament pour lequel le titre est inférieur à 1,2 Dtex [35].

Les résistances obtenues à l'essai de traction sont de 4 t/p.m.l pour les bandes essayées dans le sens production ou sens chaîne (longitudinal) et environ 2 t/ p.m.l pour celles essayées dans le sens trame (transversal). Les déformations enregistrées à la rupture (déformations résiduelles), elles sont de l'ordre de 11% pour les deux sens.

Sur les bandes reconstituées par soudage, la rupture ne se fait pas par déchirure du tissu mais par décollement des parties soudées. Le processus de décollement des deux morceaux commencent d'abord sur les cotés puis évolue vers le centre de la zone de recouvrement (figure 3.5.b).

Sur les bandes cousues, la rupture a toujours lieu au niveau de la ligne de couture. C'est le fil qui cède d'abord et suit ensuite la déchirure du tissu lorsque le pas de couture est espacé. Lorsque le pas est serré, la rupture a toujours lieu au niveau de la ligne de couture par déchirure du tissu, le fil quant à lui ne cède pas (Figure 3.5.c).

3.1.2.2. Interprétation des résultats

A) Cas des assemblages soudés (courbes 3.2.d, 3.2.e et 3.2.f)

Pour les éprouvettes reconstituées par soudage thermoélectrique, les constats sont les suivants :

- Les courbes présentent un seuil d'écoulement. Cet écoulement diminue d'intensité avec l'augmentation de la largeur de recouvrement (à 08 cm, plus d'écoulement). Il est à rappeler que la machine offre deux paramètres de contrôle de l'essai, à savoir « force contrôlée » et « déplacement contrôlé ». Grâce au choix de ce dernier paramètre, il a été possible d'observer ce comportement post-pic (adoucissement).
- Les forces de rupture pour les éprouvettes soudées sont très légèrement supérieures à celles obtenues sur les éprouvettes témoins. On note une valeur moyenne de 1.77 kN/ 5 cm soit 3.5 t/p.m.l avec toutefois une dispersion des résultats de 22% entre les valeurs correspondant aux différents recouvrements. Ces forces sont d'autant plus grandes que le recouvrement est important.
- Les ruptures surviennent toujours en dehors de la zone de recouvrement.

Ces deux derniers points confirment que le recouvrement par soudage thermoélectrique constitue un renforcement et une surépaisseur du tissu technique enduit.

A titre de rappel, le recouvrement par soudage thermoélectrique des éprouvettes a été réalisé au niveau de l'usine de Msila. La zone de recouvrement est placée entre les plats du poste qui produit un champ électrostatique d'oscillation par-dessus la zone de recouvrement.

Le plat supérieur est franchement chargé et l'embase est chargée négativement. Les ondes vont du plat positif au plat négatif via la zone de recouvrement. La chaleur ainsi créée et qui est due à la vibration moléculaire, fait fondre les deux morceaux de tissu à souder [96, 97]. Ce processus de fusion est couplé à une pression mécanique appliquée par les plats

B) Cas des assemblages cousus (figure 3.2.c, 3.2.g, 3.2.h et 3.2.i)

Pour les éprouvettes reconstituées par couture, les constats sont les suivants :

- Le pic de résistance n'existe pas. Ce constat est également fait sur les éprouvettes témoin (courbes 3.2.a et 3.2.b).
- Les résistances obtenues sont inférieures aux résistances des éprouvettes témoins ; elles baissent d'environ 25 %.
- Dans la direction chaîne, les échantillons montrent des allongements plus grands que ceux obtenus lorsque les échantillons sont testés dans le sens trame ; les allongements à la rupture sont presque multipliés par 2 par rapport aux échantillons témoins.
- Les forces de ruptures présentent des valeurs plus faibles dans le sens transversal que longitudinal et par rapport aux éprouvettes témoins, elles leur sont également plus faibles. La résistance moyenne dans ce cas est de l'ordre de 1.9 t/p.m.l. avec une dispersion de 12.5%.
- La présence et le maintien d'un palier des forces de traction au niveau des grandes déformations (à partir de 20 mm).
- Les allongements à la rupture obtenus sont plus grands que ceux enregistrés sur les échantillons soudés ; par rapport à ces derniers, on enregistre une augmentation moyenne qui dépasse les 50%. Par rapport aux témoins, on note le même ordre de grandeur.

- L'allongement total constaté sur les échantillons cousus et témoins est du même ordre de grandeur. Nous retenons une valeur moyenne de 27% avec une dispersion de 7%.
- Les ruptures sont observées systématiquement le long des coutures ; elles s'effectuent dans le tissu et non par rupture du fil de couture. Ceci nous permet d'avancer que les points de couture constituent une amorce de déchirure du tissu.
- La résistance des assemblages cousus est fonction du pas des coutures ; elle baisse lorsque le pas diminue. Plus une couture est serrée, plus la résistance est faible.
- Les valeurs des modules d'élasticité obtenus sont de 2475 kgf/cm² dans le sens longitudinal et 1180 kg/cm² dans le sens transversal. Ceci montre que le tissu est anisotrope. Ce qui laisse supposer que les fils de renfort sont dans le sens longitudinal.

L'ensemble de ces points permet de conclure que les coutures provoquent des lignes de faiblesse dans les assemblages et font baisser les résistances des tissus. Cependant et en comparaison avec les résultats d'autres chercheurs ayant étudié des géotextiles [36], les résistances obtenues sont largement suffisantes pour garantir un bon comportement à notre structure.

3.1.2.3. Etude paramétrique

Les résultats obtenus concernent les influences de la vitesse de chargement, des dimensions des éprouvettes et de l'effet de chargements répétés sur le comportement en traction du tissu.

A) Influence de la vitesse de charge

L'influence de la vitesse de l'essai sur les résistances des bandes de 50 mm de largeur et 200 mm de longueur découpées dans le sens trame, a été examinée. Les essais ont été conduits en faisant varier la vitesse de déformation. Ainsi, trois vitesses de déformation ont été considérées : 1mm/mn, 10 mm/mn et 100 mm/mn. Les résultats obtenus sont synthétisés dans le tableau 3.3 et illustrés sur les courbes force-déplacement de la figure 3.6.

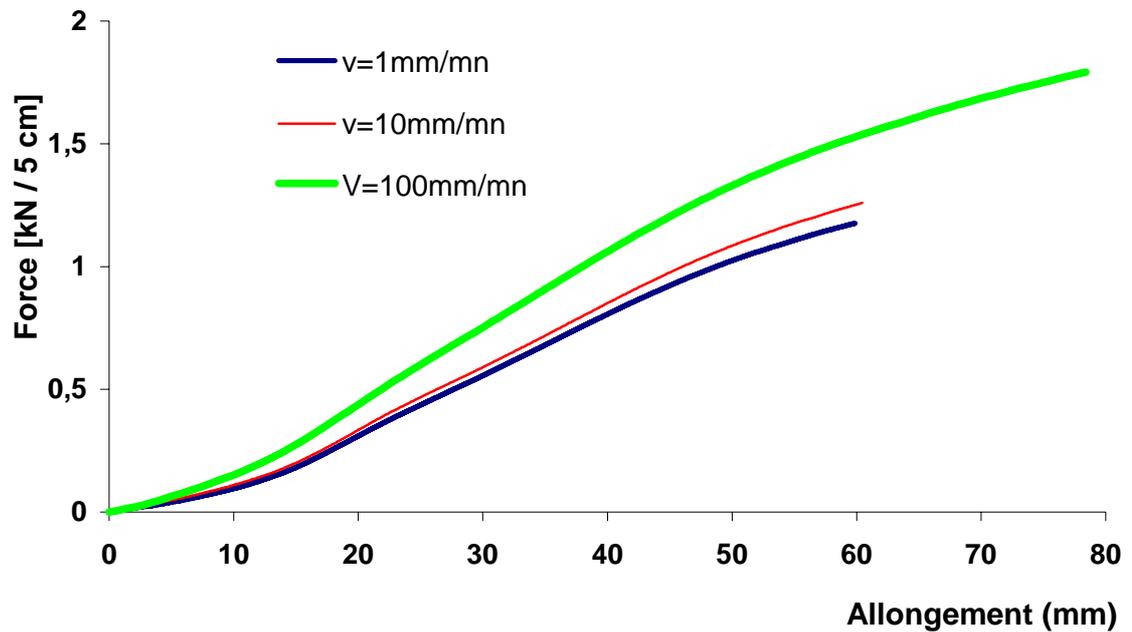


Figure 3.6: Influence de la vitesse de l'essai sur les allures des courbes (sens trame)

Tableau 3.3 : Récapitulatif des résultats en fonction de la vitesse de déformation

Vitesse de déformation (mm/mn)	1	10	50	100
Fr (kN/5cm)	1,176	1.235	1.446	1,798
ΔL (mm)	59,9	66.21	69.88	79,43
Type de rupture	à 12 mm du mors	au milieu de l'éprouvette	au milieu de l'éprouvette	au milieu de l'éprouvette

Les mêmes résultats du tableau 3.3 ci-dessus, ont permis de tirer le graphe représenté en figure 3.7 qui met en évidence l'effet de la vitesse de l'essai en traction du tissu sur l'allongement et la résistance du tissu.

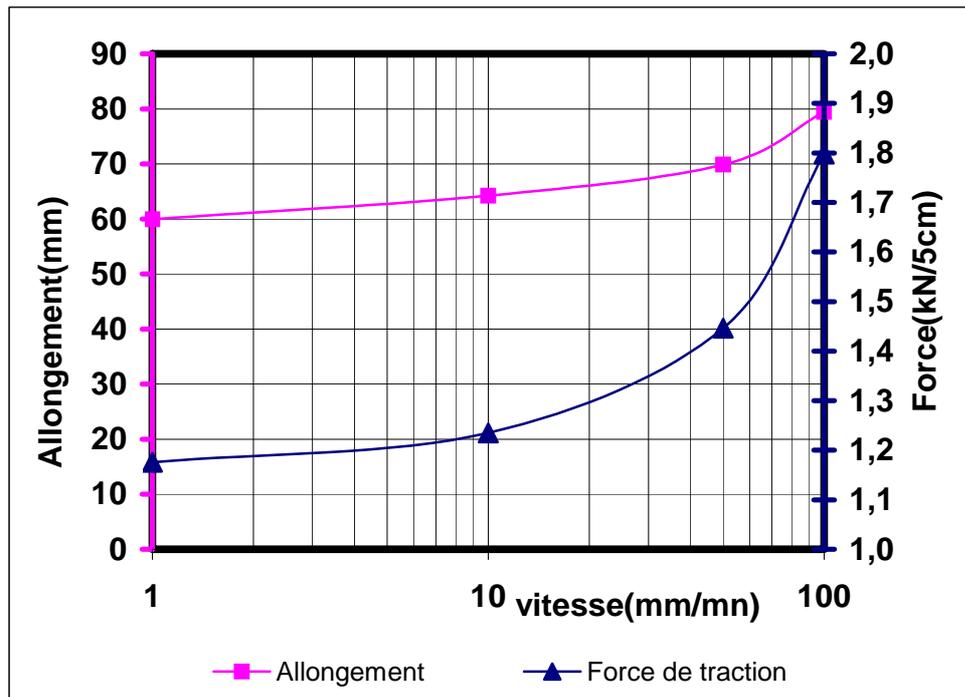


Figure 3.7 : Effet de la vitesse de l'essai de traction du tissu sur l'allongement et la résistance (sens trame)

Les résistances de traction maximale augmentent avec la rapidité d'exécution de l'essai. En multipliant la vitesse par un facteur de 100, on enregistre une augmentation de la résistance de plus de 50 %. Par contre en multipliant par un facteur de 10, il apparaît une différence peu significative sur la résistance à la traction. Ceci laisse penser que la vitesse de déformation supérieure à 10 mm/min affecte énormément le comportement en traction de ce tissu. Cette sensibilité est également observée sur le comportement des géotextiles [8, 21]. Par conséquent, sur le plan pratique, lors du remplissage des sacs de confinement, il faut charger lentement les tissus car le risque de déchirure augmente avec la vitesse de chargement et devient plus important. Toutefois, cette influence de la vitesse de la charge reste à vérifier pour les sacs pleins, où il semblerait que le frottement naissant de la structure des matériaux en présence (grain de sable – tissu) atténuerait les risques de déchirure.

B) Influence de la dimension

Afin de disposer d'éléments d'appréciation de l'effet d'échelle sur le comportement en traction du tissu technique enduit PVC, des essais de traction ont été réalisés sur le tissu, en faisant varier les longueurs des échantillons (en gardant fixe la largeur à 50 mm) puis en faisant varier les largeurs (en gardant fixe la longueur à 200 mm). Ainsi, une première série

d'essais de traction a été réalisée pour des longueurs de 300, 200 et 100 mm ; et une deuxième série avec des largeurs de 35, 25 et 50 mm. Toutes les éprouvettes ont été découpées dans le sens trame et testées avec une vitesse d'exécution constante de 10 mm / mn. L'allongement tend à produire un accroissement de la surface de l'éprouvette et à diminuer son épaisseur. Pour mesurer l'épaisseur du tissu, il a été utilisé un comparateur à cadran micrométrique (permettant une lecture à 2 μm) pourvu d'une touche carrée qui applique à l'éprouvette une pression de 0,1 à 0,3 kgf/cm². Avant essais, les mesures ont donné une épaisseur moyenne de 0,70 mm, après essais, les épaisseurs mesurées sont de 0,66 mm. Les différents résultats obtenus sont consignés dans le tableau 3.4 et représentés sur les figures 3.8 et 3.9 ci-après.

Tableau 3.4 : Récapitulatif des résultats en fonction de la dimension des bandes

Dimension éprouvette l x L (mm)	Force de rupture maxi. (kN)	Epaisseurs en mm		ΔL (mm)	ϵL (%)	Δl (mm)	ϵl (%)	Observation rupture
		Avant	Après					
50 x 100	1,402	0,70	0,66	40,91	40,91	0,01	0,02	Au centre
50 x 200	1,211			59,94	29,97	0,015	0,03	Au centre
50 x 300	0,839			62,05	20,66	0,03	0,06	Au centre
25 x 200	0,369	0,70	0,66	41,90	21,00	0,06	0,24	Au centre
35 x 200	0,863			52,54	31,30	0,02	0,02	Au centre
50 x 200	1,211			59,94	29,97	0,015	0,03	Au centre

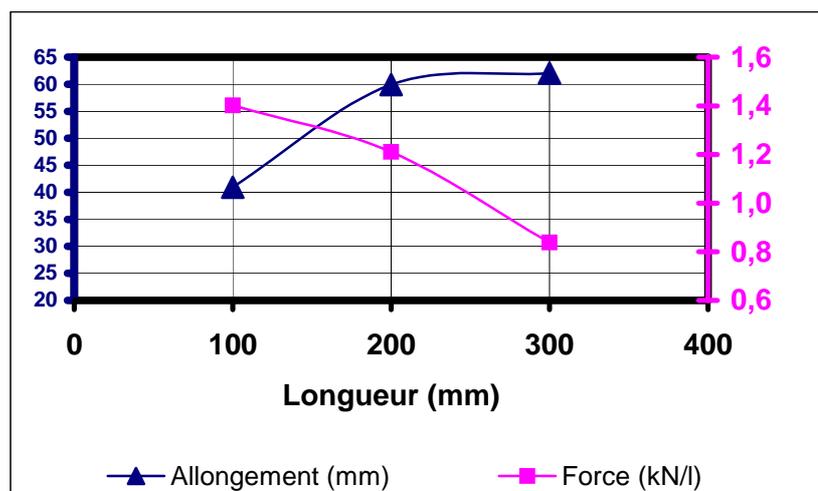


Figure 3.8 : Allongement et force de rupture en fonction de la longueur de l'éprouvette (la largeur étant fixée à 50 mm)

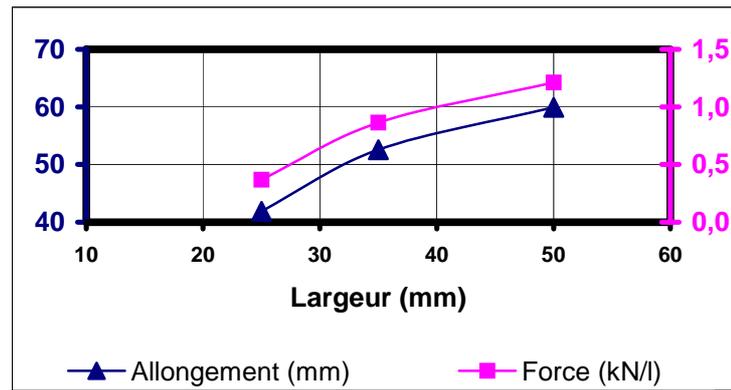


Figure 3.9° : Allongement et force de rupture en fonction de la largeur de l'éprouvette (la longueur étant fixée à 200 mm)

Les figures 3.8 et 3.9 montrent clairement que les allongements et les résistances sont fortement influencées par la taille des échantillons testés. Lors de la mise en tension d'une éprouvette de tissu, on constate de très faibles retraits en partie médiane (figure 3.10). Ces mêmes retraits seront probablement davantage réduits lorsqu'ils seront utilisés dans le confinement des sols à cause du frottement qui naîtra avec le sol.

La norme française de détermination de la résistance des textiles à la traction [8] et appliquée pour l'étude de notre tissu technique ne permet pas de donner des recommandations sur les dimensions à préconiser.

La dimension 200 x 50 mm choisie pour réaliser les essais de traction simple est cependant acceptable. Mais au vue des résultats du tableau 3.4, on peut à l'avenir recommander pour des utilisations en renforcement des sols, les dimensions de bandes de 50 x 100 mm pour effectuer les essais de traction en hors sol.

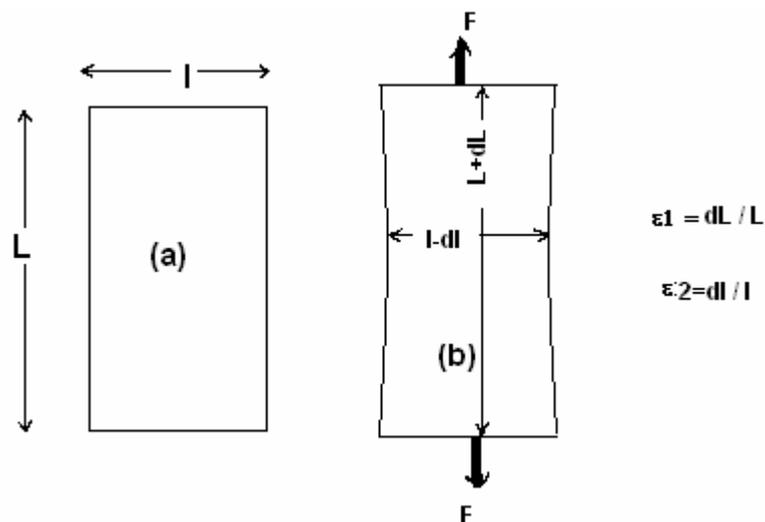


Figure 3.10 : Bande (a) avant traction ; (b) tendue.

Comparativement, dans le cas des géotextiles, la littérature riche dans ce domaine, mentionne des retraits plus importants et un fort effet de taille sur leur comportement en traction [19, 20]. Il est recommandé dans ce domaine la réalisation des essais sur des échantillons de faible élancement [8].

C) Influence d'une sollicitation répétée

Nous nous sommes également intéressés à l'étude du comportement du tissu sous l'effet d'un chargement répété. Pour ce faire, un essai de traction sur des bandes de 50 mm de largeur et 200 mm de longueur découpées dans le sens trame et dans le sens production à été répété plusieurs fois. L'essai a été conduit avec une vitesse de déplacement de 10 mm /mn.

Le niveau de charge choisi pour effectuer cet essai est de 2 t / m.l pour les bandes découpées dans le sens production et 1.6 t / m.l pour celles découpées dans le sens trame.

Ces niveaux représentent respectivement pour le sens production et le sens trame 50% et 80% des charges de rupture respectives.

Les résultats obtenus sont représentés sur les courbes données en figures 3.11 et 3.12 ci-dessous. Les courbes du 9^{ième} et 10^{ième} sollicitation ont été décalées vers l'origine.

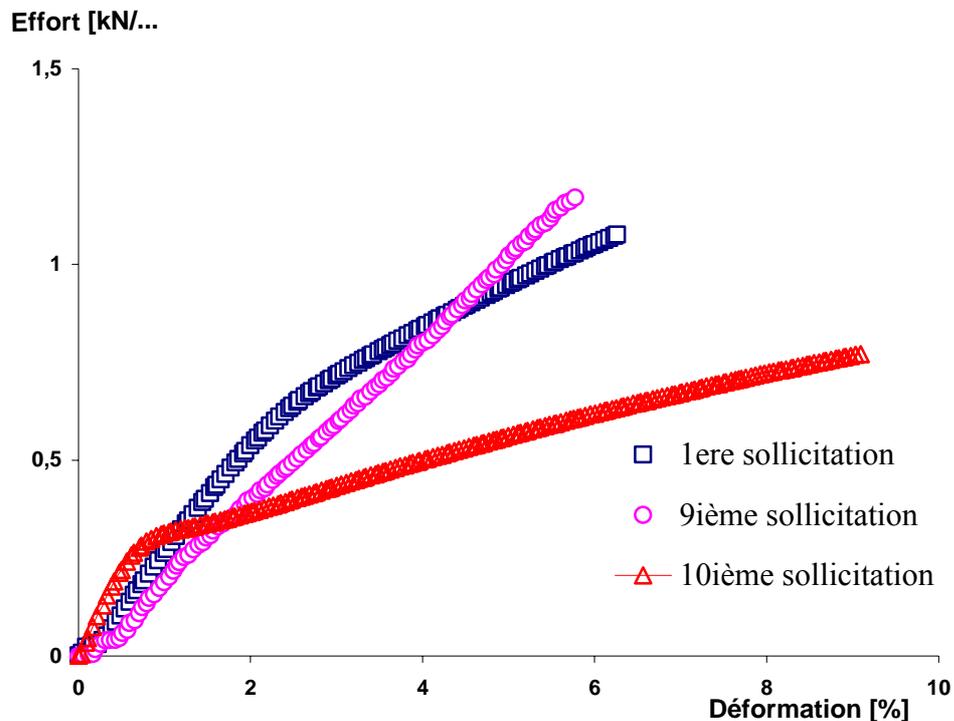


Figure 3.11 : Effet d'un chargement répété en traction sur le tissu (sens production)

Jusqu'au 9^{ème} chargement (figure 3.11), le tissu conserve sa rigidité de départ et ne se rompt pas. Le comportement est quasi linéaire. Au 10^{ème} cycle, le comportement précédent évolue vers un comportement élastoplastique. On note un accroissement brusque de la rigidité au début de la courbe jusqu'à une déformation de 0.5%, attribuable sans doute à un effet d'écroutissage du tissu. Au-delà, la rigidité baisse fortement et la rupture survient sous une charge de 1.2 t / m.l soit à hauteur de 60% du niveau de charge considéré ou encore à 30% de la charge maximale de rupture.

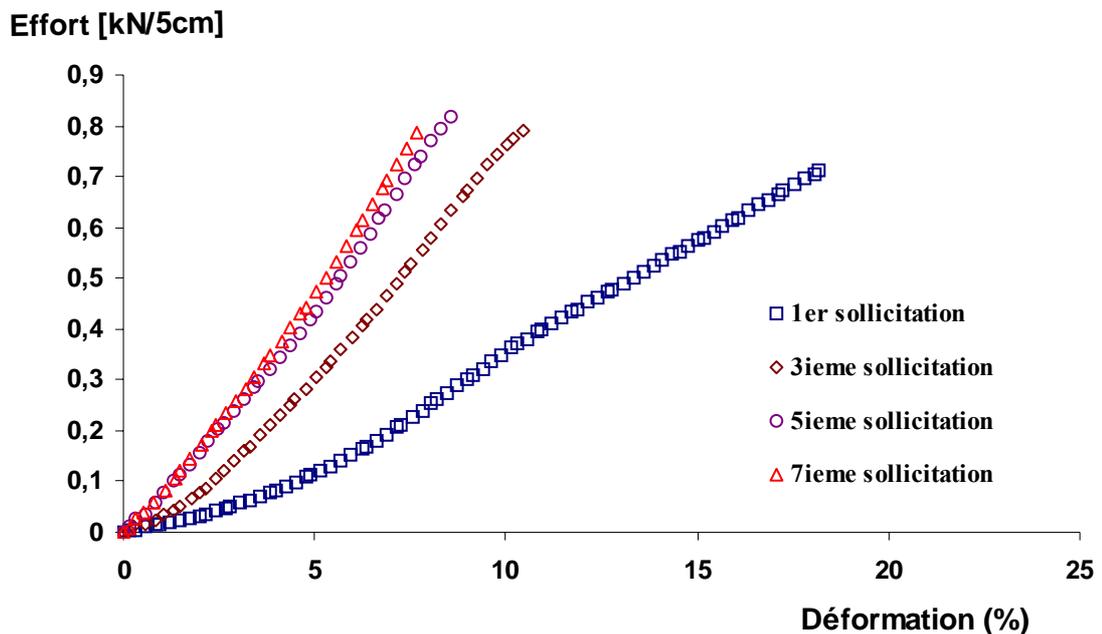


Figure 3.12 : Effet d'un chargement répété en traction sur le tissu (sens trame)

Dans le sens trame, les allures des courbes font apparaître un comportement du tissu allant en durcissant en fonction de la répétition de la charge (figure 3.12). Ceci se remarque par l'accroissement de valeur de la rigidité, au fur et à mesure de la répétition de la charge. La rupture survient à la 7^{ème} répétition et sous une charge de 1.4 t / m.l, soit à 87 % du niveau de charge considéré ou encore à 70% de la charge de rupture.

Ceci démontre bien qu'il y a rupture du tissu par un phénomène de fatigue et qu'il y a lieu donc de le prendre en considération dans les calculs lorsqu'on conçoit des ouvrages dans un environnement où les risques de sollicitation à répétition sont prépondérants.

Cet essai montre également que la rupture par fatigue est un processus très rapide, du moins pour les niveaux de charge considérés dans notre cas.

La figure 3.12 bis ci-dessous montre une réponse du type accommodation, lors de sollicitations cycliques du tissu technique. Pour un niveau de charge oscillant entre deux bornes fixes (0 et 1.2 kN), les déformations semblent vouloir se stabiliser au bout de quelques cycles.

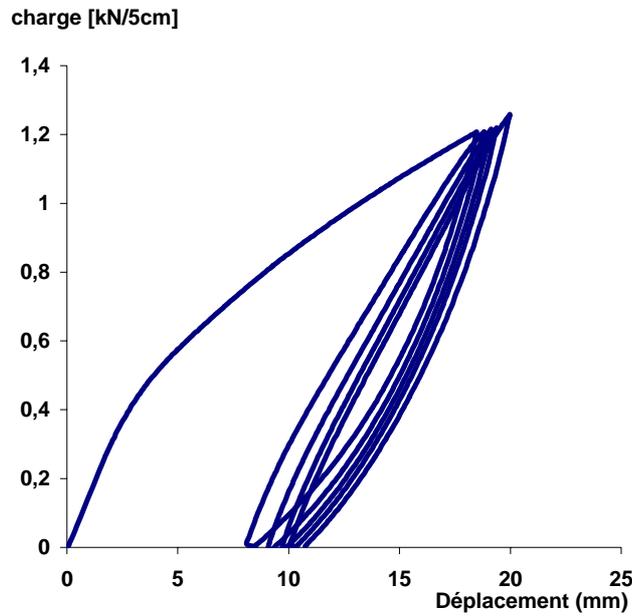


Figure 3.12 bis : Réponse du tissu sous un essai cyclique: phénomène d'accommodation

3.1.2.4. Essai de durabilité

Afin de rendre compte des éventuels changements des propriétés du tissu dus à l'action de l'environnement, des essais de durabilité ont été effectués pour simuler cette agression.

Trois séries de trois bandes chacune et de 50 mm de largeur et 200 mm de longueur et découpées dans le sens trame ont été préparées. La première série de bandes a fait l'objet d'une conservation pendant une durée de douze (12) mois, où les échantillons ont été complètement immergés dans un bocal rempli par une solution chimique à base d'acide sulfurique dilué à 10%. Les échantillons de la deuxième série ont été quant à eux complètement enfouis pendant une durée de douze (12) mois dans un pot de fleur rempli de terre organique humide et chargée de sulfates et de nitrates. Enfin la dernière série a subi une exposition climatique par exposition directe aux agents atmosphériques pendant une durée de douze (12) mois également.

Les critères de vieillissement retenus dans notre cas comme traceur de vieillissement sont [84] : Les changements d'aspects, les variations pondérales et dimensionnelles, les réductions des caractéristiques mécaniques, notamment les résistances à la traction et les élongations. On rappelle que les essais de traction ont été conduits avec une vitesse de déplacement de 10 mm / mn. Les résultats obtenus sont consignés dans le tableau 3.5 donné ci-après.

Tableau 3.5 : récapitulatif des résultats d'essais de durabilité

Eprouvettes	Essais réalisés	Dimensions (mm x mm)	Poids (g)	Couleur	Rt (T/ml)	Δl (%)
témoins	A 23°C et 65%H	50 x 200	12.5	bleu	2	27
vieillies pendant 12 mois	Action d'un acide sulfurique dilué à 10%	50 x 200	11.55	inchangée	2	27.8
	Action des micro-organismes	50 x 200	11.71	inchangée	2	21
	Action climatique (UV, froid, vent, pluie)	50 x 200	11.60	inchangée	2	28

La valeur de la résistance à la traction obtenue dans les différentes ambiances est de l'ordre de 2 t/ml. Comparée au témoin, celle-ci n'a pas subi de variation. Les dimensions, poids et l'aspect des éprouvettes n'ont subi également, aucun changement. Concernant l'allongement total à la rupture, mis à part une chute de 20% enregistrée sur les éprouvettes enfouies sous terre, l'allongement dans les autres cas n'a pas été affecté.

Ce résultat nous amène à conclure que, la durée de conservation de douze mois observée, est insignifiante pour laisser entrevoir une quelconque amorce de détérioration. Ce qui laisse à penser que le processus de vieillissement est très long. Des travaux récents et peu nombreux, en termes de connaissances et de la durabilité des matériaux polymères synthétiques rapportent que la cinétique de vieillissement est très lente [84].

3.1.2.5. Conclusion

L'analyse expérimentale du tissu industriel PVC produit en Algérie montre des résultats encourageants pour son éventuelle utilisation dans le domaine des sols confinés.

Le tissu étudié est un matériau non orthotrope dont les fils de renfort sont placés dans le sens chaîne ; ceci appelle une attention particulière dans le choix du sens d'utilisation. Ce tissu a des caractéristiques mécaniques assez intéressantes : le module d'élasticité est de

1180 kg/cm² et sa résistance minimale à la traction est de l'ordre de 2 T/ m.l. avec une dispersion de 12.5%. L'allongement total constaté est de l'ordre de 27 % avec une dispersion de 7%.

Il est recommandé de réaliser les essais de traction simple sur des éprouvettes de dimensions 50 x 100 mm. Les dimensions 50 x 200 mm recommandées dans la norme française relative aux essais de traction sur les textiles, restent acceptables aussi.

Les assemblages par soudage thermoélectrique constituent un renforcement et une surépaisseur du tissu technique PVC. Les assemblages par couture peuvent être également acceptés.

Les allongements et les résistances du tissu sont fortement influencés par la taille des échantillons testés. Par contre, le tissu présente en partie médiane une bonne stabilité au retrait lors de sa mise en tension.

Lors des chargements répétés, les allures des courbes font apparaître un comportement durcissant, notamment pour le sens trame. La répétition d'une sollicitation monotone a montré, du moins pour le niveau de charge considéré, que la rupture par effet de fatigue survient rapidement.

Les résultats des essais de durabilité n'ont laissé entrevoir aucune détérioration des caractéristiques mécaniques, du moins durant les douze mois d'exposition observés. Aussi bien à l'essai de vieillissement naturel, de conservation dans une solution chimique ou enfouis sous terre, les éprouvettes n'ont montré, aucun signe qui soit révélateur d'un début de détérioration.

Dans le cadre de la présente recherche, l'étape suivante menée en deux étapes consiste à déterminer la forme et les dimensions adéquates des enceintes confinées spécimens de l'étude et d'analyser leur comportement avec un matériau confiné adéquat. Une campagne expérimentale sur des éprouvettes en forme de cubes et parallélépipèdes, sera menée afin d'étudier l'effet de la taille des échantillons (effet d'échelle) sur le comportement à la traction et à la compression.

3.2. Caractérisation mécanique de la structure

3.2.1. Effet de la taille des échantillons sur le comportement mécanique : choix des dimensions et justification (1ère étape)

Cette 1^{ère} étape, consiste à analyser l'effet de la taille des échantillons sur le comportement mécanique. Ceci a pour objectif de déterminer les dimensions des éprouvettes spécimens de l'étude à considérer dans l'étape suivante traitant de la caractérisation mécanique. Pour ce faire, des tests ont été effectués sur trois cubes de dimensions différentes pour évaluer la réponse mécanique de chaque taille. Ces tests ont portés sur trois séries de trois éprouvettes chacune.

Pour répondre à cette question, la démarche adoptée consiste à comparer les caractéristiques mécaniques obtenues à partir de cubes de différentes dimensions (10x10x10, 20x20x20 et 30x30x30 cm³) et vérifier à partir de ces caractéristiques mécaniques, s'il existe un effet de taille (figure 3.13). L'évaluation sera menée sur la base d'une comparaison des modules de déformations.

Le programme expérimental ci-après, a été mené sur un seul type de matériau. Il s'agit d'un même tissu, du même sable, du même fil et d'un même pas de couture. Les enceintes confinées, ont été remplies d'un sable fin de dune de la région de Boussaâda de couleur jaune. Leur préparation (assemblage, remplissage et le compactage) a été effectuée pour l'ensemble des cubes selon une procédure identique.

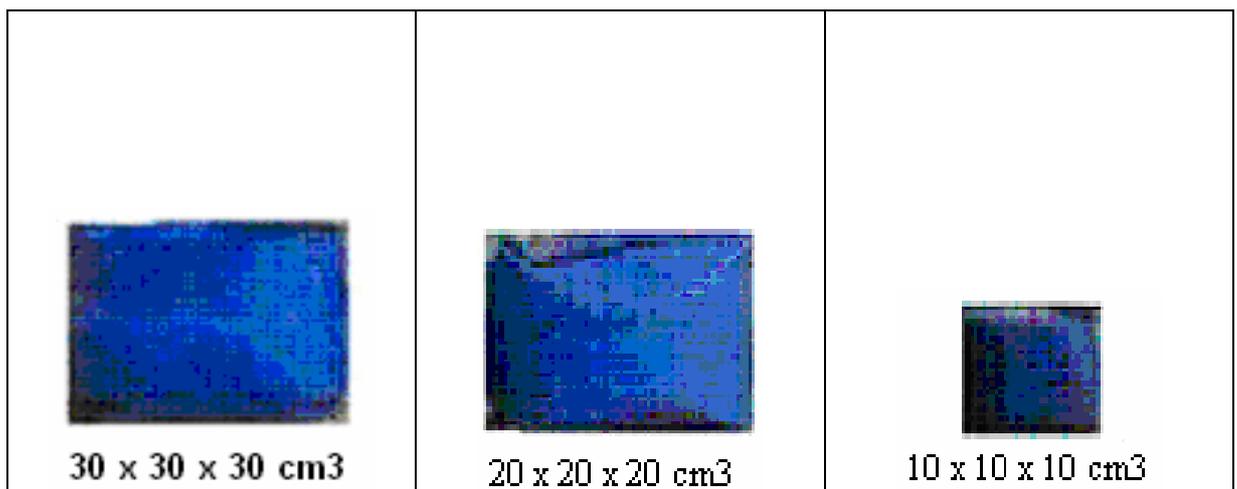


Figure 3.13 : Echantillons de cube de sable de tailles différentes testés

Avant essai, le poids de chaque cube a été déterminé par pesée avec une balance électronique précise au 1/100 de grammes. La masse volumique a été choisie comme paramètre de contrôle de la reproductibilité pour la préparation des cubes (remplissage et damage).

Les valeurs des masses volumiques apparentes obtenues avant l'essai et mesurées sur les différents cubes testés sont récapitulées dans le tableau 3.6 ci –dessous donné.

Tableau 3.6 : Valeurs moyennes des masses volumiques des cubes après densification

Dimensions cubes (m3)	Poids (kg)	ρ (Kg/m3)	Moy. (Kg/m ³)	σ	C.V (%)
0.10 x 0.10 x 0.10	2.22	2225	2398	153	6%
0.20 x 0.20 x 0.20	20.14	2518			
0.30 x 0.30 x 0.30	38.28	2450			

Le traitement statistique montre que les valeurs des masses volumiques des différents cubes sont homogènes entre elles (c.v = 6%). Ceci permet de conclure que la préparation des cubes a été faite d'une manière identique.

3.2.1.1. Interprétation des résultats

L'effet de la taille des échantillons sur la réponse mécanique a été appréhendé par des essais de compression et de cisaillement, effectués sur trois dimensions différentes de cubes. Les différentes réponses mécaniques obtenues sont relatées ci-après.

A) Essais de compression

Pour s'approcher de la compression uniaxiale, les cubes ont été centrés sur le plateau de chargement de la presse (figure 3.14) directement au contact de ces plateaux. Aucun système pour réduire les frottements cubes-plateaux n'a été prévu.

Les cubes sont chargés d'une manière continue et sans choc et ont été conduits avec une vitesse de déformation constante [37, 64]. Ces essais, réalisés sur éprouvettes de H/B = 1 au stade initial et avec des disques de chargement dont la surface de chargement est au moins égale à celle du cube testé, n'ont pas été poursuivis jusqu'à la rupture totale mais ont été arrêtés, à l'observation de la première amorce de rupture.

La conduite de l'essai a été pilotée par ordinateur et l'acquisition des résultats est faite automatiquement.



Figure 3.14 : Appareil pour essai de compression

Les résultats obtenus sont synthétisés et donnés sous forme d'une courbe contrainte – déformation et représentée sur la figure 3.15 ci-dessous.

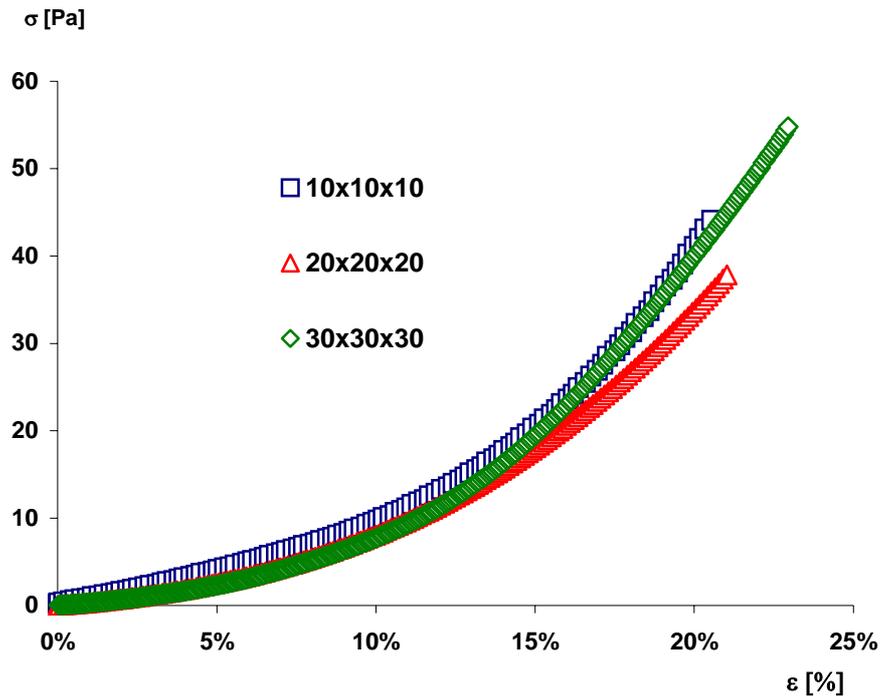


Figure 3.15 : Courbe de chargement des éprouvettes cubiques testées en compression

La figure 3.15 permet de dresser le constat suivant :

- Les allures des courbes σ - ε pour les différents cas de figures semblent montrer des comportements similaires.
- La forme des courbes permet de noter dans tous les cas, des déformations totales importantes. La majeure partie de ces déformations correspond aux déformations initiales (branche 1 à tendance linéaire), qui traduisent le refoulement plastique du sable associé à une mise en place avec déformation de l'enveloppe de tissu industriel avant sa mise en tension. Le seuil semble se situer entre 10 et 15% de déformation et pour un niveau de contrainte ne dépassant pas les 20 Pa.
- Au delà du seuil de 15% de déformation, les courbes ont tendance à se relever. Ceci traduit un accroissement de la rigidité. A partir de cet instant, on assiste non pas à une accentuation des déformations mais l'inverse, comme si le matériau voyait ses caractéristiques s'améliorer au fur et à mesure que le niveau des contraintes augmente. Ceci se remarque par les concavités tournées vers le haut de la deuxième branche des courbes et qui semble adopter une allure linéaire croissante.

La figure 3.16 présente, pour les différentes dimensions des cubes étudiés, la variation de leur module d'élasticité en fonction du niveau de déformation.

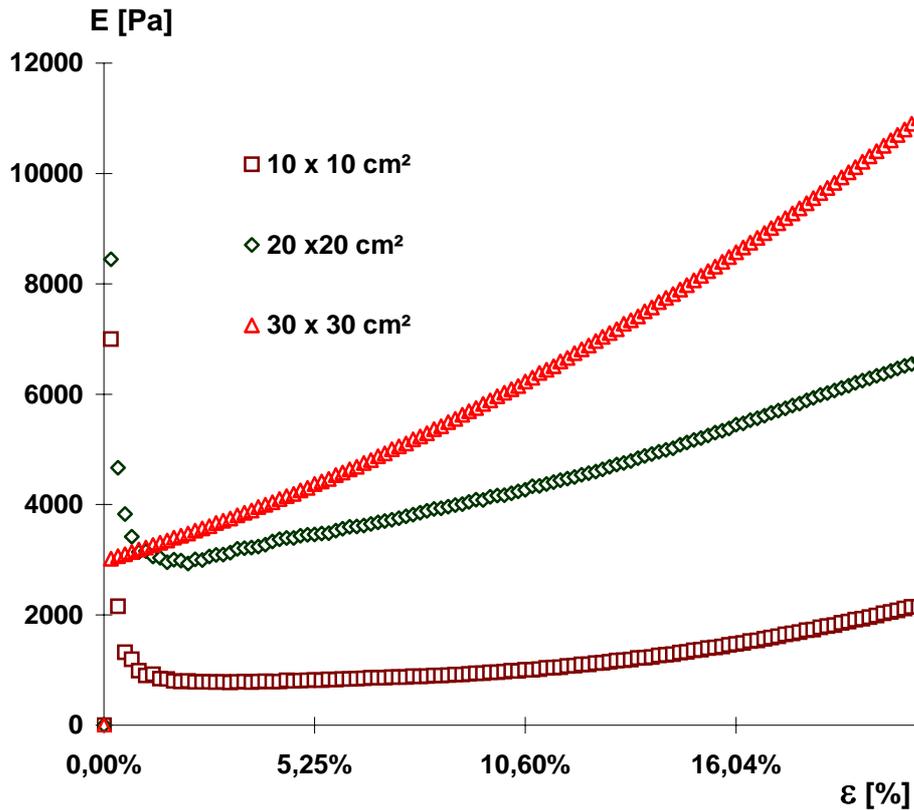


Figure 3.16 : Courbe de variation du module en fonction de la déformation

Le tableau 3.7 et les figures 3.17 et 3.18 qui suivent, présentent les valeurs des modules d'élasticité sécants obtenues sur les cubes de différentes dimensions et pour les niveaux de déformation suivants : 10%, 15% et 20%.

Tableau 3.7 : Evolution du module de déformation en fonction de la taille de l'échantillon

Niveau des déformations ϵ (%)	Module sécant des déformations (Pa)			Mesure de la dispersion		
	10x10x10 cm ³	20x20x20 cm ³	30X30X30 cm ³	Moy.(Pa)	σ	Cv (%)
10 %	98,6315	80,6075	77,2491	85,496	11,50	13,45
15 %	135,967	120,310	130,204	128,827	7,92	06,15
20 %	205,397	185,128	199,896	196,807	10,50	05,33

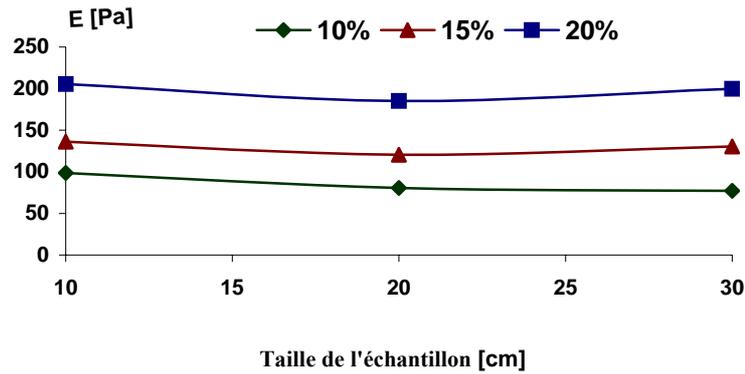


Figure 3.17 : Effet de la taille des échantillons sur le module de déformation

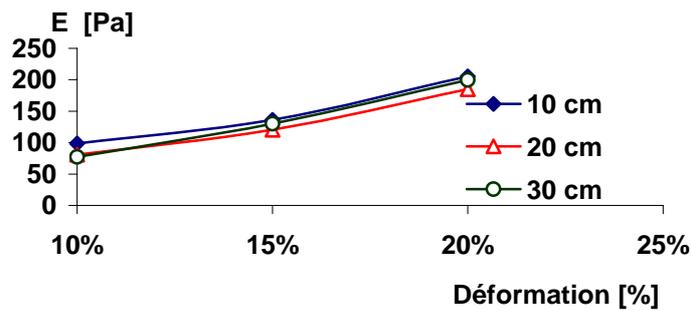


Figure 3.18 : Evolution du module en fonction de la déformation et de la dimension de l'échantillon

Ces deux derniers graphes montrent bien que pour une déformation donnée, les modules sont très peu différents et ne varient que très faiblement en fonction de la dimension des échantillons. Le traitement statistique fait sur la dispersion des valeurs et pour un niveau de déformation donné, atteste de l'homogénéité des valeurs puisque le coefficient de variation est faible ($c.v = 15\%$).

On rappelle que les ruptures se sont produites au niveau des arêtes cousues par rupture du fil et non pas par déchirure du tissu. Cette remarque est applicable à l'ensemble des échantillons testés.

Parallèlement à la conduite de l'essai, un suivi visuel du comportement des sacs sous sollicitations a été effectué pendant toute la durée de l'essai. Il est constaté, trois phases principales de déformation :

1^{ère} PHASE :

Un fluage plastique du sable qui tend à subir un tassement vertical (sable insuffisamment compacté) et un refoulement latéral sous la charge (intuitivement). C'est la phase où il est enregistré des déformations axiales assez grandes : celle-ci correspond à la phase de compactage et de déformation plastique du sable. La masse confinée subit ici simplement une modification de la hauteur du sac alors que latéralement le sac reste sans modification de forme (Figure 3.19.a).

Sur le plan comportement mécanique du sable, le constat précédent nous permet de conclure que lorsque la contrainte de confinement est faible et tant que le sable n'est pas bien compacté, la propagation des contraintes dans la masse du sable se fait d'une manière inhomogène. Autrement dit la charge appliquée est majoritairement supportée et véhiculée par une fraction seulement des grains [26, 52,81].

L'analyse des forces de contact dans un milieu granulaire a fait l'objet de nombreuses publications. Nous citerons les résultats expérimentaux de DANTU [1] qui, le premier, a mis en évidence l'existence de chaînes de contraintes dans un milieu granulaire, ces travaux ont ensuite été repris par d'autres auteurs [9, 17].

2^{ème} PHASE :

À partir de certaines déformations initiales importantes, on observe un début de modification de la forme du sac en sa partie latérale ; celle-ci, suite au refoulement horizontal (latéral) du sable, commence à se courber pour s'opposer au refoulement du sable, en créant des réactions radiales (figure 3.19.b). Au toucher le sac, paraît plus compact et en tapotant avec les doigts, un son mat se dégage, ce qui confirme un état de densification très élevé du sac. Ceci pourrait être expliqué comme suit : la masse de sable confinée se trouve soumise à des distorsions importantes sous l'accroissement de la charge « P », et le tissu, du fait de sa souplesse conjuguée à sa résistance en traction, prend une forme convexe qui lui permet de reprendre par mise en traction des efforts normaux à son plan. Les courbures sont d'autant plus prononcées que la charge de sollicitation augmente (figure 3.19.c) : c'est le principe du confinement. Ce comportement rappelle celui observé sur les géotextiles en fonctionnement du type membrane [50]. Nous donnons ci-après quelques illustrations montrant les différentes phases d'évolution des déformations conduisant au confinement.

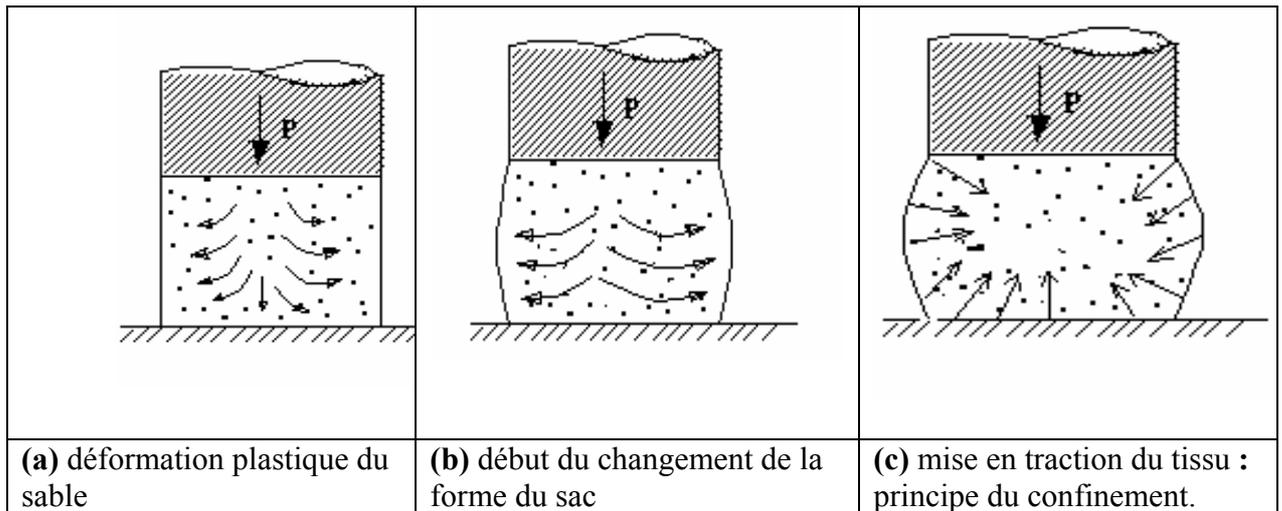


Figure 3.19 : Principe du confinement des sacs sous sollicitation verticale

3^{me} PHASE :

C'est la rupture des sacs. Celle-ci a lieu au niveau des arêtes cousues, par rupture brusque du fil de couture et non pas par déchirure du tissu (figure 3.20). Notons également la mise en tension du tissu reconnaissable à la forme bombée du sac de sable.



Figure 3.20 : Rupture du fil de couture au niveau de l'arête

B) Essai de cisaillement

L'essai de cisaillement (figure 3.21) est conduit de la façon suivante : On applique simultanément une charge verticale constante et une charge horizontale par incrément de 20 Kg et on laisse interposé un délais de 5 mn entre les différents incréments de charge.

Après application du dernier incrément de charge, l'échantillon est déchargé pour être quelques heures plus tard rechargé. Les cubes utilisés sont identiques à ceux utilisés à l'essai de compression.

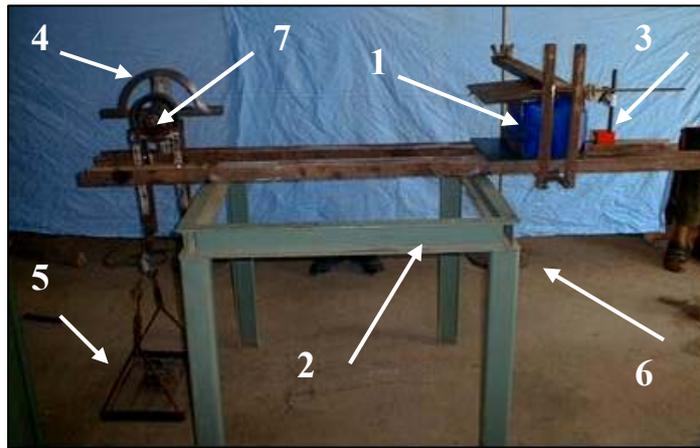


Figure 3.21 : Dispositif de l'essai de cisaillement

Légende : 1- Echantillon ; 2 – Table d'essai ; 3- Comparateur ; 4- rapporteur ; 5- plate forme pour poids horizontal ; 6- plate forme pour poids vertical ; 7- Poulie.

Les résultats obtenus sont donnés sous forme d'une courbe « charge-déformation » et sont consignés dans les tableaux 3.8, 3.9 et 3.10 et la figure 3.22 ci-dessous.

Tableau 3.8 : Valeurs brutes obtenues sur cube de 10x10x10 cm³

		Poids (kg)		Lecture des déplacements sur micromètre (mm)	Déplacements (mm)	Délais d'attente (mn)	Remarques
		V	H				
Charge	0	50	0	0.00	0.00		
	1		20	0.17 / 0.27	0.17 / 0.27	0 / 5	
	2		40	0.72 / 0.88	0.72 / 0.88	0 / 5	
	3		60	1.63 / 2.01	1.63 / 2.01	0 / 5	
Décharge			0	1.58 / 1.49		quelques heures	
Recharge	4		20	1.56 / 1.58	0.07 / 0.09	0 / 5	
	5		30	1.62 / 1.64	0.13 / 0.15	0 / 5	
	6		35	1.67 / 1.68	0.18 / 0.19	0 / 5	
	7		40	1.71 / 1.73	0.22 / 0.23	0 / 5	
	8		45	1.76 / 1.78	0.27 / 0.29	0 / 5	
	9	50	1.82 / 1.84	0.33 / 0.35	0 / 5		
	10	0	1.79		0	$\gamma = 3.2^\circ$ (valeur lue)	

Tableau 3.9 : valeurs brutes obtenues sur cube de 20x20x20 cm³

		Poids (kg)		Lecture des déplacements sur micromètre (mm)	Déplacements (mm)	Délais d'attente (mn)	Remarques
		V	H (kg)				
Charge	0	50	0	0.00	0.00		
	1		20	0.34 / 0.57	0.34 / 0.57	0 / 5	
	2		40	1.37 / 1.71	1.37 / 1.71	0 / 5	
	3		60	2.98 / 3.46	2.98 / 3.46	0 / 5	
Décharge			0	2.83 / 2.76		quelques heures	
Recharge	4		20	2.83 / 2.85	0.07 / 0.09	0 / 5	
	5		30	2.89 / 2.91	0.13 / 0.15	0 / 5	
	6		35	2.93 / 2.95	0.17 / 0.19	0 / 5	
	7		40	2.97 / 2.99	0.21 / 0.23	0 / 5	
	8		45	3.01 / 3.06	0.25 / 0.30	0 / 5	
	9	50	3.08 / 3.14	0.32 / 0.38	0 / 5	$\gamma = 3.2^\circ$ (valeur lue)	
	10	0	2.89		0		

Tableau 3.10 : Récapitulatif des valeurs traitées

Q (kg)	Chargement des cubes		Rechargement des cubes			
	10x10x10	20x20x20	10x10x10		20x20x20	
0	0	0	1.49	0	2.71	0
20	0.22	0.455	1.57	0.08	2.79	0.08
30			1.71	0.14	2.85	0.14
35			1.905	0.185	2.89	0.18
40	0.8	1.54	2.13	0.225	2.93	0.22
45			2.41	0.28	2.985	0.275
50			2.75	0.34	3.06	0.35
60	1.82	3.22				

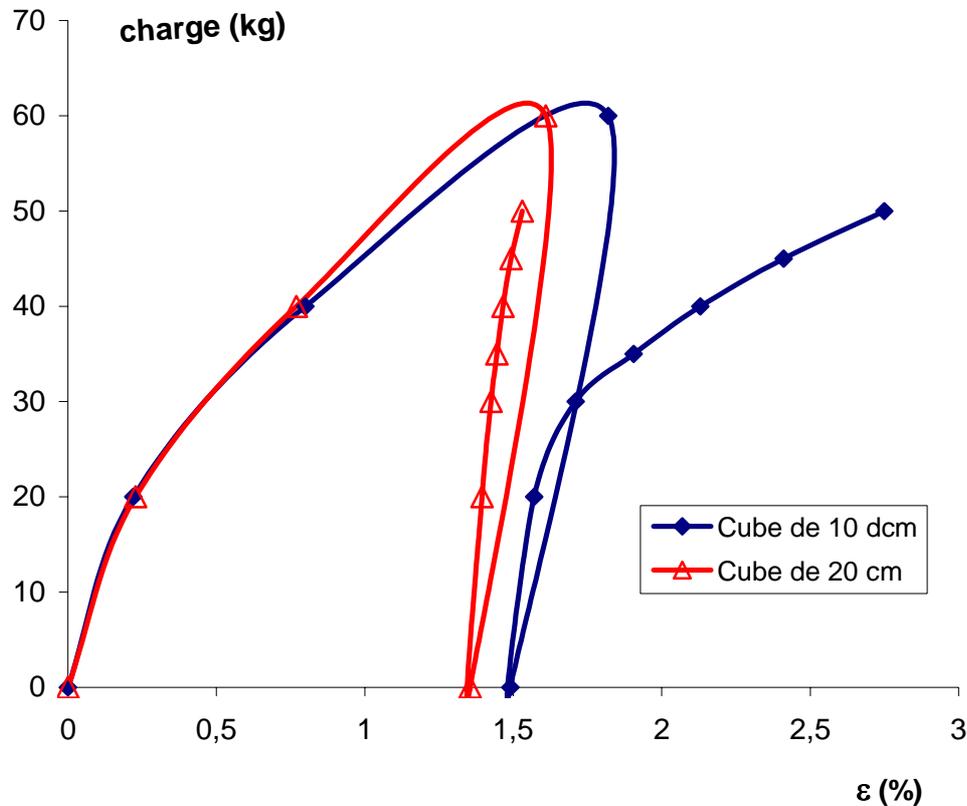


Figure 3.22 : Courbes de comportement à l'essai de cisaillement

Les courbes de chargement que ce soit pour le cube de 10 ou de 20 cm de côté, illustrent le comportement d'un corps élastoplastique. Nous remarquons sur ces courbes deux segments bien distincts. En effet, jusqu'à la charge de 20 kg qui représente le seuil d'élasticité linéaire, le comportement des deux cubes est élastique linéaire. Au-delà et jusqu'à la charge de 60 kg que l'on considère comme nouveau seuil de plasticité, les déformations deviennent irréversibles.

La décharge totale à partir du seuil actuel de plasticité, met en évidence des déformations permanentes « ϵ_p » dites déformations plastiques. Celles-ci sont attribuables comme lors de l'essai de compression à un refoulement plastique du sable associé à une mise en place.

Lors du rechargement, les cubes présentent un comportement élastique linéaire vue que les charges enregistrées dans les deux cas soit 30 kg pour le cube de 10 cm de côté et au moins 50 kg pour celui de 20 cm de côté ne dépassent pas le seuil de plasticité actuel

qui est de 60 kg. Nous remarquons que les nouveaux seuils d'élasticité obtenus sont nettement supérieurs à celui correspondant à la branche de chargement dont la valeur est 20 kg. Le matériau semble donc subir un phénomène d'érouissage se traduisant par un accroissement de la rigidité. Les déformations enregistrées lors du rechargement correspondent à des déformations de mobilisation du confinement.

La figure 3.23 ci-après, donne les allures des courbes, tracées à partir d'une même origine, au cours de la recharge pour le cas des cubes de 10 et 20 cm de côté.

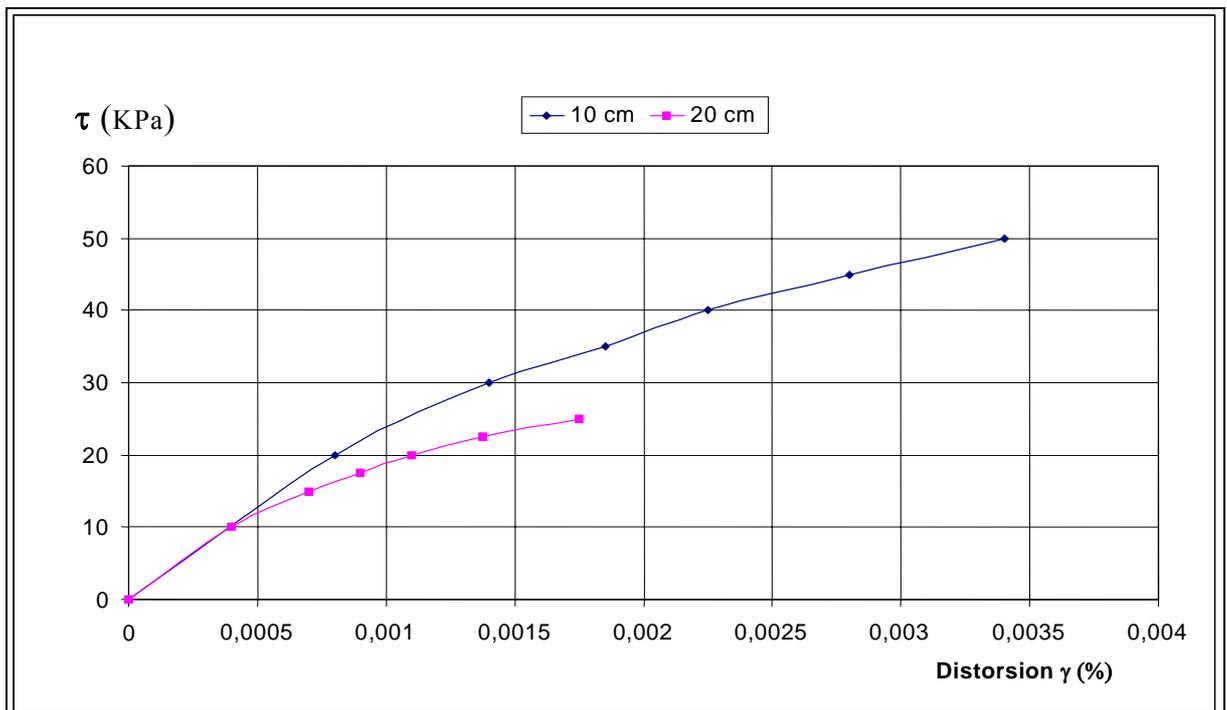


Figure 3.23 : Courbes de rechargement tracées à partir de la même origine

Jusqu'à la charge de 10 kg, le comportement linéaire est parfaitement identique pour les deux cubes. Au-delà, les modules tangents sont du même ordre de grandeur.

Les mêmes résultats ont permis de tirer les courbes des figures 3.24 et 3.25 qui présentent l'évolution du module de cisaillement lors de l'opération de recharge en fonction de la dimension des cubes.

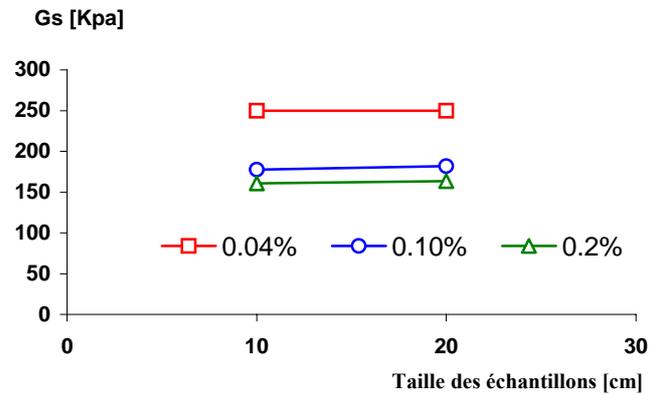


Figure 3.24 : Effet de la taille des échantillons sur le module de cisaillement

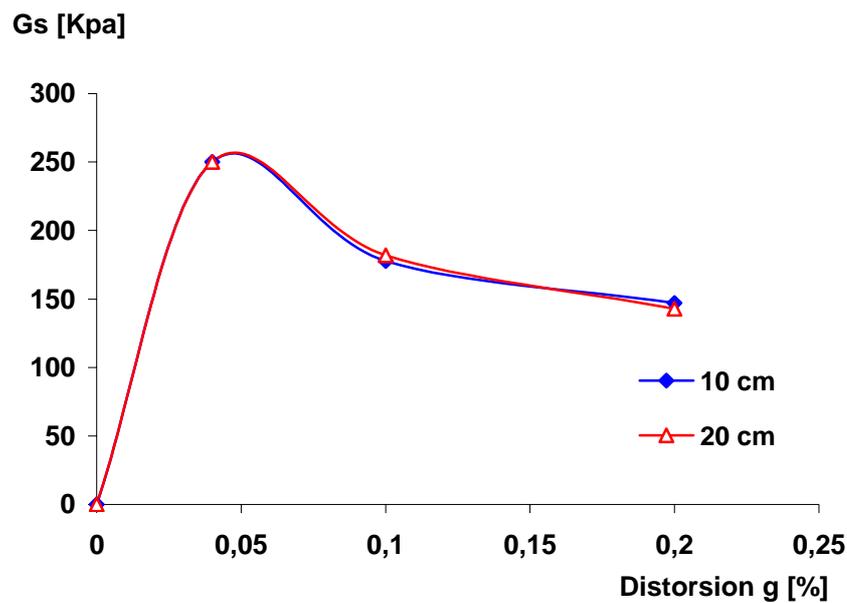


Figure 3.25 : Evolution du module en fonction du niveau de déformation (Branche de recharge)

Leurs examens mettent en évidence un aspect inattendu à priori (non intuitif). En effet, les allures des courbes (figure 3.25) qui traduisent le comportement des deux échantillons lors de la recharge, suivent un chemin parfaitement identique. Ceci s'expliquerait par le fait que les cubes sont entrés dans la phase de mobilisation des déformations de confinement (début de la mobilisation des déformations de confinement). Ce qui signifierait que les déformations enregistrées lors du rechargement correspondrait à

des déformations de mobilisation du confinement. La forte expansion du volume du sac observée lors de la phase de recharge des deux échantillons pourrait étayer nos propos.

En fin, il est permis d'avancer, qu'à partir de la mobilisation des déformations de confinement, l'effet de la taille sur le comportement de la structure est inexistant pour les échantillons étudiés dans notre cas.

3.2.1.2. Conclusion

Cette 1^{ère} étape où des essais préliminaires ont été effectués sur des cubes de différentes dimensions en vue d'une éventuelle mise en évidence d'un effet d'échelle sur le comportement, a permis de conclure que le comportement ne dépend pas de la taille des échantillons pour les dimensions considérées : Les allures des courbes pour les différents cas de figures envisagés, semblent montrer des comportements similaires aussi bien en compression qu'au cisaillement. Par conséquent, il a été décidé donc de choisir pour effectuer les essais de la prochaine étape de la présente partie du programme expérimental, des cubes de dimensions 20x20x20 cm³ comme échantillon spécimen de l'étude pour la détermination des caractéristiques mécaniques. Cet aspect du comportement est important car le fait que le comportement soit indépendant du volume, signifie que les lois de comportement relatives à des échantillons de laboratoire peuvent ainsi s'adapter sur des ouvrages massifs de grande dimension qui font intervenir de très importants volumes de matériau. Cependant, il faut néanmoins nuancer ces propos, dans la mesure où le rapport entre la plus grande et la plus petite taille d'éprouvette est faible (3).

L'étape suivante qui est l'étape finale de cette partie du programme expérimental, sera consacrée pour la détermination des caractéristiques mécaniques en compression, cisaillement et en flexion. Il s'agit de quantifier principalement les modules globaux de déformation de la structure. Il sera également procédé dans cette étape, à une étude paramétrique pour l'examen, principalement des effets de la granulométrie, de la couture, de l'étendu de la section de chargement et ainsi que d'une sollicitation répétée, sur le comportement.

3.2.2. Comportement mécanique de la structure (2^{ème} étape)

L'étape précédente a permis d'arrêter le choix sur la dimension de l'échantillon spécimen de l'étude. L'étape qui va suivre, a été consacrée à l'étude de ses caractéristiques mécaniques. Dans cette étape, il s'agit de déterminer les modules globaux de déformation,

notamment en compression, au cisaillement et en flexion. Des essais de compression, de cisaillement et de flexion, ont été donc effectués. Pour les besoins des deux derniers cités, des bancs d'essais ont été conçus et réalisés au CNERIB et dont les schémas du montage expérimental sont donnés sur les figures 3.21 et 3.34. Les essais de compression et de cisaillement ont été menés sur des cubiques de dimensions $20 \times 20 \times 20 \text{ cm}^3$. Quant aux essais de flexions, ils ont été effectués sur des parallélépipèdes de dimensions $20 \times 20 \times 60 \text{ cm}^3$.

Les résultats obtenus à l'essai de cisaillement sont regroupés dans le tableau 3.11 et les figures 3.26, 3.27, 3.28, 3.29 et 3.30, ceux de la compression dans les figures 3.31, 3.32 et 3.33 et enfin, ceux de la flexion dans le tableau 3.12 et les figures 3.34, 3.35, 3.36, 3.37, 3.38 et 3.39 ci-après donnés.

3.2.2.1. Résultats obtenus et interprétation

A) Essai de cisaillement

Le tableau ci-dessous qui donne un récapitulatif des résultats obtenus à l'essai de cisaillement, permet également de noter les différentes phases du déroulement de l'essai.

Tableau 3.11 : Récapitulatif des résultats de l'essai de cisaillement

		Poids		Lecture faite sur micromètre (mm)				Déplacements (mm)				Remarques
		V (Kg)	H (Kg)	Ech. 1	Ech. 2	Ech.3	Moy.	Ech.1	Ech.2	Ech.3	Moy.	
1 ^{er} chargement	0	50	0	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.000	0.000	0	$\gamma = 3^\circ$ (valeur lue)
	1	50	20	0.285	0.380	0.390	0,35	0.285	0.380	0.390	0,352	
	2	50	40	0.920	1.165	1.090	1,06	0.920	1.165	1.090	1,058	
	3	50	60	1.945	2.525	2.160	2,21	1.945	2.525	2.160	2,210	
Déchargement		50	0	1.380	1.780	1.560	1,57	1.380	1.780	1.560	1,573	Quelques heures d'attente avant recharge
2 ^{ème} chargement	4	50	20	1.495	1.900	1.665	1,69	0.115	0.120	0.105	0,113	$\gamma = 3.2^\circ$ (valeur lue)
	5	50	30	1.695	2.125	1.855	1,89	0.200	0.225	0.190	0,205	
	6	50	35	1.945	2.405	2.095	2,15	0.250	0.280	0.240	0,257	
	7	50	40	2.245	2.750	2.390	2,46	0.300	0.345	0.295	0,313	
	8	50	45	2.610	3.195	2.750	2,85	0.365	0.445	0.360	0,390	
	9	50	50	3.050	3.74	3.200	3,33	0.440	0.545	0.450	0,478	
	10	50	0	-	-	-	-					

Les résultats du tableau ont permis de tracer les courbes des figures suivantes et qui permettent de rendre compte du comportement mécanique de l'échantillon sous cisaillement.

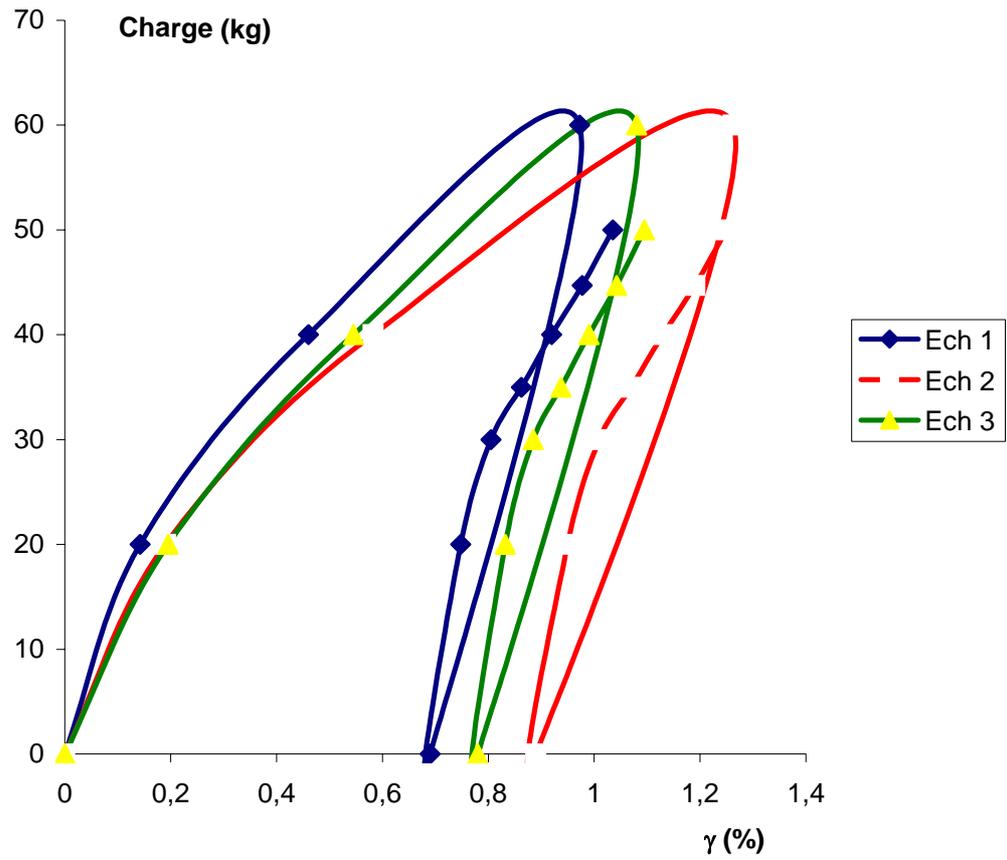


Figure 3.26 : Courbes individuelles des trois échantillons

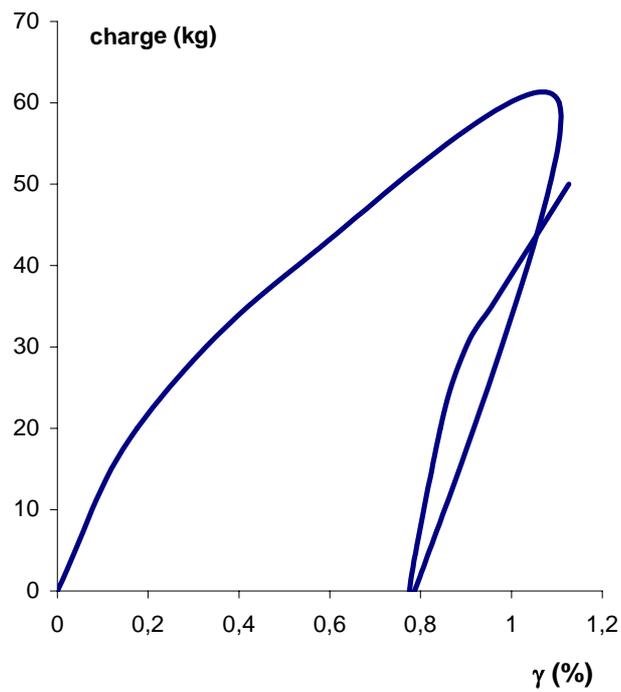


Figure 3.27: Courbe moyenne des trois échantillons

Les figures 3.26 et 3.27 ci-dessus, montrent nettement le caractère élastoplastique du comportement de la structure. Le seuil de plasticité correspond à 20 kg. Le comportement est linéaire jusqu'à 20 kg. La décharge à partir de 60 kg, (considéré comme nouveau seuil d'élasticité) met en évidence des déformations plastiques dites permanentes.

Afin de souligner l'évolution des caractéristiques mécaniques de la structure, les courbes de charge et recharge ont été retracées à partir d'une même origine, comme illustré sur la figure 3.28 et 3.29 données ci-dessous.

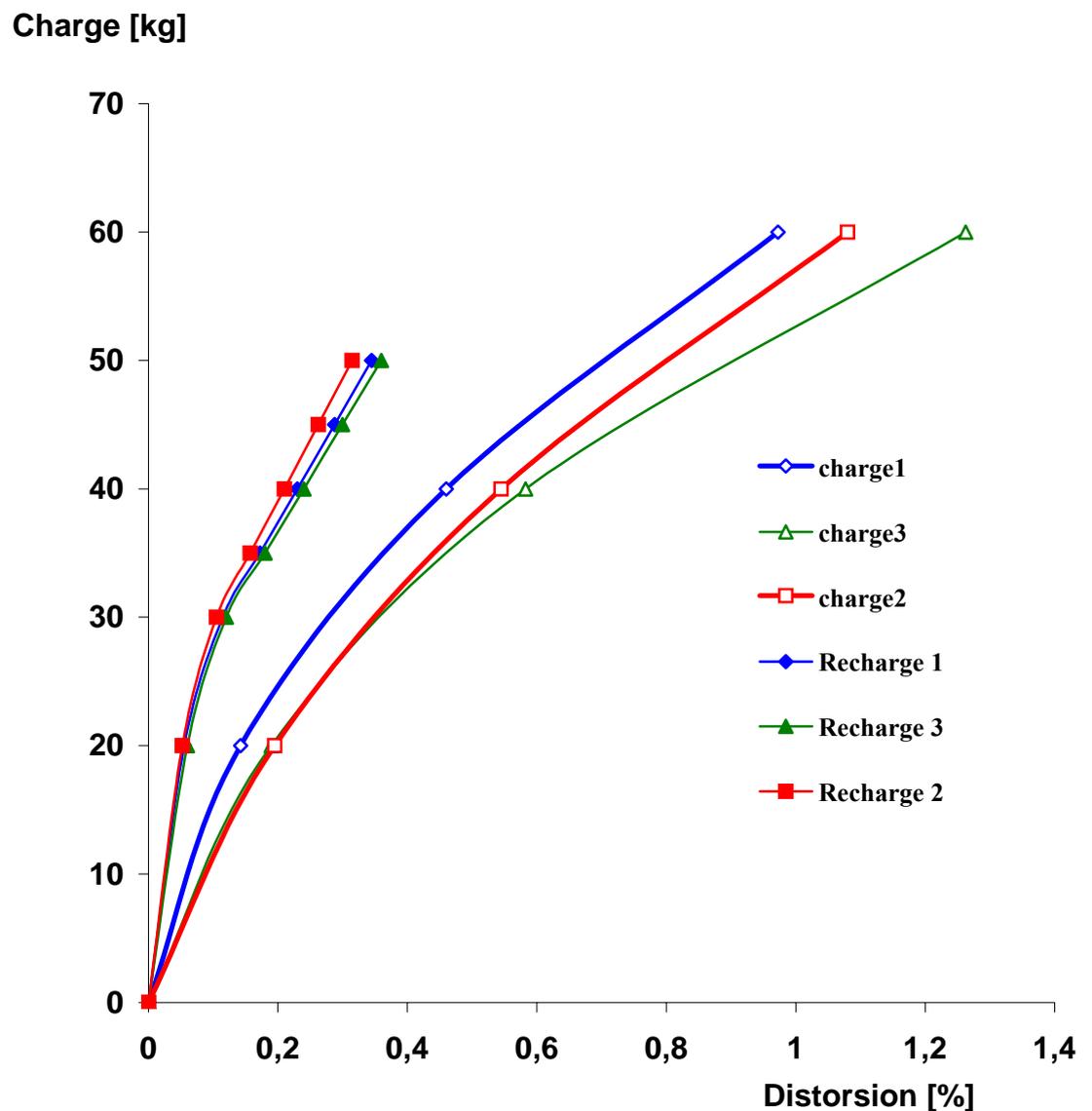


Figure 3.28 : Courbes de charge et recharge tracées à partir de l'origine

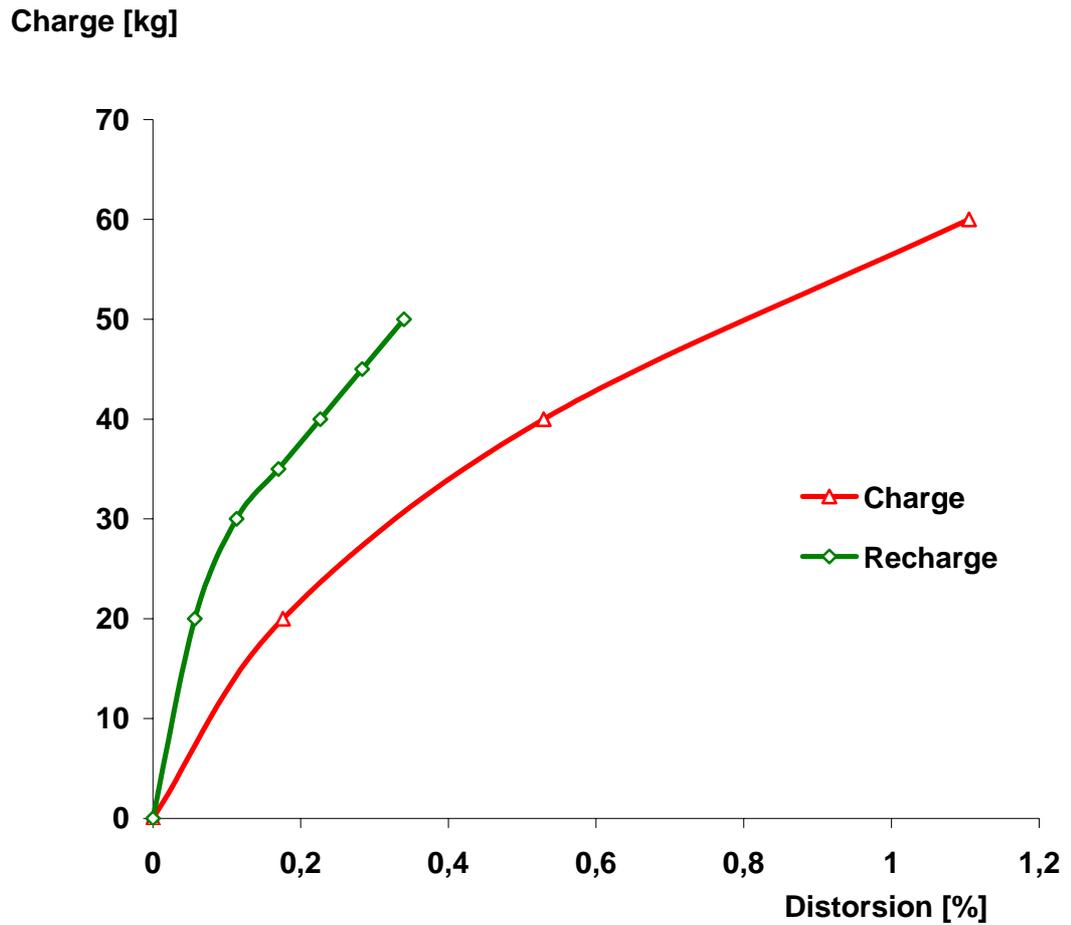


Figure 3.29 : Courbes moyennes de charge et recharge tracées à partir de l'origine

En comparant les pentes à l'origine, ces courbes montrent une évolution vers un comportement durcissant lors de la recharge. On enregistre donc un accroissement de la valeur du module initial de déformation. Le nouveau seuil de plasticité est de 20 kg (inchangé par rapport à la valeur enregistrée lors de la charge).

Sur la courbe contrainte-déformation de la figure 3.30 ci-après et qui donne l'allure de la courbe obtenue à la recharge, il peut être admis un comportement proche du linéaire.

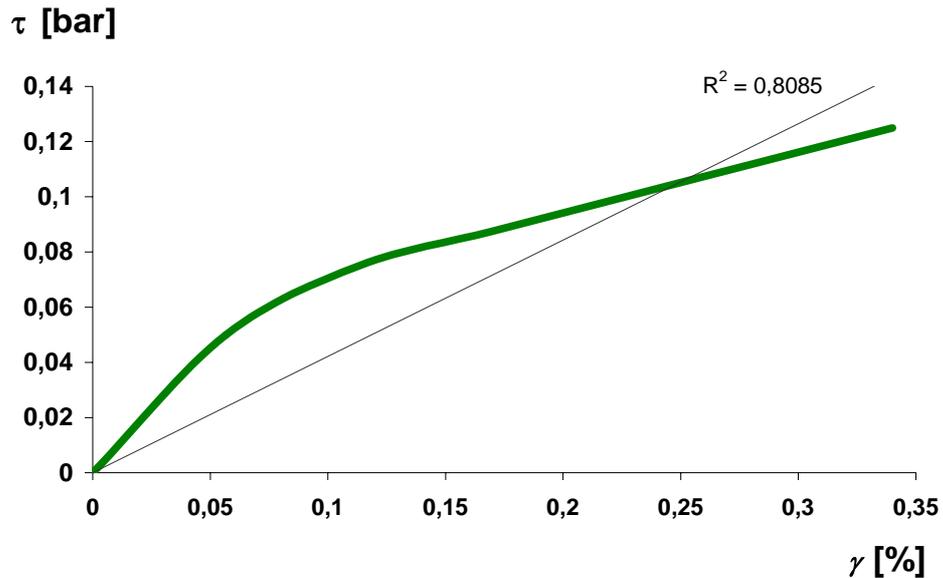


Figure 3.30 : Courbe contrainte –déformation avec courbe de tendance linéaire (branche de rechargement)

Le coefficient de corrélation de 80% semble acceptable pour l'hypothèse considérée et on pourrait penser que, si l'on répète l'opération de décharge / recharge plusieurs fois (tant que le tissu reste intact bien entendu), le caractère linéaire de la déformabilité serait plus accentué et net.

Dans le cas des petites distorsions, la loi de Hooke qui permet de déterminer le module de cisaillement « G » est :

$$G = \tau / \gamma$$

Où τ et γ représentent respectivement la contrainte de cisaillement et la distorsion angulaire. Leurs valeurs « H / S » et « $\Delta h / h$ » sont directement déduites de l'essai (voir figure3.30).

Avec H : effort de cisaillement,
 S : section cisailée,
 Δh : déplacement au cisaillement,
 h : hauteur de l'échantillon.

Dans le cas qui nous concerne, le module de cisaillement initial « G » (pente à l'origine) est de l'ordre de 88 kgf/cm² (8.8 MPa) pour un niveau de déformation de 0.056%; au delà d'une déformation de 0.17% le module de déformation (module tangent) est réduit environ de moitié en moyenne par rapport au module initial, soit une valeur de 43 kgf/cm².

B) Essai de compression

Le comportement mécanique en compression uniaxial de la structure est illustré sur les courbes effort-deformation et représenté sur les figures 3.31 et 3.32 ci-après.

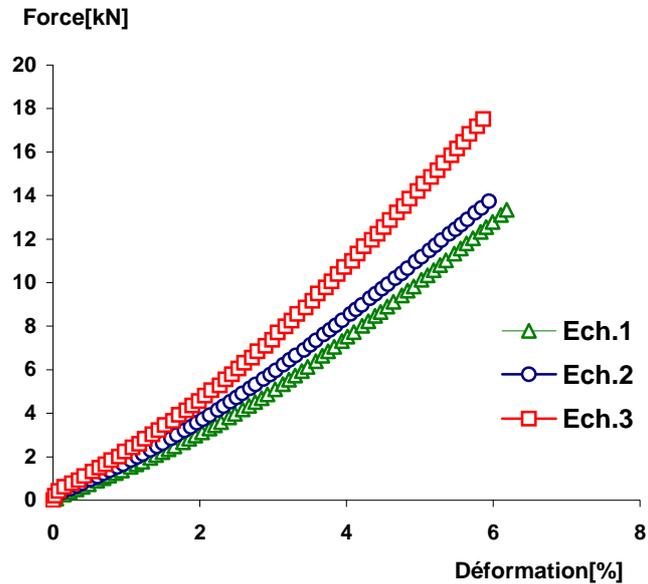


Figure 3.31: Courbes individuelles des trois échantillons

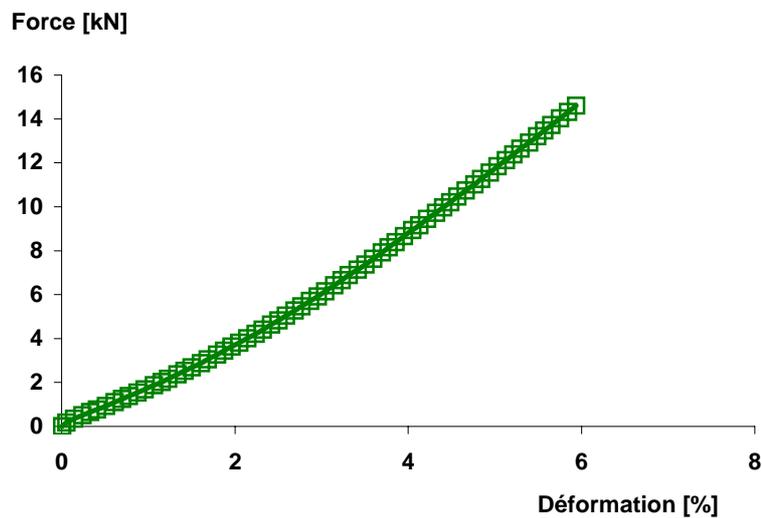


Figure 3.32 : La courbe moyenne des trois échantillons

Les courbes effort- déplacement font ressortir un comportement proche du linéaire. On rappelle que le chargement a été effectué d'une manière continue et est poussé jusqu'à

rupture. Cette dernière s'est produite, non pas par déchirure du tissu mais bien celle de la couture (voir photo de la figure 3.20).

Sur la courbe contrainte-déformation de la figure 3.33 ci-après et qui donne l'allure de la courbe obtenue à la recharge, la courbe de tendance tracée et dont la valeur du coefficient de corrélation est supérieure à 95%, confirme bien le caractère linéaire de la déformation.

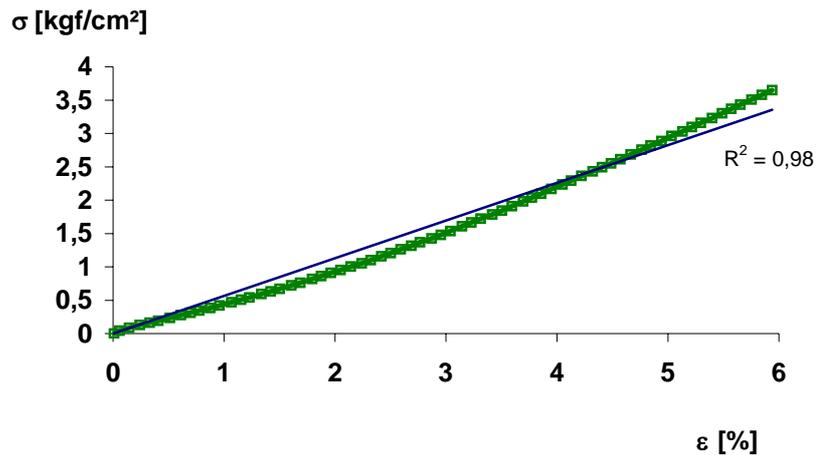


Figure 3.33 : Courbe contrainte – déformation avec courbe de tendance

Dans le cas des petites déformations, la loi de Hooke qui permet de déterminer le module d'élasticité longitudinal « E » est :

$$E = \sigma / \varepsilon$$

Où σ et ε représentent respectivement la contrainte de compression et la déformation relative. Leurs valeurs « V / S » et « $\Delta h / h$ » sont directement déduites de l'essai.

Avec

V : effort de compression,

S : section comprimée,

Δh : déformation à la compression

h: hauteur de l'échantillon.

Dans notre cas, le module d'élasticité initial (pente à l'origine) est de l'ordre de 10.5 kgf/cm² et pour un niveau de déformation de 0.008%. Au delà de cette déformation, on assiste à une amélioration des caractéristiques du cube confiné en sable- tissu cousu puisque la valeur du module de déformation (module tangent) augmente pour atteindre la valeur de 74 kg/cm² soit environ 7 fois la valeur du module initial avec un niveau de déformation y correspondant de l'ordre de 0.056% ce qui met bien en évidence l'intérêt du

confinement. Au-delà de cette déformation, nous assistons à une tendance vers la chute de la valeur du module d'élasticité et qui correspond au début de la transmission des efforts du tissu vers le fil de couture. Ce dernier étant de moindre résistance, la rupture de l'échantillon, s'est faite à ce niveau et sous une charge de 14.60 kN.

C) Essai de flexion

L'essai est effectué selon le montage expérimental illustré sur la figure 3.34 qui permet d'appliquer un chargement vertical par palier.

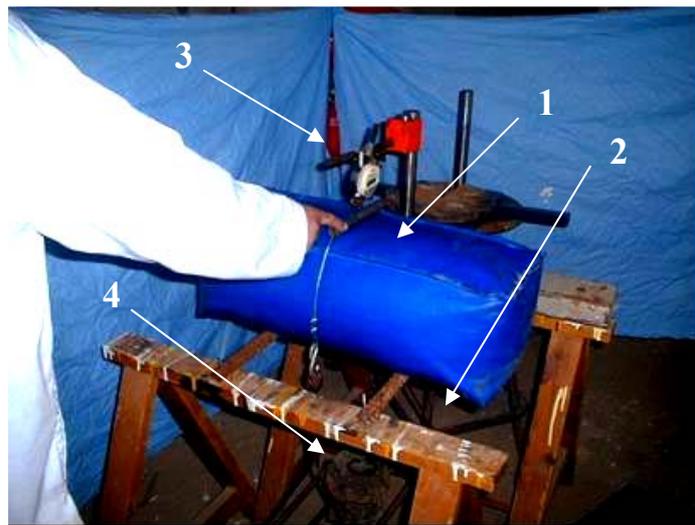


Figure 3.34 : Schéma du montage expérimental de l'essai de flexion

Légende : 1- Echantillon ; 2- table d'essai ; 3- déflectomètre ; 4- plate forme + poids

La méthode utilisée est inspirée de la norme internationale [11]. Elle permet de déterminer la résistance à la flexion trois points, par application d'une charge unique au centre et par le biais d'un rouleau placé au milieu de la portée. Ce dernier peut osciller librement. Les éprouvettes parallélépipédiques confectionnées pour subir cet essai présentent une longueur de 80 cm. Le dispositif de chargement est constitué de deux rouleaux d'appuis distants entre eux de 60 cm et d'un rouleau de chargement placé par-dessus l'échantillon. Ce dernier est relié à la plate forme de charge par le biais d'un fil inextensible. Les trois rouleaux présentent une longueur supérieure à la largeur de l'éprouvette. L'éprouvette est placée bien centrée dans le dispositif mis en place et le commencement du chargement ne se fait qu'après s'être assuré que le rouleau de chargement soit bien en contact avec toute la largeur de l'éprouvette. Le 1er chargement

est appliqué par incrément de 5 kg. Pour une charge de 20 kg l'éprouvette est déchargée pour être rechargé de nouveau jusqu'à 20 kg.

On laisse s'interposer un temps d'attente de quelques heures avant d'effectuer l'opération de recharge. Les déplacements lus sur déflectomètre, sont relevés immédiatement après application de la charge, une minute après, et enfin à cinq minutes.

Le tableau ci-dessous qui donne un récapitulatif des résultats obtenus à l'essai de flexion, spécifier également la procédure ayant été adoptée pour la conduite de l'essai.

Tableau 3.12 : récapitulatif des résultats de l'essai de flexion

		Charge (kg)	Lecture faite sur micromètre (mm)				Déformée calculée (mm)				Remarques
			Ech.1	Ech.2	Ech.3	Moy	Ech1	Ech.2	Ech.3	Moy	
1 ^{er} chargement	0	0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	Avant chargement
	1	5	0,200	0,393	0,375	0,323	0,200	0,393	0,216	0,323	
	2	10	0,550	0,850	0,785	0,728	0,550	0,850	0,516	0,728	
	3	15	1,060	1,463	1,372	1,298	1,060	1,463	0,920	1,298	
	4	20	2,850	2,600	2,700	2,717	2,850	2,600	1,593	2,717	
Déchargement	5	0	2,520	2,430	2,361	2,098	2,520	2,430	1,343	2,098	Quelques heures d'attente avant rechargement
2 ^{ème} chargement	6	0	2,520	2,430	2,361	2,437	0,000	0,000	0,000	0,000	
	7	5	2,634	2,463	2,416	2,504	0,114	0,033	0,055	0,067	
	8	10	2,789	2,533	2,530	2,617	0,269	0,103	0,169	0,180	
	9	15	2,946	2,675	2,705	2,775	0,426	0,245	0,344	0,338	
	10	20	3,173	2,795	2,902	2,957	0,653	0,365	0,541	0,520	Fin de l'essai

Les résultats du tableau ont permis de tracer les courbes suivantes (figures 3.35 à 3.39) et qui permettent de rendre compte du comportement mécanique de la structure à la flexion.

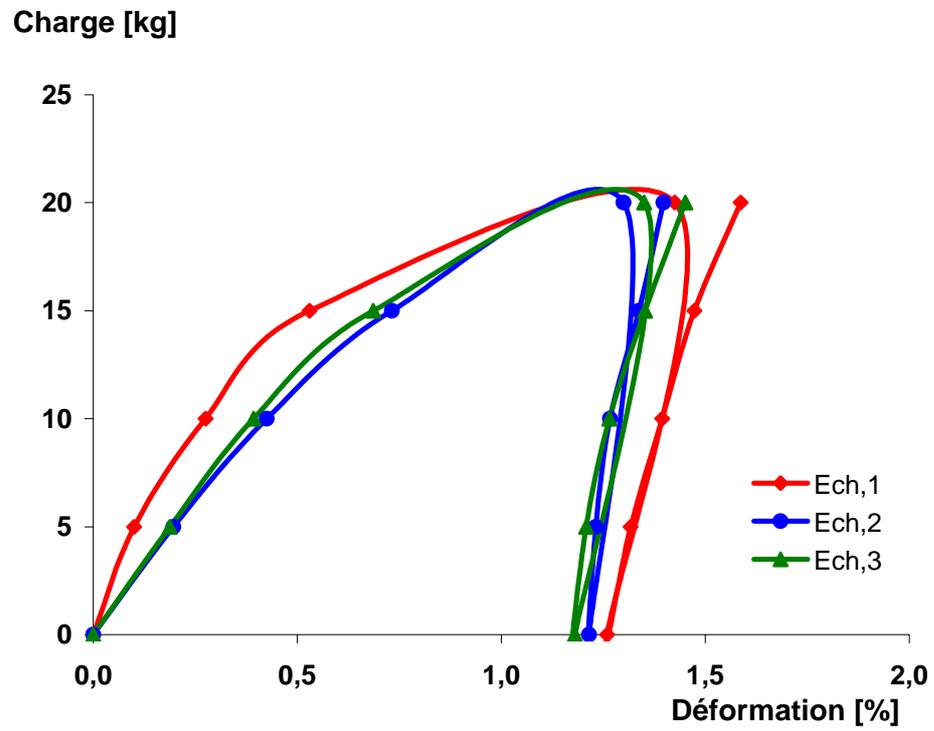


Figure 3.35 : Courbes individuelles des trois échantillons

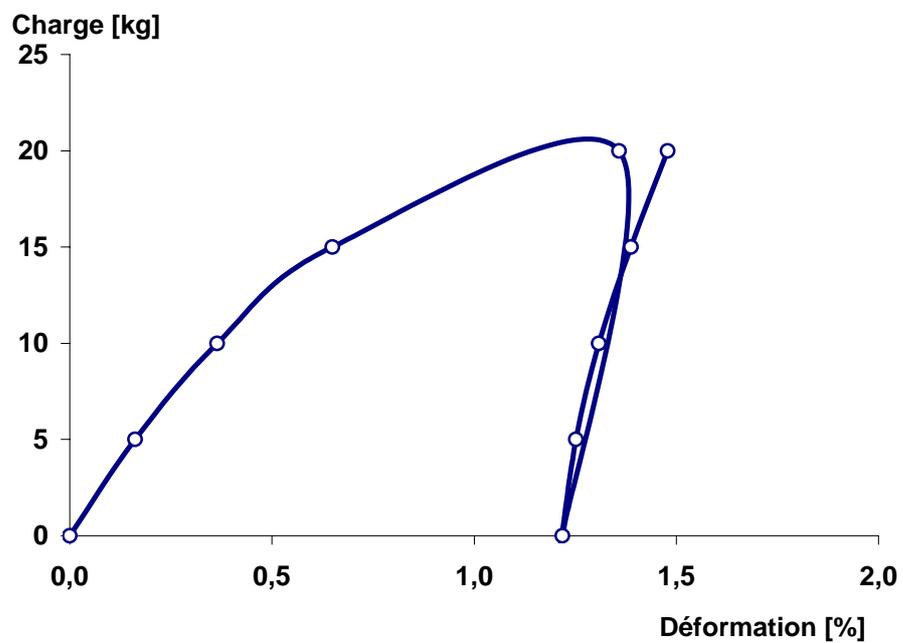


Figure 3.36 : Courbe moyenne des trois échantillons

Pareillement à l'essai de cisaillement, les courbes ci-dessus, montrent également un comportement élastoplastique de la structure. Le seuil de plasticité correspond à 15 kg. Le comportement est donc linéaire jusqu'à 15 kg. La décharge à partir de 20 kg, (considéré comme nouveau seuil d'élasticité) met en évidence des déformations plastiques dites permanentes. Ces dernières, comparées à celles obtenues à l'essai de cisaillement, sont plus importantes et pour un niveau de charge plus faible. Ceci permet de conclure que la structure se déforme plus fortement à l'essai de flexion qu'à l'essai de cisaillement. Par conséquent, la structure tendrait vraisemblablement plus rapidement vers un l'état élastique en travaillant en flexion qu'au cisaillement.

Afin de souligner l'évolution des caractéristiques mécaniques de la structure, les courbes de charge et recharge ont été retracées à partir d'une même origine, comme illustré sur la figure 3.37 et 3.38 données ci-dessous.

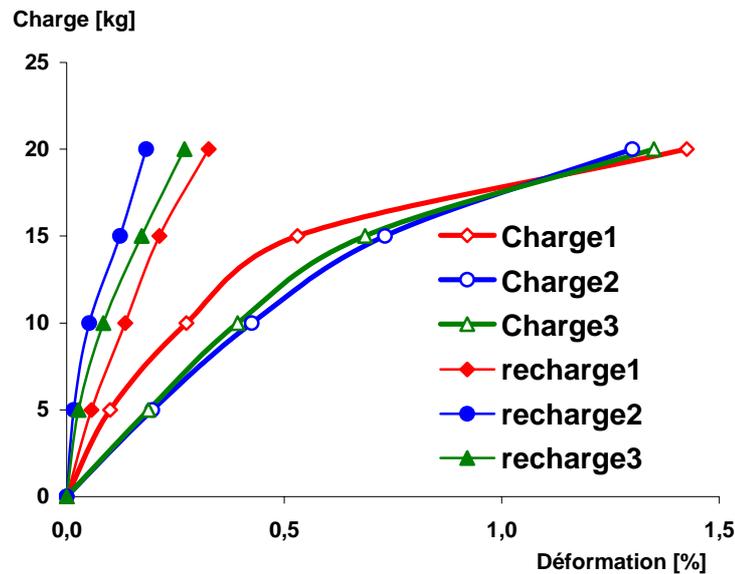


Figure 3.37 : Courbes de charge et recharge tracées à partir de l'origine

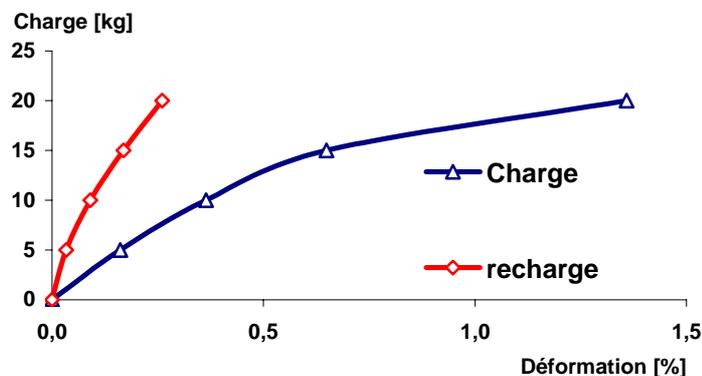


Figure 3.38 : Courbe moyenne des courbes de charge et recharge

Pareillement au constat fait à l'essai de cisaillement, les courbes montrent un durcissement du comportement de la structure à la recharge. On enregistre donc un accroissement de la valeur du module initial de déformation. Le nouveau seuil de plasticité enregistré est de 5 kg.

Sur la courbe contrainte-déformation de la figure 3.39 ci-après et qui donne l'allure de la courbe correspondant à la branche de recharge, il peut être admis un comportement proche du linéaire.

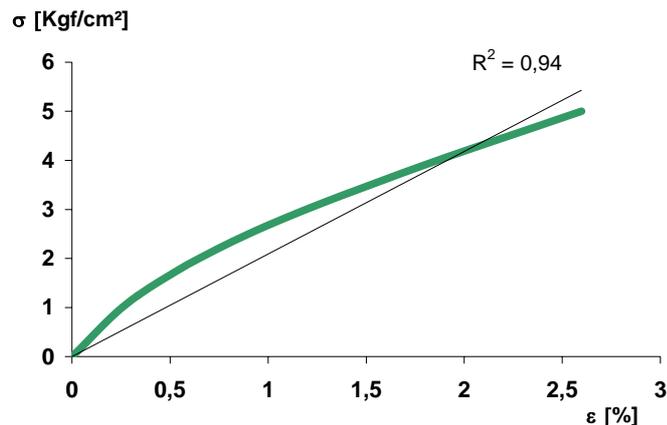


Figure 3.39 : Courbe contrainte – déformation
(Branche de recharge)

La branche de recharge de la courbe contrainte - déformation et qui exprime la déformabilité de l'échantillon à l'essai de flexion, semble épouser une forme linéaire. Ceci est confirmé par la courbe de tendance linéaire puisque la valeur du coefficient de corrélation est de 94%.

Le module de rigidité transversal à la flexion est déterminé à partir de l'équation de la flèche d'une poutre qui s'appuie sur deux appuis simples dont la formule analytique est :

$$E_f = P \cdot L^3 / (48 \cdot I_{\text{moy}} \cdot Y_{\text{moy}})$$

où Y_{moy} représente la déformée (flèche) dont la valeur est directement déduite de l'essai,

et,

P : charge de flexion,

L : portée libre de l'échantillon,

I_{moy} : moment d'inertie à la flexion,

Dans notre cas, la valeur du module de rigidité transversal en flexion initial (pente à l'origine) est de l'ordre de 250 kgf/cm² (25 MPa). Pour un niveau de déformation de 5%, la valeur du module de déformation tangent est de 130 kgf/cm², soit une baisse de moitié de

la valeur initiale. Cette réduction de moitié de la valeur du module est également constatée à l'essai de cisaillement.

D) Etude paramétrique

Cette partie présente les résultats de l'étude paramétrique. Elle présente l'effet de la granulométrie sur les déformations à l'essai de cisaillement et compression (figures 3.40 et 3.41), l'effet de la couture sur la résistance en compression (figure 3.42), l'influence de la surface du chargement sur les des déformations en compression (figure 3.43) et enfin, l'impact d'une sollicitation monotone répété en compression sur les caractéristiques mécaniques (figures 3.44 et 3.45). Est également présenté, un aperçu aussi bien qualitatif que quantitatif de l'évolution en compression, des déformations synchrones latérales et axiale de la structure (figures 3.48 et 3.49).

D.1) Influence de la granulométrie du sable sur les déformations

Les figures 3.40 et 3.41 ci-dessous présentent respectivement, les résultats obtenus à l'essai de cisaillement et de compression.

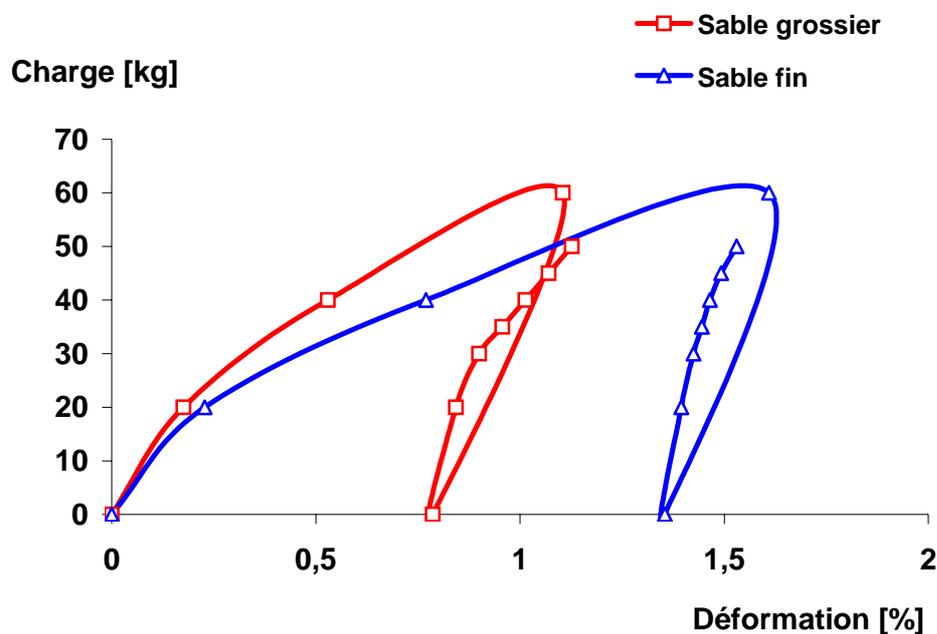


Figure 3.40 : Influence de la granularité du sable sur les déformations de cisaillement

L'effet du type de sable sur les déformations est plus net. Les déformations sont plus importantes avec le sable très fin de Boussaâda (sable de dune) qu'avec le sable grossier de Baghlia (sable à béton). Ce dernier est un sable très cru, qui a une

granulométrie assez continue alors que le sable très fin est mal gradué et de granulométrie uniforme. Le sable grossier tendra donc plus rapidement vers l'état élastique.

La déformation plastique du sable fin est de l'ordre de 1.7 fois celle du sable grossier.

Pareillement au constat fait à l'essai de cisaillement, il apparaît là aussi, que les déformations les plus grandes sont enregistrées avec le sable fin et donc ce dernier tend moins rapidement vers l'état élastique (figure 3.41).

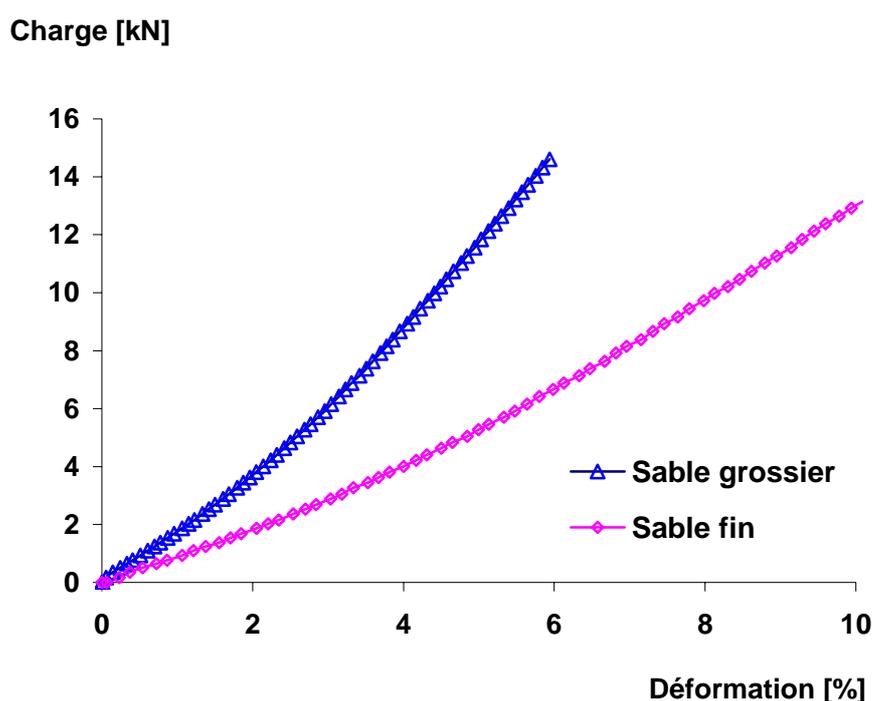


Figure 3.41 : Influence de la granularité du sable sur les déformations en compression

Ce résultat semble concordant avec ceux obtenus par d'autres chercheurs ayant utilisé des géotextiles comme enveloppe de confinement [23].

A la rupture, la déformation plastique du sable fin est de l'ordre de 1.8 fois celle du sable grossier.

D'autre part, on peut parler d'un effet d'échelle sur le comportement des sacs de sable confiné et qui est dû à la taille du grain de sable (effet de volume [80]).

D.2) Influence de la couture

L'influence de la couture sur la résistance de la structure a été mise en évidence en comparant les résultats obtenus à l'essai de compression. Pour ce faire, des échantillons ont

été identiquement préparés, à la seule différence que les uns sont en tissu cousu et les autres en tissu non cousu. Le sable utilisé est un sable gros et les essais ont été conduits avec une vitesse de 10 mm/mn.

Pour les sacs non cousus, il ne nous a pas été possible de pousser l'essai jusqu'à déchirure du tissu pour connaître la charge maximale de rupture et ce, à cause de la limite de la charge maximale autorisée par la machine d'essai utilisée et qui est de 100 kN.

Les résultats obtenus sont consignés sur la figure 3.42.

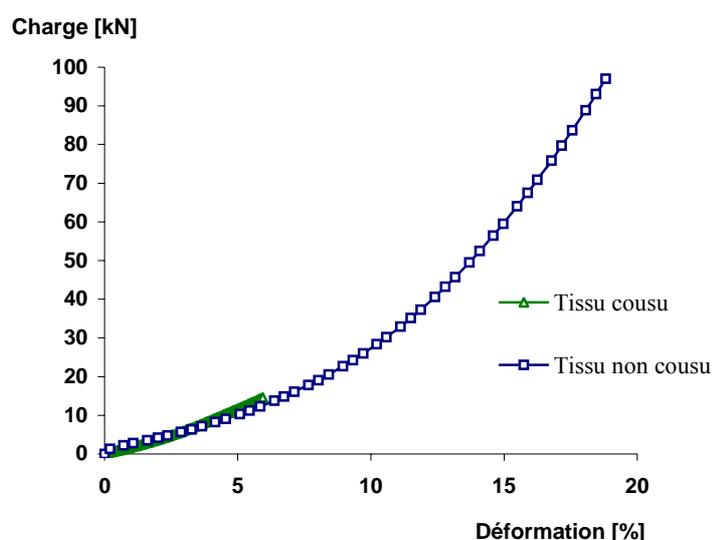


Figure 3.42 : Influence de la couture sur les résistances en compression

Sur les sacs cousus, il est constaté des ruptures du fil de couture sous une charge moyenne de 15 kN et pour une élongation moyenne de 12 mm environ, ce qui correspond à un tau de déformation à la rupture du fil de 6%.

Dans le cas des enceintes confinées sur enveloppe en tissu non cousu, des valeurs de résistances assez grandes de l'ordre de 100 N en moyenne ont été enregistrées, soit environ 6 fois la valeur moyenne obtenue sur les sacs cousus (15 N). Par ailleurs nous remarquons que ce n'est que pour des pressions élevées, que le sable confiné semble vouloir tendre vers un état assez quasi élastique. En effet, étant parfaitement frétés, les sacs non cousus résistent sans aucun signe de rupture à des pressions bien supérieures à celles correspondant à la rupture des sacs cousus. La rupture n'ayant pas survenue, ceci laisse à penser que la capacité portante de ces sacs serait plus grande que la valeur de 100kN.

Nous remarquons cependant, que les allures moyennes des courbes des deux sacs (cousu et non cousu) sont identiques du moins tant qu'on n'aura pas dépassé la charge de

20 N. Cette remarque confirme bien que les échantillons présentent un même degré de compactage avant l'entame des essais.

D.3) Influence de la dimension de la surface de charge

L'étude de l'influence du rapport entre la surface chargée et le volume de sable confine S/V sur les déformations a été appréhendée par des essais de compression. Deux surfaces différentes de charge ont été retenues : une surface de $20 \times 20 \text{ cm}^2$ égale à celle du cube de sable confiné et une surface de chargement de $10 \times 10 \text{ cm}^2$. L'essai a été conduit à vitesse de déformation constante. Les résultats obtenus sont illustrés sur la figure 3.43.

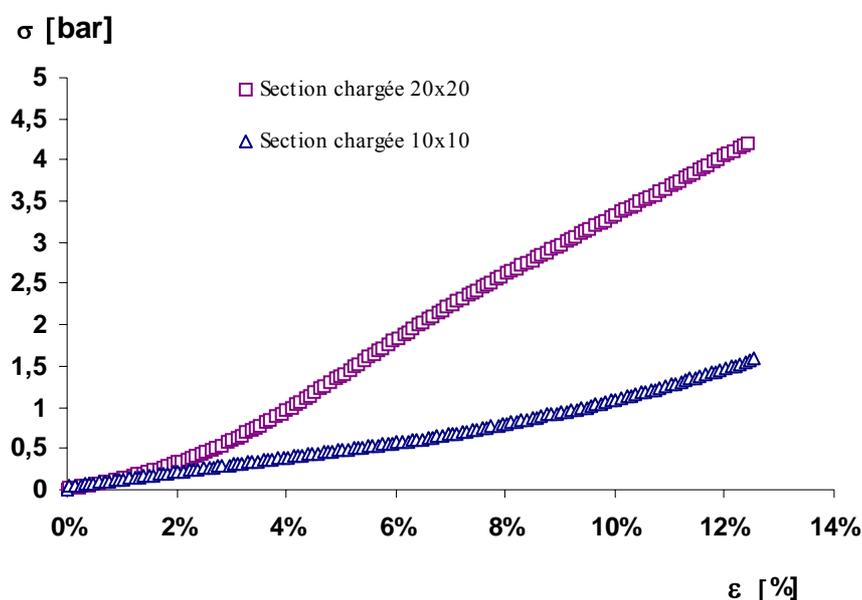


Figure 3.43 : Influence du rapport S/V sur la mobilisation des déformations

Les allures des courbes contraintes – déformation présentent la même évolution dans les deux cas de surface de chargement.

Pour un même volume de sable confiné et un niveau de charge donné, les déformations plastiques sont plus rapidement atteintes dans le cas d'une surface de charge très grande. Par conséquent la mobilisation des déformations de confinement sera très rapidement atteinte lorsque la surface de chargement est importante, et dans ce cas, la structure composite tendrait vraisemblablement plus rapidement vers l'état quasi élastique.

D.4) Influence d'une sollicitation répétée

A l'effet de connaître d'une part le comportement d'une éprouvette confinée après achèvement des déformations plastiques (attribuables au tassement et à la mise en place du sable) et pour souligner d'autre part l'intérêt du confinement et l'évolution des caractéristiques mécaniques notamment du module et de la résistance, un essai de compression sur des éprouvettes en sable – tissu non cousu (cube de 20 x 20 x 20 cm³) a été effectué par une sollicitation monotone répétée en compression. Le niveau de la charge considéré est de 100 kN et la sollicitation à répétition a été poussée jusqu'à la rupture du sac.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau 3.13 ci-après. Les allures de la réponse cumulée données en fonction du nombre de répétition de la charge sont représentées sur les courbes de la figure 3.44.ci-après.

La série de chargement répété donne des courbes " charge / élancement" qui tendent, non pas vers une accentuation de la croissance des déformations (tableau 3.13 et figure 3.45 ci-dessous) mais l'inverse, comme si le matériau voyait ses caractéristiques et notamment sa rigidité s'améliorer au fur et à mesure que le nombre de chargement répété augmente (tableau 3.13). Cette diminution très nette du tau de déformation avec l'accroissement du nombre de répétition de la sollicitation s'explique par le phénomène d'écrouissage dû à l'évolution de la densité au cours de la sollicitation. Ce résultat semble être concordant avec certains auteurs ayant utilisé des géotextiles comme structure de confinement des sables [31]. A titre mnémotechnique, la valeur du module d'élasticité obtenue au premier cycle est multipliée par 2 au 20^{ième} cycle. Ce phénomène observé dans notre cas s'apparente à celui constaté sur des métaux ductiles qui peuvent se déformer plastiquement sous l'effet de charge alternée tout en admettant que cette déformation décroît régulièrement du fait justement de l'écrouissage progressif induit [4].

Charge [kN]

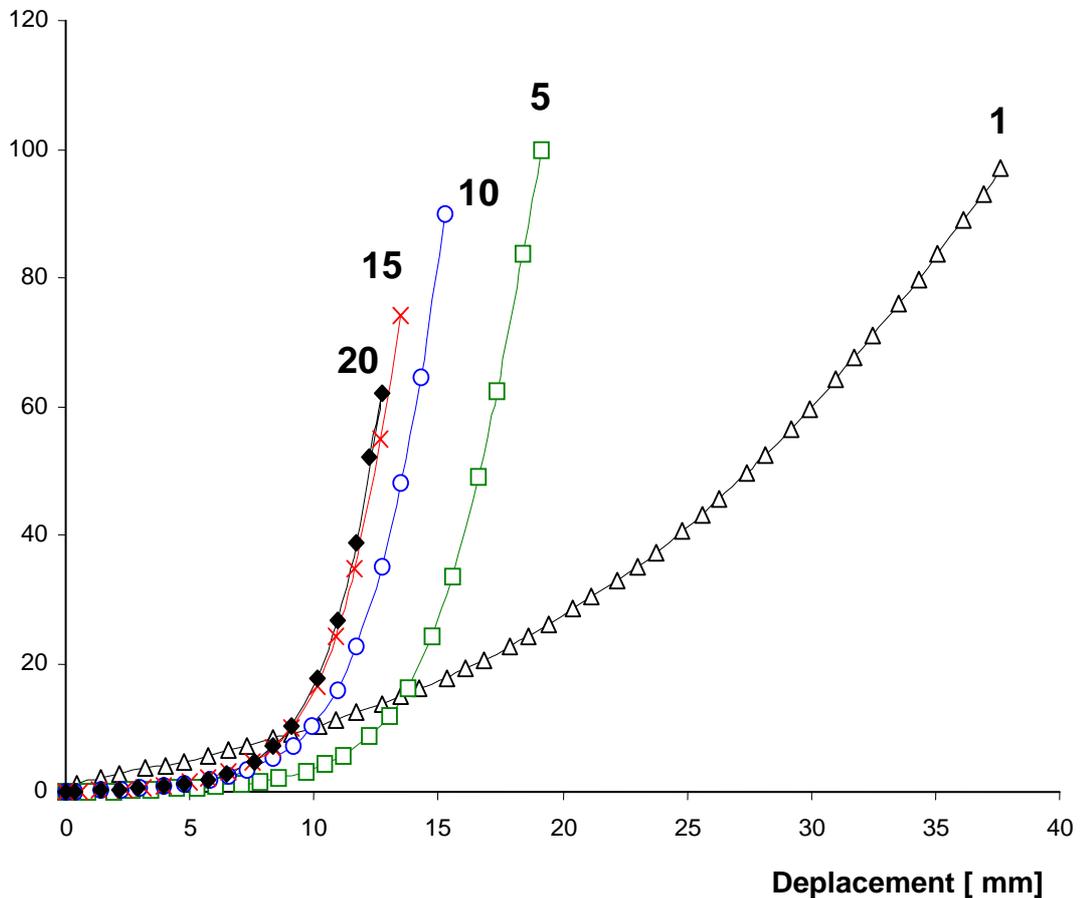


Figure 3.44 : Courbes des réponses obtenues lors d'un chargement répété

L'état élastique est atteint à partir de la 15^{ième} sollicitation. Il est noté que le tracé des courbes de la 15 et 20^{ème} sollicitation présentent un chemin identique et sont donc confondus. Ce qui démontre bien que les sacs en sable confinés sur enveloppe en tissu, évolue bien vers un état élastique.

On peut affirmer que dans le cas des sacs en tissu non cousu et pour des tissus suffisamment performants, (résistance supérieure à 4 t / p.m.l. ou 40 kN / p.m.l [15], et un faible fluage) le sable confiné tend bien vers un comportement élastique à partir de déformations plastiques de tassement et de mise en place initiales du sable.

Aussi, cet essai révèle un phénomène d'hystérésis qui subsiste jusqu'à la 5^{ième} sollicitation et qui disparaît au-delà, par la suite. Ceci s'expliquerait vraisemblablement

comme suit : en déchargeant après la première sollicitation et jusqu'à la cinquième sollicitation, la compressibilité de la structure correspondrait aux déformations plastiques et de mise en place du sable. Ces dernières, vont en s'amenuisant jusqu'à leur totale annulation. Ce n'est donc qu'à partir de la cinquième sollicitation que l'on mobilise réellement les déformations dues au confinement.

Les résultats de cet essai ont fait ressortir le graphe de la figure 3.45 et le tableau 3.14 ci-dessous qui permet de mettre en évidence la forte déformabilité de la structure avant d'atteindre l'état élastique.

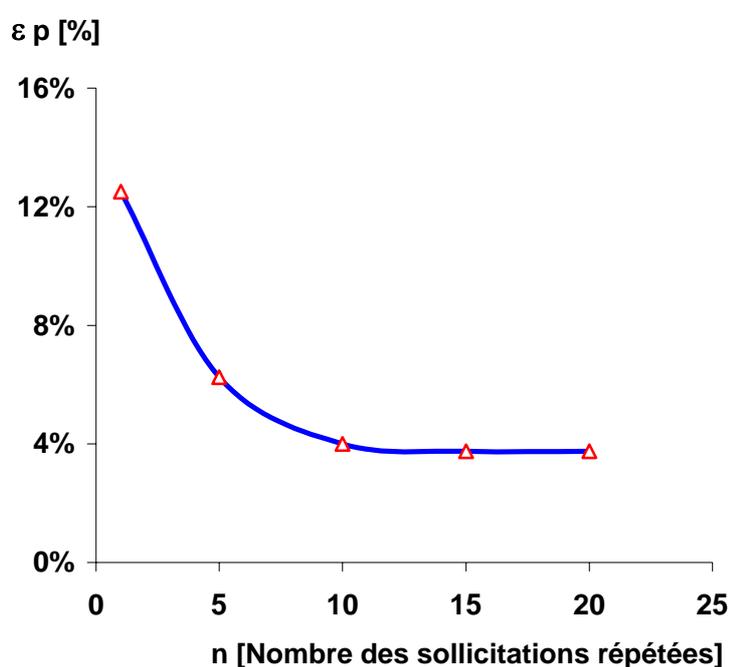


Figure 3.45 : Evolution des déformations permanentes en fonction du nombre de répétition de la sollicitation

Entre la première et la quinzième sollicitation, on enregistre un fort taux de déformation plastique de l'ordre de 8 %. Son évolution est quasi linéaire jusqu'à la cinquième sollicitation et, Au-delà, on enregistre une légère décélération pour ensuite tendre vers une valeur quasi nulle à partir de la quinzième sollicitation.

Tableau 3.13 : Valeurs des déformations axiales en fonction de N

Nombre de sollicitations répétées (N)	1	5	10	15	20 ^(*)
Déformation total (%)	19	9.5	8	6.5	6
Déformation permanente (%)	12.5	6.25	4	3.75	3.75
Déformation élastique (%)	6.5	3.25	4	2.75	2.25

^(*) rupture du sac survenue sous une contrainte de 1.55 MPa

L'examen du tableau ci-dessus montre que la rupture est survenue sous une contrainte de 15.5 bar, soit à environ 60 % du niveau de charge considérée. Une réduction de la charge de l'ordre de 40 % a été enregistrée et qui est sans aucun doute, due à un effet de fatigue [6]. Il est permis de conclure que la répétition du chargement traduit donc, du moins jusqu'à la 15^{ième} sollicitation, un bon comportement à la fatigue, pourvu, bien entendu, que l'on reste dans un domaine de contraintes qui laisse le tissu de confinement intact. Après mobilisation des déformations de confinement, le sac s'est rompu sous une contrainte de 1.55 MPa.

E) Evolution synchrone des déformations latérales et axiales

Afin de disposer d'éléments d'appréciation sur l'évolution synchrone des déformations latérale et axiale au cours de la déformation de la structure, il a été réalisé des essais de compression. A défaut d'instruments appropriés pour la mesure des déformations latérales (LVDT), il a été utilisé à la place, des comparateurs à affichage digital. Ces derniers, en nombre de trois, sont placés à différents endroits de la partie centrale de l'éprouvette. La figure 3.46 donne une illustration du montage expérimental adopté. L'essai de compression a été conduit sur un échantillon de forme cylindrique de dimensions 16 x 32 cm remplie par du sable puis bien compacté. Cette forme semble mieux indiquée.



Figure 3.46 : Schéma du montage expérimental pour le suivi des déformations latérales

Le tableau ci-dessous donne un récapitulatif du déplacement synchrone latéral et axial obtenu à l'essai de compression.

Tableau 3.14 : Récapitulatif des déplacements synchrones latéral et axial

Charge (kN)	Déplacement axial (cm)	Déplacement latéral (cm)
0	0	0
0.5	1.051	0.005
1	1.703	0.07
2	2.396	0.106
4	3.163	0.16
10	4.042	0.254
15	4.588	0.344
20	4.891	0.405
25	5.142	0.467
30	5.363	0.526
35	5.564	0.589
40	5.741	0.647
50	6.024	0.763
60	6.299	0.886
70	6.333	1.031

Ce même tableau a permis de tirer les graphes de la figure 3.47 qui expriment l'évolution simultanée des déformations latérales et verticales en fonction de la charge appliquée.

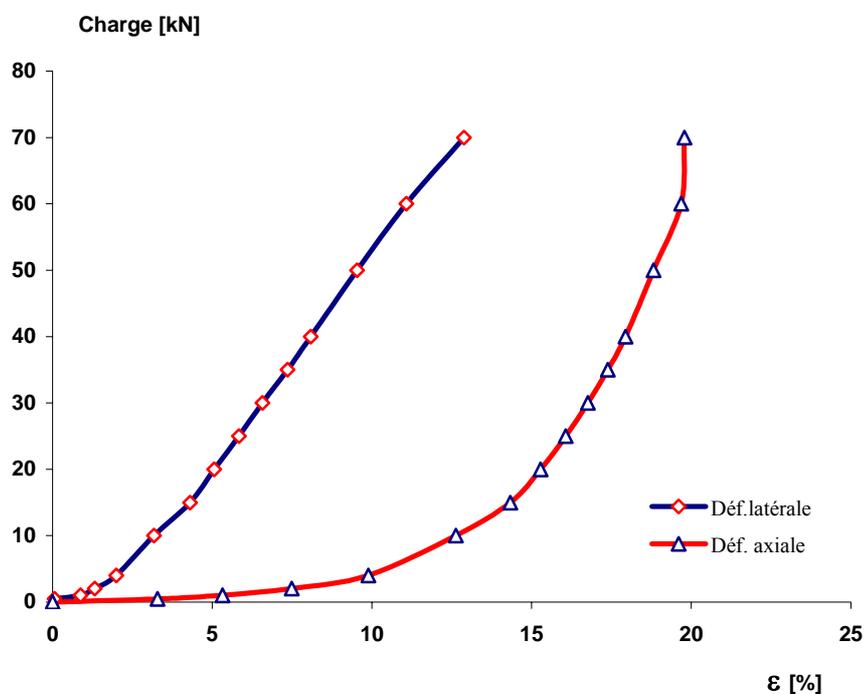


Figure 3.47 : Courbes des déformations axiales et latérales au cours d'un essai de compression monotone

Sur la courbe des déformations axiales, on note d'abord une accélération des déformations jusqu'à la charge de 4 kN. Celles-ci correspondent à la première phase de la déformation plastique du sable et qui s'explique par le tassement vertical. Entre temps, les déformations latérales restent nulles. Au delà de cette charge, on remarque une amorce d'une décélération des déformations axiales alors que simultanément, les déformations latérales commencent à se manifester d'une manière croissante. Le sable continue à se déformer axialement mais avec des taux de plus en plus faible jusqu'à leur totale annulation : C'est la deuxième phase de déformation dites « déformations de mise en place du sable », c'est-à-dire que l'enveloppe en tissu commence à être indentée progressivement de l'intérieure par suite du refoulement du sable sur les côtés. La valeur maximale de la déformation latérale sera atteinte lorsque le tau de la déformation axiale devient nul. A ce moment on aura atteint le début de la mobilisation des déformations de confinement, après que la structure ait effectué une déformation plastique totale de 20% environ.

Le graphe illustré sur la figure 3.48 ci-après présente l'évolution du rapport de la déformation latérale à la déformation axiale et donne une indication sur l'évolution du coefficient de poisson (ou de compressibilité) au cours de la déformation.

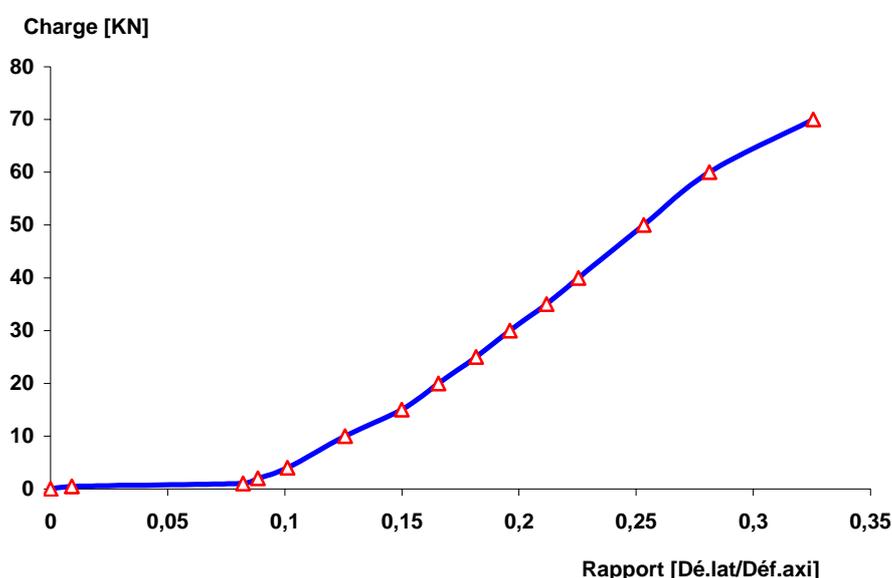


Figure 3.48 : Evolution du rapport déformation latérale à la déformation axiale

Durant la deuxième phase des déformations plastiques, le rapport des déformations est variable au cours du chargement. Il passe de la valeur 0,1 à la valeur 0,32. Cette dernière qui coïncide avec l'annulation des déformations plastiques correspond au début de la mobilisation du confinement, palier à partir duquel la structure commencera à réagir

élastiquement à tout accroissement de charge. On peut donc considérer la valeur de 0.32 comme valeur du coefficient de poisson pour la structure composite lorsqu'elle aura atteint le comportement quasi élastique.

3.2.2.2. Conclusion

Cette 2^{ème} étape du programme est consacrée à la détermination des caractéristiques mécaniques en compression, cisaillement et flexion. Ont été utilisés, des cubes de 20 x 20 x 20 cm³ pour les essais de compression et de cisaillement, et des parallélépipèdes de 20 x 20 x 60 cm³ pour les essais de flexion. Les principaux résultats obtenus sont comme suit :

- 1) aussi bien en compression, au cisaillement et en flexion, il est remarqué un caractère élastoplastique du comportement. Après les grandes déformations, il peut être admis un comportement proche du linéaire. Dans tous les cas, le comportement semble évoluer vers un comportement durcissant.
- 2) Les déformations plastiques sont plus importantes en flexion qu'en cisaillement. la déformation plastique enregistrée à l'essai de flexion est de l'ordre de 1.6 fois celle enregistrée à l'essai de cisaillement. Ceci signifie que la structure tendrait vraisemblablement plus rapidement vers l'état d'équilibre élastique en travaillant en flexion plutôt qu'en cisaillement.
- 3) Nous notons également la bonne résistance à la compression des sacs confinés. Une valeur de l'ordre de 3.65 bars (0.365 MPa) a été relevée.
- 4) Les modules de déformation de la structure composite, obtenus aux différents essais diffèrent selon la sollicitation. Leurs valeurs sont :
 - Module de déformation longitudinal (Young) $E = 7.4 \text{ MPa (74 kgf/cm}^2\text{)}$,
 - Module de cisaillement $G = 8.8 \text{ MPa (88 kgf/cm}^2\text{)}$,
 - Module transversal de déformation à la flexion $E_f = 25 \text{ MPa (250 kgf/cm}^2\text{)}$.

L'étude paramétrique pour l'examen principalement, des effets de la granulométrie du sable, la couture, l'étendue de la section de chargement ainsi que d'une sollicitation répétée, sur le comportement de la structure, a été également abordée dans ce travail. Les points importants à retenir sont donnés ci-après :

- 1) les déformations sont plus importantes avec le sable fin que le sable grossier aussi bien à l'essai de cisaillement qu'à l'essai de compression. Une variation dans un rapport de l'ordre de 1.7 a été constatée.

- 2) La qualité du fil influe grandement sur la résistance à la compression. La résistance obtenue sur les structures en tissu non cousu est nettement supérieure à celles enregistrée sur les structures en tissu cousu. Elle lui est supérieure de 7 fois. Toutefois la résistance obtenue sur les sacs en tissu cousu reste tout de même très intéressante puisqu'elle est de 0.375 MPa (3.75 bars).
- 3) Pour un même volume de sable confiné et un niveau de charge donné, à l'essai de compression l'état quasi élastique est plus rapidement atteint dans le cas d'une surface de charge plus étendue.
- 4) Une sollicitation répétée en compression monotone sur des sacs en tissu non cousu permet de relever une amélioration très importante de la rigidité de la structure et ce, grâce au phénomène d'écrouissage. On peut affirmer que pour des sacs en tissu non cousu et pour des tissus suffisamment performant, une structure en sable confiné pourra supporter une contrainte de compression bien supérieure à 1.5 MPa (15 bars) lorsqu'elle atteindra l'état élastique. La déformation plastique totale atteinte dans notre cas est de 8%.
- 5) Le rapport de la déformation latérale à la déformation axiale est variable au cours de la déformation plastique. Il passe de la valeur 0.1 à la valeur 0.32. ceci signifie que le coefficient de poisson présenterait probablement une grande influence sur les variations de volume et donc sur la redistribution des déplacement dans la structure au cours de la déformation.

L'étape suivante du programme expérimental, est consacrée à l'étude en laboratoire d'un mur en modèle réduit. Il s'agit plus explicitement de vérifier la faisabilité technique et d'étudier le comportement sous un chargement horizontal en estimant particulièrement, les déplacements en tête et à mi-hauteur. La finalité étant d'une part de comprendre le mode de rupture, et d'autre part d'obtenir des données chiffrées. Ces dernières, serviront pour calibrer et valider le modèle élément fini à créer pour mener une étude de simulation du comportement réel du mur, tel qu'observé sur le modèle physique à petite échelle.

3.3. Etude expérimentale sur mur modèle réduit

3.3.1. Préparation, réalisation et chargement du mur

Dans le cadre des objectifs cités dans le chapitre introduction, notre expérimentation vise l'étude de la performance du mur sous charge horizontale. Pour ce faire, un chargement horizontal et uniforme est appliqué par paliers successifs sur la surface entière du parement du mur jusqu'à la rupture.

Cette surface est subdivisée en deux zones sur lesquelles des charges de même intensité sont appliquées simultanément à chaque palier de chargement. Celle-ci est appliquée à l'aide d'un système de poulie.

Le tableau 3.15 ci-après donne, en se basant sur les règles de similitude, les caractéristiques géométriques du mur modèle réduit.

Tableau 3.15 : Caractéristiques dimensionnelles du mur modèle réduit

Modèle réduit	Caractéristiques	Prototype
	Echelle de réduction :	
1/5	<i>Dimensions</i>	1
1/ 25	<i>forces</i>	1
	Dimensions du mur :	
0.6	Long. (m)	3.0
1.0	Haut. (m)	5.0
0.2	Ep. (m)	1.0

Le modèle de mur réalisé a 1.20 m de hauteur, 0.60 m de largeur et 0.20 m d'épaisseur en moyenne. Sa base est solidement bloquée sur une hauteur de 20cm par un jeu de madrier qui empêche tout déplacement (réalisation d'un encastrement parfait). Le sable est confiné dans une enveloppe en tissu technique enduit. La fermeture du sac est réalisée par couture à la main. Le parement de 0.60 m de largeur est conçu en trois sections de forme tronconiques, chacune faisant 0.20 m de largeur. Le modèle ainsi réalisé, est équipé pour enregistrer les déplacements horizontaux à deux endroits par l'intermédiaire de deux comparateurs, l'un est placé en tête et l'autre à mi-hauteur du mur, comme indiqué sur les photos des figures 3.49 et 3.50 ci-après.

Pour mesurer et suivre l'évolution des tensions (face arrière du mur) qui se développent sur l'enveloppe au cours de l'essai, une jauge de déformation

unidirectionnelle a été collée en zone centrale du mur sur la paroi externe de l'enveloppe en tissu côté traction.

Le montage expérimental ainsi réalisé et représenté sur la figure 3.50 ci-dessous a été rempli par un sable grossier légèrement humidifié puis compacté avant d'être soumis au chargement horizontal. Cette légère humidification du sable a pour objectif de faciliter l'opération de compactage et donc l'obtention d'une forte densité du sable.

On rappelle que le remplissage par du sable de l'enveloppe du mur puis son compactage s'est effectué en trois couches successives de 35cm de hauteur. Cette opération de remplissage/ compactage s'est déroulée en prenant le soin de bien tenir tendu par le haut les parois verticales du sac et ce, afin d'éviter toute formation de plis de compression sur les parois du sac et qui seraient dus à la force de frottement verticale, générée par le frottement du sable confiné sur les parois et engendrerait par conséquent des efforts de compression verticale sur les parois du tissu. Ainsi, le sac ne sera sollicité que par un seul effort lors du remplissage : la poussée horizontale due au sable confiné et qui tend à ouvrir les alvéoles cylindriques du sac suivant ses génératrices.

Au fur et à mesure du remplissage, la poussée horizontale agit radialement et croît progressivement et les parois du tissu se déforment en se tendant simplement. Il s'ensuivra un déplacement qui provoquera un tassement du sable. L'angle de frottement interne augmentera forcément. Par analogie aux travaux effectués par REIMBERT A [47] et relatifs aux écrans de soutènement retenant un massif pulvérulent, il a été constaté une variation de la poussée par simple déplacement de quelques millimètres de l'écran vers l'extérieur, résultant d'une augmentation de l'angle de frottement interne de l'ordre de 5%. En l'absence d'élément d'appréciation plus formel à ce sujet, c'est cette variation que nous proposons d'adopter pour la majoration de l'angle de frottement obtenu expérimentalement et à considérer dans les calculs.



Figure 3.49 : Schéma du montage expérimental du modèle réduit



Figure 3.50 : Emplacements des comparateurs pour l'enregistrement des déplacements

3.3.2. Résultats et interprétation

Les résultats obtenus lors de cette campagne sont résumés dans le tableau 3.16 qui a permis de tirer les graphes représentés dans les figures 3.51, 3.52, 3.53 et 3.54 ci-après donnés.

Tableau 3.16 : Récapitulatif des résultats de l'essai de chargement effectué sur le mur modèle réduit

	Charge (kg)	Temps d'attente (mn.)	Lecture faite sur micromètre		Indication de la jauge de déformation ($\mu\text{m}/\text{m}$)	observation
			Déplacement en tête du mur (mm)	Déplacement à mi-hauteur du mur (mm)		
	0		0	0	0	
Chargement	10	0	0.33	0.14	23	
		5	0.60	0.17	25	
	20	0	1.11	0.41	52	seuil d'élasticité
		5	1.23	0.45	54	
	30	0	2.50	0.77	79	Seuil d'accélération des déplacements
		5	2.54	0.84	82	
	40	0	5.14	1.55	123	
		5	5.48	1.67	127	
50	0	8.94	2.65	173		
	5	9.42	2.81	178		
60	0	14.33	4.30	238		
	5	16.89	4.49	240		
70	0	27.73	6.32	301		
	5	38.59	6.57	303	Fluage accél.	
80	0	48.63	16.87	388		
	5	59.63	27.34	391		
Déchargement	70	0	59.33	27.03		
		5	59.23	27.02		
	60	0	57.10	26.56		
		5	56.97	26.53		
	50	0	54.17	25.40		
		5	54.03	25.37		
	40	0	50.79	24.14		
		5	50.67	24.11		
30	0	49.04	23.25			
	5	47.36	23.24			
20	0	44.46	22.68			
	5	41.46	22.66			
10	0	36.46	21.80			
	5	32.35	21.74			
0	0	21.68	18.88			
	5	18.27	18.95			

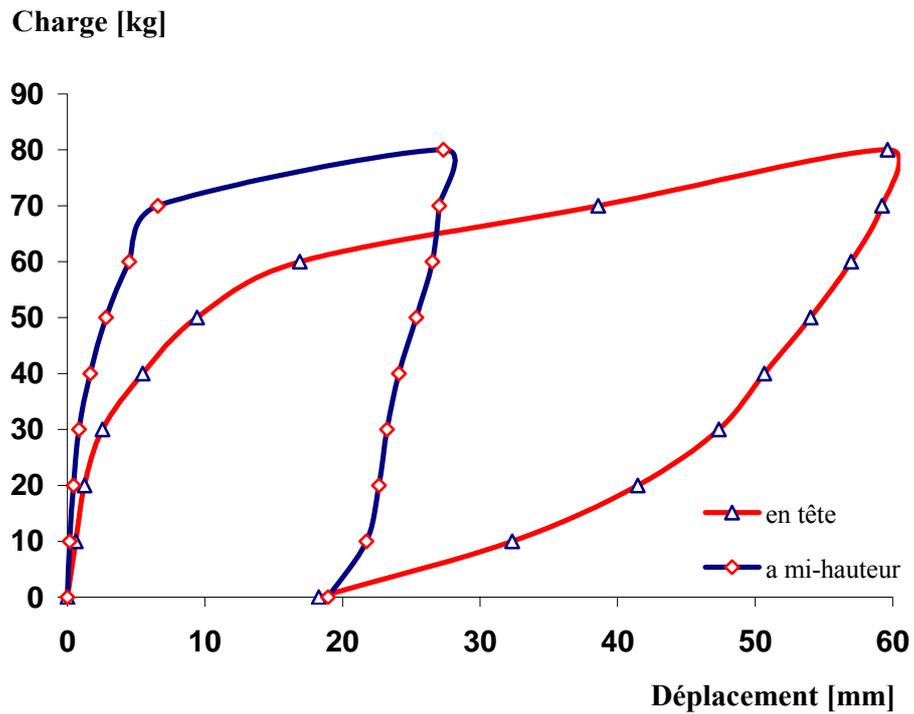


Figure 3.51 : Courbes de charge / décharge du mur

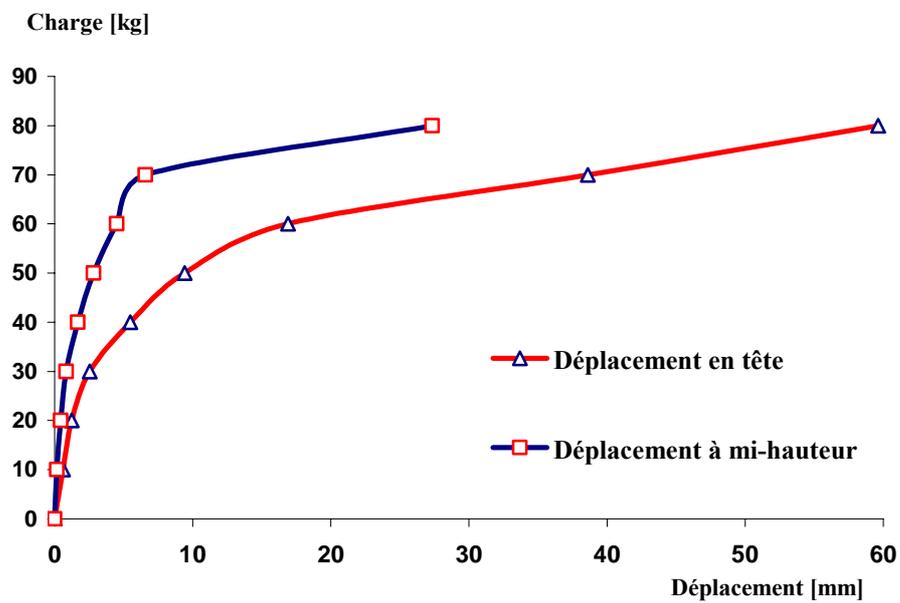


Figure 3.52 : Déplacements en tête et à mi-hauteur du mur

Les résultats obtenus ont permis de dresser le constat suivant :

L'allure des courbes montre un comportement élastoplastique de la structure composite. En effet, le comportement est élastique linéaire jusqu'à la charge appliquée de

20 kg, soit une charge répartie de 33.33 Kgf/ml (25% de la charge maximale appliquée) et un déplacement correspondant de 1.23 mm, soit environ un pour mille de la hauteur du mur.

Au-delà du seuil d'élasticité, c'est le début de l'écoulement plastique et les déformations deviennent irréversibles.

La décharge totale met en évidence des déformations permanentes dites «déformations plastiques ». Elles sont de l'ordre de 20 mm, soit 33% de la déformation totale.

L'examen des courbes révèle, un processus d'accélération du déplacement à partir de la charge de 30 kg.

Le tableau précédent a permis de tirer également le graphe de la figure 3.53 suivant, qui permet de retracer l'histoire du chargement du mur.

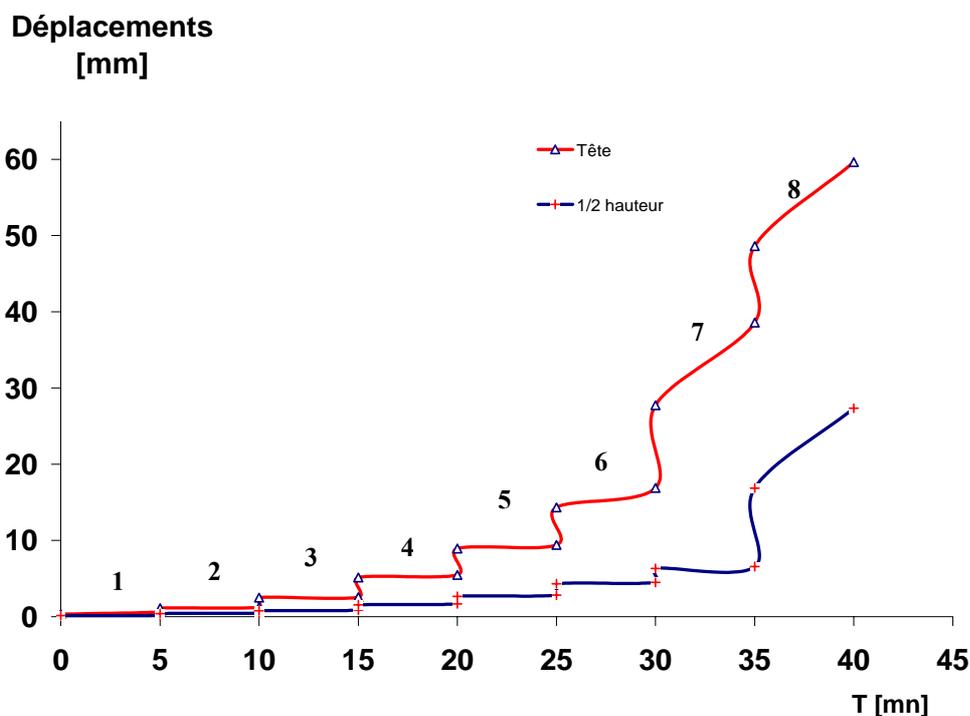


Figure 3.53 : Evolution du déplacement en fonction de la durée du palier (1, 2,3,.....,8 sont les différents paliers de chargement)

Sur les graphes de la figure 3.53, il y a lieu de remarquer que pour chaque palier de chargement, la valeur du déplacement ne demeure pas constante après l'instant initial (tableau 3.16). En effet, après un temps d'interposition de 5 mn. observé entre chaque palier de chargement, la valeur mesurée immédiatement après application de la charge augmente. Cette augmentation (ou fluage) due sans doute à un phénomène de viscosité, se

manifeste sur la partie de la courbe à comportement plastique et à partir de la charge de 60 Kg. Ceci, pourrait laisser penser que le mur est à priori, suspecter de présenter un comportement viscoplastique pour les grandes charges.

Le déplacement en tête du mur est de l'ordre de 6 cm pour une charge horizontale appliquée de l'ordre de 80 kg, ce qui équivaut à une charge uniformément répartie de 133.33 kgf/p.m.l de mur. Le déplacement enregistré est de l'ordre de 6% de la hauteur du mur.

A mi-hauteur, le déplacement enregistré est d'environ la moitié du déplacement enregistré en tête.

Le suivi des déformations du parement mur (à inertie variable en hauteur) au cours du chargement indique, un mouvement de rotation du mur par rapport à un point situé au niveau haut du tiers inférieur de la hauteur du mur. Ceci, est facilement reconnaissable par l'ondulation du tissu à ce niveau appelée « festonnage » [19] (formation de plis de compression) (figure 3.55). Ceci dénote d'une part, la plus ou moins grande aptitude pour le tissu à suivre le contour de l'interface et qui traduit bien sa plus ou moins grande souplesse et d'autre part, un fort état d'écrasement des grains en face avant. Le mur va, en se rigidifiant de la base au sommet au fur à mesure qu'on augmente la charge. La rotation effectuée par le mur par rapport à ce point peut être évaluée à partir des résultats obtenus; on enregistre ainsi, un déplacement en tête de 60 mm, soit une rotation du mur de α tel que $\text{tg } \alpha = 60/1000 = 0.086$.

Cet essai montre que la rupture tendrait à se produire par basculement du mur vers l'avant et qui s'explique par l'écrasement du tiers inférieur. Ce point, semble se situer à 30 cm de la base du mur. Ceci amène à penser, qu'il s'est créé un point rigide au cours de la déformation et sur lequel le mur voudrait se rompre. Tout se passe comme si, le mur s'est autogénéré une sur-hauteur d'encastrement de 30 cm de plus, par rapport à l'encastrement de départ qui est de 20 cm.

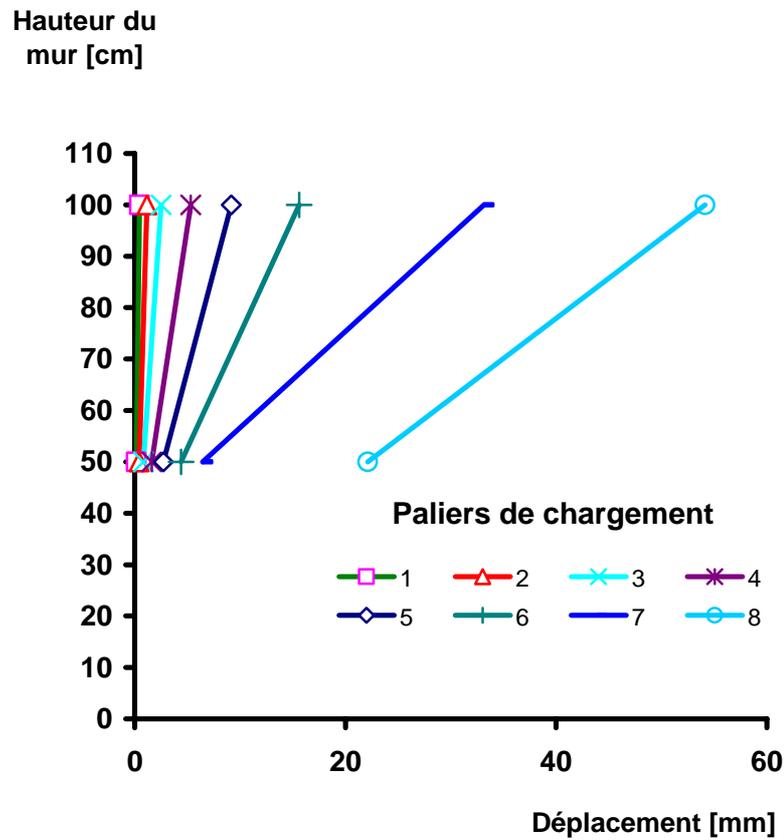


Figure 3.54 : Principe de détermination du point de rotation du mur (Hypothèse d'un mur rigide)

Sur un plan physique, ceci s'expliquerait par le fait que le sable qui est un matériau granulaire très frottant, subit un écouissage dû aux déplacements des grains les uns par rapport aux autres car le mécanisme fondamental de la déformation dans un milieu granulaire étant le glissement relatif de particules en contact [29].

Cette forte rigidification constatée sur le tiers inférieur du mur pourrait s'expliquer par ce qui suit :



Figure 3.55 : Formation des plis de compression sur la face amont du mur (festonnage)

- le simple fait de la compression des couches inférieures par les couches supérieures au cours de l'opération de remplissage et de compactage du sable dont la densité moyenne est de l'ordre de 1700 kg/m^3 ; ce qui donne une pression au fond de l'ordre de 170 g/cm^2 . C'est donc une pression de 170 kg/cm^2 que subit le grain des couches inférieures;
- l'accroissement du frottement interne (générateur de résistance au cisaillement) exactement pour la même raison que celle évoquée ci avant ;
- les fortes distorsions qui se produiraient dans le sable et qui sont la conséquence du fort taux de cisaillement, au fur et à mesure de l'accroissement de la charge horizontale, créent un effet de silo plus important en partie basse qu'en partie haute du mur. Cet effet de silo [48] ou effet de parois périmétrique limitant le sable est tel qu'il s'oppose à la dilatance du sable, en créant une sorte de réaction de compression interne dans le sable qui explique cette forte rigidité. En effet, sous sollicitation horizontale, les grains de sable qui est un milieu granulaire (déjà à l'état dense) travaillant au cisaillement, auraient, en l'absence d'un environnement de charges suffisant, tendance à se désenchevêtrer à la rupture (dilatance) car ne pouvant supporter un déviateur important. Mais comme ils sont totalement confinés par tissu, ce dernier, pour s'opposer au phénomène de dilatance se mettra en tension et rétabli ainsi son équilibre statique. On a ainsi tiré profit de la dilatance en ayant créé des contraintes de confinement latérales générant un terme de cohésion fictive et un accroissement de l'angle de frottement dans le sable et donc une bonne résistance au cisaillement.

Ce point permet de confirmer l'existence de la variation de la valeur de l'angle de frottement interne en fonction de la hauteur du mur. Ceci nous autorise pour conclure que la résistance au cisaillement de l'ouvrage est variable le long de la hauteur du mur et elle va en décroissant de la base au sommet.

Concernant l'extension du tissu, il est relevé de très faibles valeurs pour chaque palier de chargement appliqué. Ainsi, nous relevons une déformation de l'ordre de 4/10 de mm/m sous la charge maximale appliquée de 80 kg. Si nous devons comparer ce résultat à celui obtenu lors des essais de traction sur les bandes témoins (hors sol), il ressort une très nette différence. En effet, les essais de traction effectués sur les bandes de tissu ont donné des allongements de 10% dans le sens longitudinal et 45% dans le sens transversal, ce qui signifie en d'autres termes, des allongements par ml. de 100 mm et 450 mm respectivement (Figure3.2). Ceci laisse penser que le remplissage des sacs par du sable freine l'extension du tissu, sans doute grâce à la mobilisation du frottement à l'interface sable-tissu (générant un effort de compression sur les parois du tissu) et par conséquent, les risques de déchirure du tissu sont atténués. Ceci constitue un autre avantage de la technique.



Figure 3.56 : Mur amorçant la rupture (arrachement par la base)

3.3.3. Conclusion

L'étude expérimentale du mur modèle réduit soumis à un chargement horizontal uniformément répartie sur sa surface a permis de dégager les points importants suivants :

- 1) la mise en évidence d'un comportement élastoplastique tout en suspectant un comportement viscoplastique. Il y a lieu donc de confirmer par une campagne d'essais de fluage sur une longue durée.
- 2) la décharge totale a permis de mettre en évidence, des déformations plastiques de l'ordre de 33% de la déformation totale. Cette dernière, mesurée en tête, est de l'ordre de 6% de la hauteur.
- 3) un phénomène d'écroutissement progressif en fonction de la hauteur et du niveau de charge a été constaté. La résistance au cisaillement est donc variable le long de la hauteur et va en décroissant de la base au sommet.
- 4) la rupture semble se produire par basculement autour d'un point situé sur le tiers inférieur à 30 cm de la base. De plus, l'effet de silo est plus important en partie basse qu'en partie haute du mur.
- 5) le sable freine l'extension du tissu, ce qui atténue par conséquent les risques de déchirure du tissu lors de la mise en oeuvre. On peut même avancer qu'il est impossible de mobiliser un effort de rupture dans le tissu par traction pour les déformations faibles du mur $\varepsilon < \varepsilon_{lim}$.

Dans l'étape qui suivra, il sera procédé à la caractérisation par des essais triaxiaux et de cisaillement à la boîte du comportement mécanique du sable confiné et vierge et à la détermination des caractéristiques intrinsèques à savoir, le module de déformation du sable, le coefficient de poisson et l'angle de dilatance. Ces trois paramètres, sont nécessaires dans l'étude de simulation qui fait l'objet du 4^{ième} chapitre du présent mémoire.

3.4. Caractérisation mécanique du comportement au cisaillement du sable vierge et du sable confiné

3.4.1. Résultats et interprétation

Les résultats d'essais de cisaillement direct sur éprouvettes de 2.07 cm x 6 cm et triaxial sur éprouvettes de 17.5 cm x 7 cm (voir photo sur la figure 3.57) et obtenus sous un confinement de 3 bars sont ainsi présentés sur les figures 3.58 et 3.59.

Sur la figure 3.58, sont données les allures des courbes « effort-déformation » obtenues à l'essai triaxial sur le sable confiné et le sable vierge (de base) et sous une contrainte de confinement de 0.3 MPa.

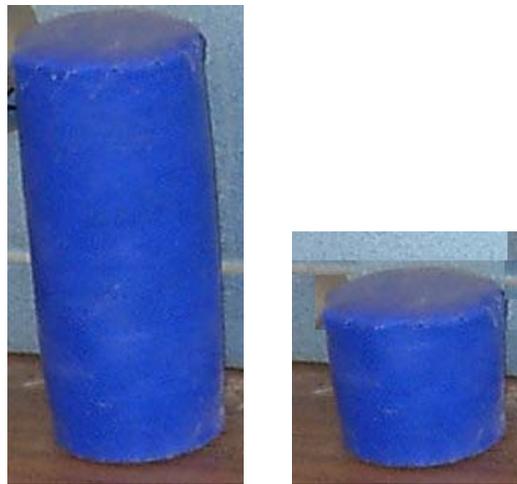


Figure 3.57 : Photos des éprouvettes cylindriques utilisées

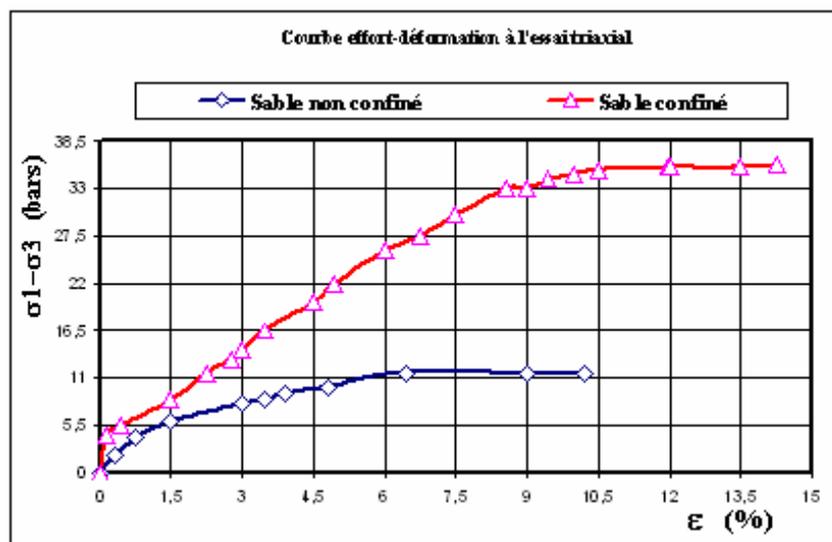


Figure 3.58 : Courbe effort – déformation à l'essai triaxial

L'observation des courbes de la figure 3.58 permet de montrer que le confinement total modifie le comportement du sable. Il est aisé de constater, que la déformation à la rupture du sable confiné en essai de cisaillement triaxial est nettement supérieure à celle du sable vierge. Pour le sable confiné, la déformation maximale à la rupture obtenue est de 14 % alors que celle du sable de base ne dépasse pas les 6 % (plus de deux fois celle du sable vierge) et qui pourrait s'expliquer par les frottements qui se produisent au niveau des grains de sable. Ceci mène à conclure que le sable renforcé par la technique du confinement, montre une capacité de déformation avant rupture intéressante du matériau. Ce type de comportement est très similaire au matériau TEXOL [20, 24, 35].

$$\varepsilon_{sc}^r = \varepsilon_{snc}^r + \Delta \varepsilon^r$$

$$\Delta \varepsilon^r = 0 \div 8\%$$

Avec ε_{sc}^r , ε_{snc}^r et $\Delta \varepsilon^r$ représentent respectivement les déformations à la rupture du sable confiné, du sable non confiné et le taux d'accroissement des déformations à la rupture.

Sur la figure 3.59, l'intérêt de la technique de confinement est bien mis en évidence. En effet, les caractéristiques intrinsèques du matériau sont nettement intéressantes et font apparaître des différences notables entre le sable vierge et le sable confiné, notamment le terme de cohésion.

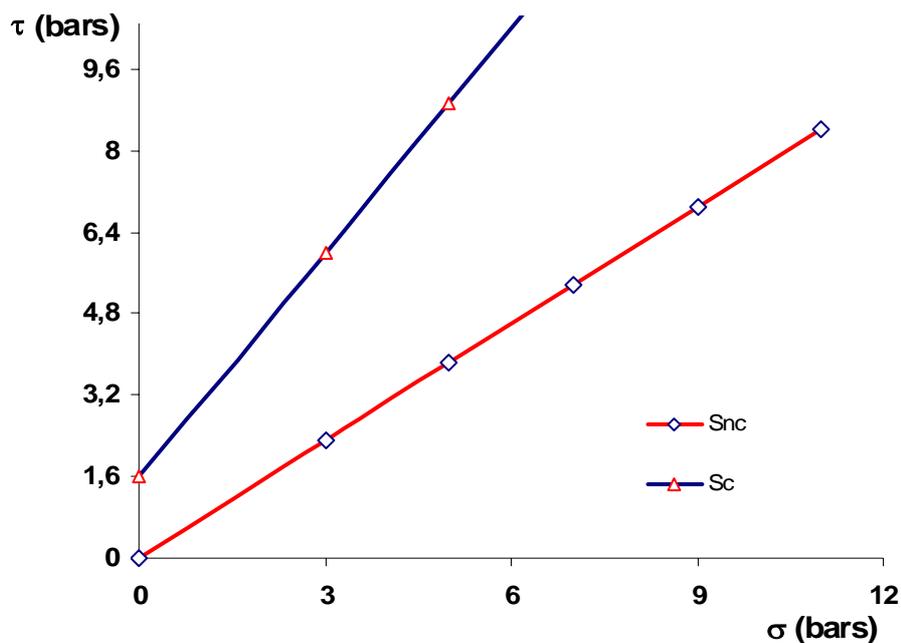


Figure 3.59 : Courbe intrinsèque à l'essai triaxial - Représentation dans le plan de Mohr

La loi de coulomb définissant l'état d'équilibre limite appliquée pour notre sable vierge sec et pour un état de consolidation donné s'énonce comme suit :

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi$$

Après confinement total de ce même sable dans une enveloppe en tissu et sous le même état de contrainte de consolidation, cette relation devient, après achèvement des déformations plastiques :

$$\tau = C + \sigma \operatorname{tg} \varphi$$

où, τ , C , σ et φ représentent respectivement la résistance au cisaillement, la cohésion, la contrainte normale et l'angle de frottement interne du sable.

Si on désigne par τ_{sc} et τ_{snc} les résistances au cisaillement respectivement du sable confiné et du sable non confiné (vierge), on peut alors relier les deux résistances par la relation suivante :

$$\tau_{sc} = 1.6 + 1.56. \tau_{snc} \text{ (bars)}$$

Cette écriture met bien en évidence l'amélioration de la résistance au cisaillement, d'abord importante par l'apport du terme de cohésion, ensuite grâce à la valeur majorée de l'angle de frottement interne.

Les résultats obtenus à la rupture sous un déviateur de contraintes maximales ($\Delta\sigma$) et sous un confinement de 0.3 MPa sont résumés dans le tableau 3.17 donné ci-après.

Tableau 3.17: Valeurs des caractéristiques de cisaillement obtenus à partir des essais triaxial et de cisaillement à la boîte

Matériau	C (KPa)	φ (°)	
		Essai de cisaillement direct	Essai triaxial
Sable gros vierge	0	-	41.74
Sable gros confiné	160	63.66	54.39

Une simple lecture des valeurs du tableau, fait ressortir :

- Un gain très important en terme de cohésion. La cohésion du sable vierge est nulle alors que celle du sable confiné atteint les 160 KPa (1.6 bars).
- Un angle de frottement interne apparent nettement amélioré. Une augmentation relativement intéressante (au pic) de l'ordre de 12.65° est obtenu à l'essai de cisaillement triaxial soit une amélioration d'environ 30%.

Il est à noter que pour les éprouvettes confinées, la valeur de l'angle de frottement obtenue en déformation plane dépasse celle donnée par l'essai triaxial. Une différence de l'ordre de 9° est relevée. Cette différence est attribuable au fait que dans le cisaillement direct, le plan de rupture est imposé alors que dans le triaxial, la rupture se fait suivant le plan le plus défavorable. En effet, suivant le plan imposé, le degré d'enchevêtrement des grains est plus grand à cause du fort glissement des grains et de la forte angularité, ce qui conduit donc à plus de frottement. Ceci est confirmé par les travaux menés par S. Khati, (1996) selon [88].

Les recherches menées par Redrawer K.L.Lee (1970) cité par [22] sur une étude comparative des résultats obtenus sur des sables vierges d'Antioche et à partir des essais de cisaillement direct et triaxial, ont montré que l'angle de frottement en déformation plane est supérieur de 0 à 8° à celle fournie par l'essai triaxial. La forte variation est associée selon l'auteur, à des sables denses soumis à une faible contrainte de confinement, alors qu'une faible différence serait associée à des sables lâches quelque soit le niveau de confinement appliqué, ou à des sables denses sous fortes contraintes de confinement. D'autres ouvrages [45] signale par contre une différence de l'ordre de 3 à 5°.

3.4.2. Estimation du module de déformation du sable

Le module de déformation initial E_i du sable qui représente la pente de la courbe effort – déformation est donné par le rapport de la contrainte déviatorique à la déformation axiale. Sa valeur, déterminée sous une contrainte de confinement de 0.3 MPa, est de 53.3 MPa. Comparée à celle obtenue par d'autres chercheurs (Zitouni, Kim-Me-Sun, 1995) selon [88], elle peut être qualifiée de très faible. Ceci pourrait être lié probablement au type d'appareil utilisé et à la nature différente du sable. Par contre, d'autres chercheurs (Winterkorn et Fang) selon [45] ont trouvé des valeurs du module d'Young pour des sables denses de l'ordre de 50 à 80 MPa.

3.4.3. Estimation de l'angle de dilatance du sable

L'angle de dilatance ψ déduit à partir de la pente du tronçon rectiligne ascendant de la courbe de variation de volume en fonction la déformation axiale est tel que :

$$2 \sin \psi / (1 - \sin \psi) = \Delta \varepsilon_v / \Delta \varepsilon_1$$

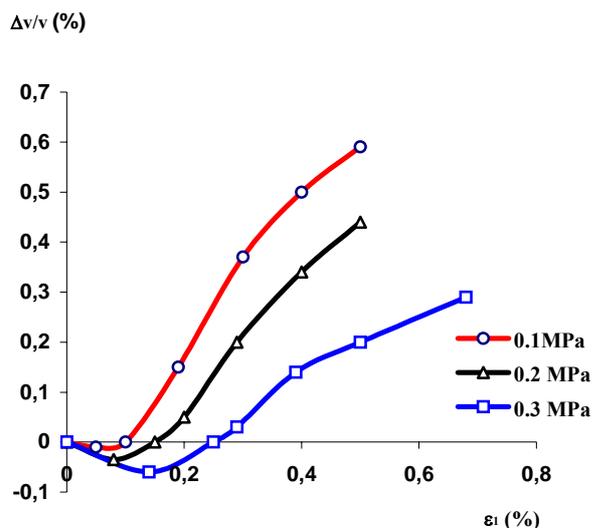


Figure 3.60 : Courbe Contractance / Dilatance sur sable grossier (sable de Baghlia) à l'essai triaxial

Nous avons trouvé une valeur de l'angle de dilatance de 12.37° pour une contrainte de confinement de 0.3 MPa. L'analyse des valeurs de l'angle de dilatance obtenues à l'essai de cisaillement en compression triaxial sur le sable vierge met en évidence l'influence de la contrainte de consolidation. En effet, pour un même état initial de densité du sable, il est enregistré une faible contractance et une forte dilatance sous faible contrainte. La littérature riche dans ce domaine rapporte qu'un sable qui se contracte plus se dilate moins et vis versa [2, 16, 40].

La littérature [45] mentionne des angles de dilatance ψ compris généralement entre 0 et 15° . Vermeer a proposé la relation empirique suivante reliant l'angle de dilatance à l'angle de frottement interne : $\psi = \phi - 30^\circ$ qui reste vérifié dans notre cas.

Pour plus de détail sur la relation contrainte – dilatance, le lecteur pourra se référer aux travaux de ROWE, P.M., (1962) selon [22].

3.4.4. Estimation du coefficient de poisson

Le coefficient de poisson ν du sable déduit à partir de la pente du tronçon descendant de la courbe de variation de volume en fonction de la déformation axiale est tel que :

$$(1 - 2\nu) = \Delta \varepsilon_v / \Delta \varepsilon_1$$

On a trouvé une valeur moyenne du coefficient de poisson égale à 0.30.

3.4.5. Conclusion

L'observation des courbes de la figure 3.58 permet de montrer que le sable confiné totalement sur une enveloppe en tissu, garde en grande déformation une résistance mécanique quasi-constante. On note également :

- l'absence d'un pic de résistance,
- le maintien d'une résistance de palier en grande déformation,
- l'augmentation de la rigidité du sable confiné en petites déformations.

La caractérisation mécanique du sable grossier utilisé dans l'étude expérimentale du modèle réduit a permis de déterminer les paramètres du comportement mécanique, à savoir les paramètres de résistance et de déformabilité, nécessaires pour mener l'étape suivante qui consiste en l'étude de simulation numérique du comportement du modèle réduit élaboré. Les caractéristiques principales et essentielles déterminées par les essais triaxiaux et de cisaillement direct à la boîte sous une contrainte de confinement de 0.3 MPa sont comme suit :

- module de déformation longitudinal E égal à 53.3 MPa,
- angle de frottement interne (au pic) ϕ égal à 41.75 °,
- angle de dilatance ψ égal à 12.37°,
- coefficient de poisson ν égal à 0.30.

Par ailleurs, cette étape a permis de mettre clairement en évidence l'intérêt mécanique du confinement d'un matériau granulaire. En effet, nous retenons les deux résultats importants suivants :

- une meilleure résistance aux efforts de cisaillement grâce à l'amélioration des caractéristiques intrinsèques, notamment la cohésion et l'angle de frottement ;
- une grande capacité de déformation à la rupture de ces structures. Cette capacité est nettement supérieure à celle des matériaux minéraux (béton hydraulique).

Ce qui peut donc à priori, destiner ce type de structure pour la réalisation d'ouvrages où les notions de résistance au cisaillement et/ou de l'amortissement sont recherchées.

CHAPITRE 4

ETUDE DE SIMULATION NUMERIQUE

4.1. Rappels théoriques

4.1.1. Notions sur le potentiel plastique et règle d'écoulement [28, 50]

La connaissance de la loi d'écoulement permet de connaître la direction de l'écoulement plastique. Elle est donnée par la relation suivante :

$$\{d \boldsymbol{\varepsilon}^p\} = \lambda \{ \partial Q / \partial \boldsymbol{\sigma} \}$$

Où $\lambda \geq 0$, est le multiplicateur plastique qui exprime le taux des déformations plastiques et Q , qui est une fonction des contraintes est appelé « potentiel plastique » ; ce dernier, donne la direction des déformations plastiques.

Généralement, dans le cas de l'étude des métaux par exemple (matériaux dits aussi standards), le potentiel plastique Q est identique à la surface de charge et la règle d'écoulement est dite « associative ». Dans ce cas, les déformations plastiques s'opèrent dans une direction normale à cette surface de charge. Par contre, pour les sols, la définition d'un potentiel plastique Q différent de la fonction de charge est nécessaire. Dans ce cas, la règle d'écoulement est dite non « associative ».

4.1.2. Critères de rupture

4.1.2.1. Critères de plasticité indépendants de la pression hydrostatique

Ces critères, qui sont indépendants de la pression hydrostatique, sont des critères surtout applicables pour les métaux. Aussi, ils peuvent convenir pour l'étude du comportement des argiles saturées car ils ne dépendent pas de la pression de confinement. Nous recensons dans la littérature les deux critères principaux suivants:

A) Critère de Tresca

Ce critère apparu en 1864 considère, que la plastification est atteinte lorsque la contrainte tangentielle atteint une valeur limite K . En terme de contraintes principales, ce critère s'exprime par :

$$F(\sigma) = \text{Max} \left[\frac{1}{2} |\sigma_1 - \sigma_2|, \frac{1}{2} |\sigma_2 - \sigma_3|, \frac{1}{2} |\sigma_3 - \sigma_1| \right] - K = 0$$

En considérant σ_1 la contrainte principale majeure et σ_3 la contrainte principale mineure, le critère s'écrit :

$$F(\sigma) = \frac{1}{2} |\sigma_3 - \sigma_1| - K = 0$$

Avec K , une constante du matériau qui se détermine expérimentalement.

Dans l'espace des contraintes principales, la surface de charge associée à ce critère est un prisme hexagonal dont, les génératrices sont les parallèles à la trisectrice et dont, le côté de l'hexagone vaut $K \cdot 8/3^{1/2}$. Sa section dans le plan π , est un hexagone régulier.

B) Critère de Von Mises

Ce critère apparu en 1913 considère, que l'écoulement plastique qui ne dépend que des déviateurs de contraintes s'effectue à volume constant, c'est-à-dire que la rupture se fait à variation de volume nulle. La plastification débute dès lors que le deuxième invariant du tenseur déviatorique atteint une valeur limite K . En terme de contraintes principales, ce critère s'exprime par :

$$F(\sigma) = (\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 - 6 K^2 = 0$$

Où K est une constante du matériau qui se détermine expérimentalement.

Dans l'espace des contraintes principales, la surface de rupture associée à ce critère est un cylindre de révolution parallèle à la trisectrice. Sa section, dans le plan π est un cercle de rayon $K \cdot 2^{1/2}$. Ce cercle est circonscrit à l'hexagone de Tresca.

4.1.2.2. Critères de plasticité dépendants de la pression hydrostatique

Les critères les plus utilisés dans les sols sont rappelés ci-après.

A) Critère de Mohr – Coulomb

Ce critère apparu en 1900 est une généralisation du critère de Tresca. En effet, les deux critères supposent que la plastification apparaît lorsque la contrainte tangentielle maximale τ atteint une valeur limite, à la seule différence que Tresca suppose que la valeur limite est une constante, alors que Mohr Coulomb prétend que celle-ci est sur une facette

d'un plan une fonction de la contrainte normale σ à cette même facette. Cette fonction se détermine expérimentalement.

La forme la plus simple de la courbe enveloppe de Mohr est une droite dite de Coulomb (1773), d'équation :

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi$$

Où c est la cohésion du sol et φ l'angle de frottement du sol. Le critère de rupture associé à cette équation est dit critère de Mohr Coulomb. Le critère de Tresca se déduit de celui de Mohr coulomb, en faisant $\varphi = 0$ (cas des sols purement cohérents).

En fonction des contraintes principales ($\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$), le critère s'écrit :

$$F(\sigma) = \sigma_1 [(1 + \sin \varphi) / 2c \cos \varphi] - \sigma_3 [(1 - \sin \varphi) / 2c \cos \varphi] - 1 = 0$$

Ce critère est généralement adopté, pour l'étude du comportement de différents types de sols en conditions drainées. C'est aussi, le critère le plus couramment utilisé pour les milieux frottants. Cependant, il est critiqué sur le fait d'une part, qu'il ne prend pas en considération l'influence de la contrainte intermédiaire et d'autre part, sa forme géométrique angulaire qui pose certaines difficultés numériques pour son utilisation dans un code de calcul.

B) Critère de Drucker - Prager

Ce critère apparu en 1952 est une modification du critère du critère de Von Mises.

En terme de contraintes principales, le critère s'exprime par :

$$F(\sigma) = \alpha (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) + [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]^{1/2} - K = 0$$

Dans l'espace des contraintes principales, la surface associée à ce critère est un cône d'axe $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$. Sa section dans le plan π , est un cercle.

α représente une constante du matériau et K le paramètre de rupture du matériau. Ils sont fonctions de c et φ et ils se définissent selon que le critère de Drucker Prager est circonscrit ou inscrit par rapport à celui de Mohr Coulomb.

Le critère de Drucker – Prager est circonscrit à celui de Mohr – Coulomb lorsque :

$$\alpha = 2 \sin \varphi / 3^{1/2} * (3 - \sin \varphi)$$

$$K = 6 c \cos \varphi / 3^{1/2} * (3 - \sin \varphi)$$

Le critère de Drucker – Prager est inscrit à celui de Mohr – Coulomb lorsque :

$$\alpha = 2 \sin \varphi / 3^{1/2} * (3 + \sin \varphi)$$

$$K = 6 c \cos \varphi / 3^{1/2} * (3 + \sin \varphi)$$

Le critère de Von Mises se déduit du critère de Drucker - Prager en faisant $\alpha = 0$

Ce critère est similaire à celui de Mohr – Coulomb, à la différence que la surface est conique et régulière. Sa prise en compte des trois contraintes principales, fait disparaître les singularités angulaires de Mohr – Coulomb ; ainsi, son intégration dans les codes de calcul est plus simple à réaliser. Il est applicable pour l'étude des bétons, des roches et des problèmes de sols, notamment les sols granulaires avec prise en compte de l'effet de la dilatance.

c) Critère de Lade-Duncan

Ce critère apparu en 1974 a été, contrairement à celui de Mohr-Coulomb, initialement développé pour l'étude du comportement des sols pulvérulents. Il est fonction du premier et du troisième invariant du tenseur des contraintes et s'exprime sous la forme suivante :

$$F(I_1, I_3) = I_1^3 - K_p I_3 ,$$

$$\text{avec } K_p = (3 - \sin \varphi)^3 / (1 + \sin \varphi) (1 - \sin \varphi)^2$$

Où φ est l'angle de frottement interne du sol.

En fonction des contraintes principales, ce critère s'écrit :

$$F(\sigma) = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)^3 - K_p \sigma_1 \sigma_2 \sigma_3 = 0$$

Le critère de Lade-Duncan est une fonction du troisième degré qui admet trois solutions dont deux seulement sont physiquement possibles.

D) Critère de Matsuoka - Nakai

Ce critère apparu en 1974 est fonction des trois invariants du tenseur des contraintes et s'exprime comme suit :

$$F(I_1, I_2, I_3) = - I_1 I_2 + A_p I_3,$$

$$\text{avec } A_p = (9 - \sin^2 \varphi) / (1 - \sin \varphi^2)$$

où φ est l'angle de frottement interne du sol.

En fonction des contraintes principales, ce critère s'écrit :

$$F(\sigma) = - (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) (\sigma_1 \sigma_2 + \sigma_2 \sigma_3 + \sigma_3 \sigma_1) + A_p \sigma_1 \sigma_2 \sigma_3 = 0$$

4.1.3. Notions générales sur les méthodes numériques

4.1.3.1. Introduction

Les modélisations numériques sont en général, menées en vue de reproduire des comportements similaires à ceux observés expérimentalement. Cependant, l'application directe des modèles numériques nécessite une certaine prudence quant à la méthodologie de calcul à appliquer et quant à la validation des résultats obtenus.

Dans la littérature, on dénombre plusieurs méthodes numériques qui permettent de faire des simulations. On peut citer [13]:

a) La méthode des différences finies, qui consiste à remplacer les équations différentielles par des équations aux différences finies et le problème revient à la résolution de systèmes d'équations linéaires.

b) La méthode des éléments finis dont le principe consiste à décomposer un solide en état d'équilibre sous l'action d'un système de charges données, en un certain nombre d'éléments de dimensions finies suivant un maillage adéquat et où, les déplacements aux nœuds de ce maillage constituent les inconnues du problème. Aussi, pour chaque élément le champ de déplacement est approché par des fonctions d'interpolation devant assurer la continuité des déplacements à l'interface entre deux éléments.

c) Enfin la méthode basée sur la théorie des équivalences, dont le principe consiste à substituer à l'étude d'un corps chargé, celle d'un corps fictif plus accessible au calcul. Ce type d'approche, si elle s'est avérée efficace pour certains types de matériaux, en particuliers lorsque les techniques d'homogénéisation peuvent être mises en œuvre [63], par contre en ce qui concerne les matériaux granulaires, cette technique semble difficile d'application. Ceci tient, au fait que le milieu granulaire macroscopique est un milieu continu alors que le milieu local est un milieu nécessairement discontinu [29].

Actuellement, de par l'utilisation de matériaux nouveaux dans la réalisation des ouvrages en sol renforcé, le fonctionnement mécanique de ces ouvrages devient assez complexe. A la lumière de certains travaux de recherche très récents, il est rapporté que l'utilisation dans certains cas de la méthode des éléments finis, peut s'avérer inadaptée pour une modélisation réaliste du problème et actuellement, la recherche est orientée vers une nouvelle méthode de modélisation dite « modélisation par la méthode des éléments discrets » et dont, Cundall et Strack (1971 et 1979) selon [14] en sont les précurseurs pour son application aux sols.

Pour retenir une méthode, une confrontation de la modélisation avec les résultats expérimentaux en vraie grandeur (ou au moins sur un modèle à petite échelle avec respect des règles de similitude) sur des ouvrages instrumentés est vivement souhaitée voire indispensable, car seule la comparaison permettra de justifier la pertinence ou non de la méthode retenue pour le type de problème étudié.

4.1.3.2. Traitement des interfaces physiques

L'interface entre deux matériaux peut être définie comme étant, la zone intermédiaire de faible épaisseur (ou d'épaisseur nulle) entre deux solides qui permet le transfert des efforts tangentiels et normaux, d'un solide à l'autre [38, 46, 78]. Des résistances dues au frottement se développent grâce aux déplacements relatifs qui naissent au niveau de cette interface. La littérature, riche dans ce domaine, fait mention d'un mode de comportement très complexe des interfaces. Ces dernières, peuvent être en effet, sujettes à un glissement, une interpénétration ou un décollement partiel au cours de la déformation [73]. Par conséquent, dans le cas où le frottement est prépondérant (nécessaire) dans une interaction donnée, comme c'est le cas par exemple dans les techniques de renforcement des sols par nappes géosynthétiques, la prise en compte incorrecte dans les études d'analyse de cette interaction et surtout la négligence de la rugosité des tissus conduisent en général, à des réponses incorrectes du système allant jusqu'à modifier le comportement effort-déformation selon certains auteurs (Kishida 1982 ; Dove et Frost, 1999 ; J.Garnier, 2002) [73, 78, 79]. Sont utilisées principalement trois méthodes éléments finis classiques pour modéliser l'interface [38, 73]:

a) les méthodes dites de pénalisation ou de rigidité c'est-à-dire en d'autres termes, les deux solides sont discrétisés individuellement et maintenus en contact par des éléments d'interface. Ces derniers sont caractérisés par des rigidités normales K_n et tangentielles K_s et peuvent être en général, de faible épaisseur (GRIFFITHS 1985) ou d'épaisseur nulle (Goodman et al, 1968). La rigidité tangentielle K_s permet de décrire le comportement frottant de l'interface et la rigidité normale K_n permet la non interpénétration des zones en présence. Cependant, l'utilisation de cette méthode est très délicate et de nombreux auteurs ont signalés des difficultés numériques liées à leurs emplois (Desai et al, 1984 ; Day et Potts, 1994 ; Panda et al, 1979 ; Yi et al, 1995) selon [46].

b) Les méthodes dites de compatibilité nodale c'est-à-dire que les deux solides sont discrétisés individuellement et maintenus en contact par des équations de compatibilité en

forces et déplacements. Ces dernières, s'appuient sur différentes formulations comme les méthodes des multiplicateurs de Lagrange (Chan et al, 1971), le principe des travaux virtuels (Katona, 1983).

c) les méthodes dites mixtes et qui résultent d'une combinaison des deux précédentes, sont basées sur la détermination d'une matrice condensée, obtenue par élimination des nœuds qui ne sont pas en contact (Francavilla et al, 1975). Ces méthodes ont progressivement été améliorées pour inclure les effets de frottement (Sachdeva and Ramakrishnan, 1981 ; Feng et al, 1992).

Par le passé, la majorité des travaux numériques menés sur les systèmes de renforcement des sols par nappes géotextiles, étaient basés sur le principe de discrétisation individuelle des constituants pour restituer leur comportement physique. Par la suite, (à partir de 1999) d'autres approches alternatives aux précédentes, sont apparues et qui consistent à remplacer le massif renforcé par un matériau équivalent, constitué par la superposition de plusieurs milieux continus [63]. Un modèle de calcul élastoplastique à 2D et 3D de cette technique, basée sur la prise en compte des cinématiques différentes pour chacun des milieux pour la représentation du glissement relatif du sol et des inclusions de renforcement, a d'ailleurs été intégré dans le logiciel CESAR –LCPC [90].

4.2. Etude de simulation a l'aide du code de calcul commercial ansys 5.4 (1997)

4.2.1. Introduction

Le code de calcul choisi, est ANSYS 5.4 qui a prouvé son efficacité dans la simulation de certaines structures très variées par le passé est un code qui est basé sur la méthode des éléments finis. A titre d'exemple, des simulations en 2D et 3D ont été effectuées sur des silos à symétrie axiale et en mode statique [91]. Notre objectif ici, n'est pas de détailler en profondeur le modèle créé, mais cependant, nous décrivons sommairement la démarche adoptée pour la création du modèle numérique, le choix des éléments utilisé pour notre modèle ainsi que leur caractéristiques et enfin, le processus d'analyse adopté dans notre cas.

La validation de la simulation numérique obtenu sur le modèle numérique tridimensionnel crée, se fera en comparant les résultats de cette simulation, à ceux obtenus expérimentalement. Cette comparaison nous permettra aussi, de vérifier la pertinence de ce code pour une modélisation réaliste de notre ouvrage. En effet, de par l'utilisation de

matériaux nouveaux dans la réalisation des ouvrages en sol renforcé, le fonctionnement mécanique de ces ouvrages devient assez complexe. Comme cité plus haut, l'utilisation d'une nouvelle méthode dite « modélisation par la méthode des éléments discrets » (MED) semble mieux appropriée que celle basée sur les éléments finis. Car le mécanisme de fonctionnement mécanique est assez complexe (grandes déformations, rotations d'ensemble, bandes de cisaillement, foisonnement, mouvements relatifs aux interface).

4.2.2. Création du modèle élément fini par Ansys 5.4

Pour la création du modèle élément fini avec ANSYS 5.4, il y a plusieurs étapes à accomplir pour que le modèle fonctionne convenablement. Les modèles peuvent être créés en utilisant soit le chemin ' Graphical User Interface' (GUI), soit la commande 'Dialogue Boxe'. Pour ce modèle, le chemin GUI a été utilisé.

Pour que notre modèle reflète aussi fidèlement que possible la réalité, les éléments le constituant doivent être inclus dans la simulation avec des caractéristiques et des propriétés bien appropriées. Des éléments simulant correctement les grains de sable et le tissu de confinement doivent être correctement choisis ainsi que le traitement de l'interface physique.

Les lignes qui suivent décrivent les différentes étapes suivies et les paramètres introduits pour la création du modèle élément fini.

4.2.1.1. Types d'élément choisis

Les éléments de base mis en jeu dans le fonctionnement du mur composite essayé en modèle réduit sont comme les suivants :

- Matériau granulaire pulvérulent: sable,
- Enveloppe en tissu technique enduit PVC : membrane de confinement total,
- l'interface physique : frontière entre le sable et le tissu.

Simulation du sable : Le sable, qui est un milieu continu macroscopiquement parlant [15, 29, 40], est modélisé par un comportement élastoplastique obéissant au critère de Drucker – Prager avec un potentiel d'écoulement non associé. Ce critère est très approprié car il permet de prendre en compte l'effet de la dilatance par l'utilisation de la règle d'écoulement non associée. Pour la définition de cette loi, trois paramètres lui sont nécessaires : La cohésion C , l'angle de frottement interne φ_p et l'angle de dilatance ψ . Lorsque $\psi = \varphi$, la règle d'écoulement est dite associée et les déformations plastiques se

fond avec une expansion volumique du matériau. Si $\psi < \varphi_p$, il y aura moins d'expansion volumique lors des déformations plastiques. Dans le cas où $\psi = 0$, les déformations plastiques s'opèrent à volume constant (sans expansion volumétrique). Ce critère a été utilisé par le passé pour la simulation des matières ensilées [77, 89] et a conduit à des comportements assez corrects. Un élément isotrope à trois dimensions SOLID95, a été sélectionné à partir de la librairie des éléments du programme ANSYS pour représenter les grains de sable. Ce solide est approprié pour simuler des masses de solide à trois dimensions et permet d'incorporer le comportement plastique.

Simulation du tissu : Pour le tissu de confinement, l'élément membrane représentant une épaisseur fine du mur et sans rigidité transversale à la flexion est nécessaire. L'élément choisi est SHELL181. La formulation particulière de cet élément permet de prendre en compte l'effet membrane et d'incorporer un comportement élastique linéaire en traction. Par ailleurs, les essais de traction effectués sur le tissu ont montré que ce dernier présentait une bonne stabilité en partie médiane. Ceci nous amène à conclure que le tissu reste un milieu continu même après déformation.

Interface physique : Etant donné que le mécanisme de renforcement du sable est dû en très grande partie non pas au frottement sable-tissu mais plutôt au caractère tridimensionnel de fonctionnement de l'ouvrage, le frottement peut être négligé dans ce cas et par conséquent, il n'est pas nécessaire de générer une interface par des éléments de contact.

Dans le tableau 4.1 ci-dessous sont résumés les éléments choisis pour la simulation du comportement des différents constituants du mur.

Tableau 4.1 : Eléments choisis pour la simulation des matériaux

Type de matériau	Elément ANSYS
Sable	Solid 95
Tissu	Shell 181

4.2.1.2. Constantes réelles

Les constantes réelles utilisées dans ce modèle sont données dans le tableau 4.2. Il est à remarquer que le Solid 95 ne possède pas de constantes réelles. Pour les éléments qui en ont, les constantes réelles à introduire varient en fonction du type d'élément choisi. Les valeurs des autres constantes sont prises par défaut.

Tableau 4.2 : Constantes réelles utilisées dans le modèle

Real Constant Set	Element Type	Constantes
1	Shell 181	Epaisseur au nœud (I) : 0.66 mm
		Epaisseur au nœud (J) : 0.66mm
		Epaisseur au nœud (K) : 0.66 mm
		Epaisseur au nœud (L) : 0.66 mm

4.2.1.3. Propriétés des matériaux

Une fois que les différents éléments ont été sélectionnés, on passera à l'opération d'assignement des paramètres de calcul appropriés et ce, afin que la simulation soit aussi réaliste que possible. Les paramètres nécessaires pour caractériser les matériaux mis en jeu dans le modèle sont déduits des essais et le tableau 4.3 en donne un résumé.

Tableau 4.3 : Paramètres utilisés pour la définition des matériaux

Matériau Model Number	Element Type	Material properties
1	Solid 95	Isotropic : $E_x = 53.3 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $Dens = 1.7 \text{ e-5 (N/m}^3\text{)}$ $\nu = 0.3$ $G = 20.5 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $Mu = 0.96$
		Type of Data Table : Drucker- Prager $C = 0$ $\phi_p = 44,75^\circ$ $\psi = 30^\circ$
2	Shell 181	Orthotropic : $E_x, E_y, E_z = 118, 274.5, 1^{\circ-6} \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $Dens = 9 \text{ e-6(N/m}^3\text{)}$ $\nu_{xy}, \nu_{xz}, \nu_{yz} = 0.0024, 1\text{e-6}, 1\text{e-6}$

4.2.1.4. Modélisation

Vu le caractère tridimensionnel du principe de fonctionnement par confinement du mur, il a été décidé de créer un modèle tridimensionnel global de l'ouvrage. Ce modèle devra nous permettre d'étudier le comportement non linéaire du mur composite en mode statique sous un chargement horizontal uniformément réparti sur toute sa hauteur. Les dimensions du volume du mur sont données dans le tableau 4.4. La valeur zéro de la coordonnée Z coïncide avec le centre du repère des axes. Les dimensions 300 et 100 mm de la coordonnée X représentent les épaisseurs respectivement en pied et en tête du mur, la dimension 1000 mm de la coordonnée Y celle de sa hauteur hors sol et enfin la dimension 600 mm de la coordonnée Z celle de sa la largeur. Ainsi, le mur fait 1 m de hauteur, 0.6 m de largeur et en moyenne 0.20 m de largeur.

Tableau 4.4 : Coordonnées des dimensions du modèle de mur

ANSYS coordinates	Values (mm)
X1, Y1, Z1	0, 0, 0
X2, Y2, Z2	300, 0, 0
X3, Y3, Z3	300, 0, -600
X4, Y4, Z4	0, 0, -600
X5, Y5, Z5	100, 1000, 0
X6, Y6, Z6	100, 1000, -600
X7, Y7, Z7	0, 1000, -600
X8, Y8, Z8	0, 1000, 0

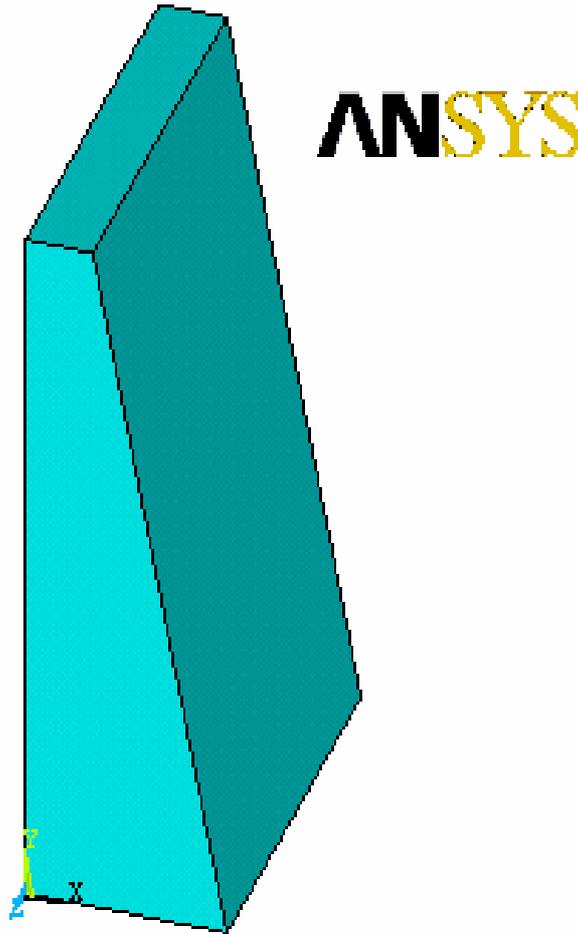


Figure 4.1 : Géométrie du modèle en 3 D

4.2.1.5. Maillage

Elle consiste à diviser individuellement les deux matériaux en les maintenant en contact par la technique dite de couplage des nœuds qui coïncident au niveau de l'interface [47].

Le couplage ou la fusion des nœuds, est obtenu en utilisant la commande ANSYS dite « Numbering Controls » qui permet de fusionner des entités différentes du modèle ayant la même localisation pour en créer une seule entité. Cependant, une attention particulière doit être soulignée lors de la fusion des entités d'un modèle ayant été déjà maillé, car l'ordre du fusionnement a une grande importance sur le comportement du modèle. En général, il est conseillé de procéder à la fusion en respectant l'ordre d'apparition des entités par ANSYS. Également, l'entité présentant le plus faible nombre sera retenue lors de la fusion.

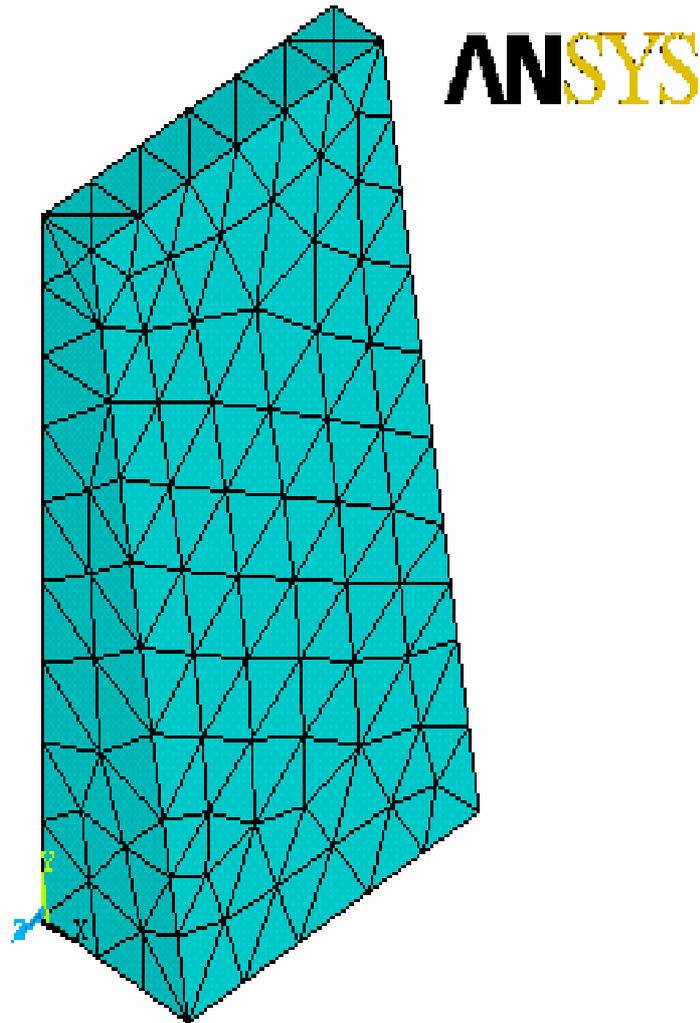


Figure 4.2 : Modèle discrétisé

4.2.1.6. Chargement et conditions aux limites

Pour contraindre le modèle à fournir une solution unique, la définition des conditions de déplacement aux limites sont nécessaires. Pour simuler un encastrement parfait, il a été bloqué les déplacements et les rotations des nœuds de la base du modèle du mur créé.

On impose au modèle une charge statique horizontale appliquée d'une manière répartie sur toute la surface du mur par paliers successifs de 10 kg jusqu'à 80 kg

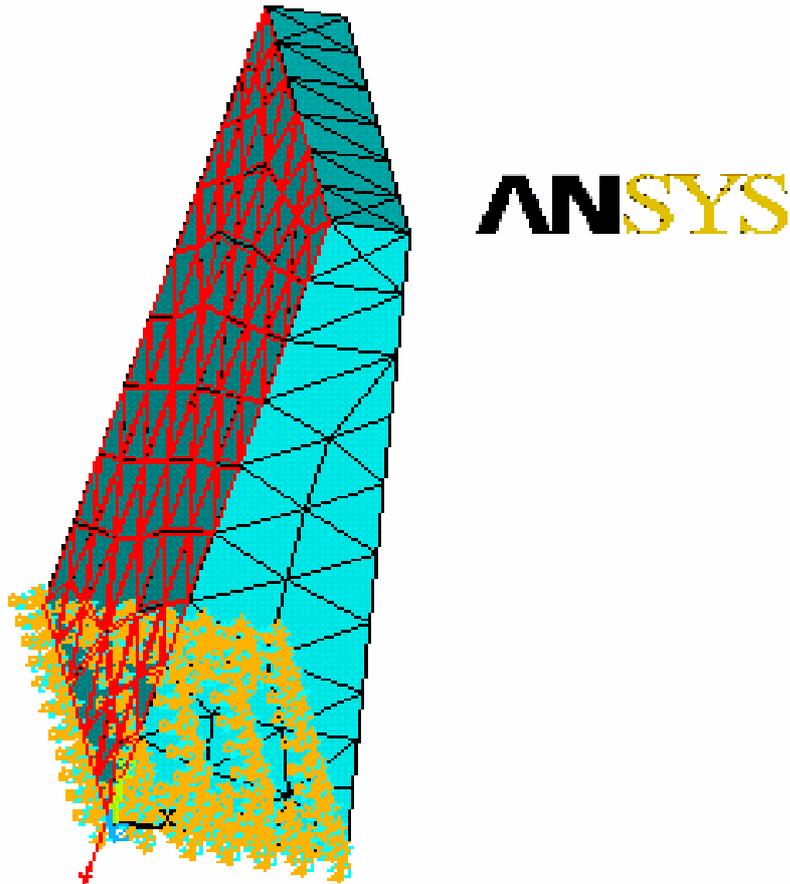


Figure 4.3 : Conditions aux limites appliquées

4.2.2. Initiation de la solution non linéaire

Dans l'analyse non linéaire, la charge totale appliquée au modèle élément fini est divisée en une série de charges incrémentales appelées « Load Step ». A la fin de chaque solution incrémentale, la matrice de rigidité du modèle est automatiquement ajustée avant de procéder au lancement de la solution correspondant à l'incrément de charge suivant. Ansys Program (ANSYS 5.4, 1997) utilise la méthode de Newton Raphson.

Les itérations d'équilibres de la méthode de Newton - Raphson sont basées sur la nécessaire convergence des solutions à la fin de chaque incrément de charge, moyennant des limites de tolérances. La figure 4.4 ci-dessous illustre un exemple de l'approche de la solution exacte par la méthode de Newton -Raphson.

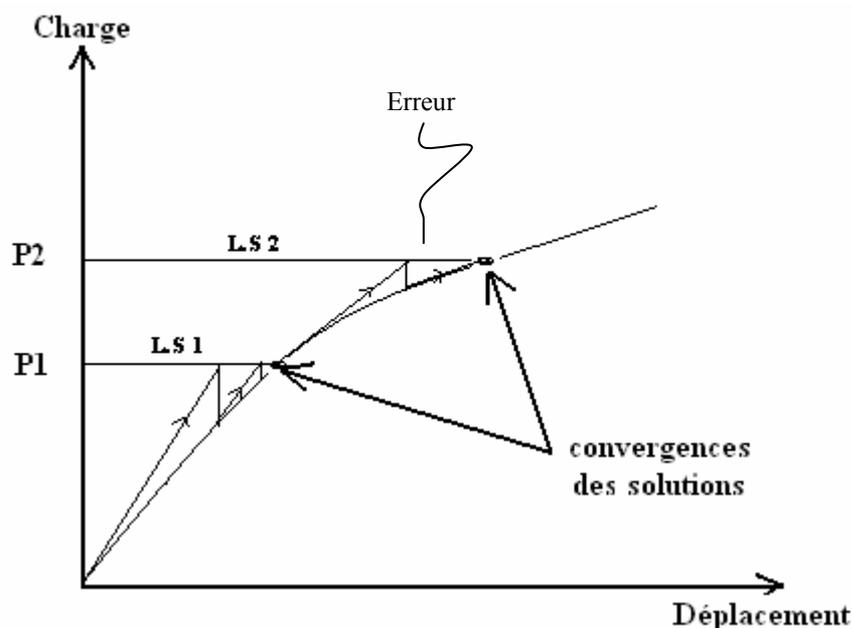


Figure 4.4 : Approche itérative de la solution par la méthode de Newton Raphson (2 incréments de charge) [47]

Avant chaque solution, l'approche Newton – Raphson estime la balance du vecteur charge qui est défini comme étant la différence entre les forces restituées (au niveau des éléments du modèle) et les charges extérieures appliquées. Par la suite, le programme met à exécution une solution linéaire en utilisant la balance des charges et contrôle la convergence. Si les critères de convergence ne sont pas satisfaits, la balance du vecteur charge est réestimée, la matrice de rigidité est réactualisée et une nouvelle solution est fournie. Cette procédure itérative se répète jusqu'à atteindre la convergence de la solution.

Il y a convergence de la solution lorsque la relation suivante est vérifiée :

$$[(S_e - S_a) / S_e] < L_2$$

où, S_e , S_a et L_2 représentent respectivement la solution exacte, la solution approchée et la norme sur la tolérance.

4.2.3. Type d'analyse

Le modèle élément fini à analyser consiste en un mur de soutènement sous un chargement statique horizontal. Une analyse de type non linéaire avec l'option petit déplacement est utilisée.

L'utilisation de la commande « Solution Control » s'accommode aussi bien pour une utilisation d'une solution linéaire ou non linéaire. Elle est très recommandée dans les

analyses non linéaires. Les commandes utilisées dans notre analyse statique non linéaire sont résumées dans le tableau 4.5 ci-dessous :

Tableau 4.5 : Commandes utilisées pour le contrôle d'une analyse non linéaire

Options de l'analyse	Petits déplacements
Number of Load Steps	08
Time Step Size	0.0001662
Automatic Time Stepping	ON
Line Search	Program Chosen
Number of Substeps	10
Maximum number of Substeps	20
Minimum number of Substeps	1

Pour chaque palier de chargement, on doit définir la charge finale de chaque palier (“The Time at the end of Load Steps”).

Dans l'analyse non linéaire, la commande “Automatic Time Stepping”, permet de prédire et de contrôler le pas des « Load Step ». Se basant sur l'histoire de la solution, cette option permet, dans le cas où la convergence est facile, d'accroître l'incrément de charge jusqu'à la valeur maximale du « Load Step Size » sélectionnée. Dans le cas où la convergence est très difficile, l'option procède automatiquement au découpage de l'incrément de charge jusqu'à ce qu'il soit égal à la valeur minimale du « Load Step Size » sélectionnée. De ce fait, cette option nécessite la déclaration au préalable de la valeur maximale et minimale du « Load Step Size ».

Les “Substeps” utilisés dans chaque palier indiquent les incréments de charge utilisés dans l'analyse. Les commandes utilisées pour le contrôle du “Solvers” et de l’“Output” sont données dans le tableau 4.6 ci-dessous.

Tableau 4.6 : Commandes utilisées pour le contrôle de l'output

Equations Solvers	Frontal Solver
Frequency	Write Last Substep

Les commandes utilisées pour définir l'algorithme non linéaire sont résumées dans le tableau 4.7 ci-dessous :

Tableau 4.7 : Commandes utilisées pour décrire le comportement du programme

Line Search	Off
Solution Predictor	program chosen
Number of Equilibre iteration	300
Cutback Control	Cutback according to predict number of iter

Pour la définition des critères de convergence, les paramètres choisis sont donnés dans le tableau 4.8ci dessous :

Tableau 4.8 : Commandes utilisées pour les critères de convergence

Label	F	U
Ref. Value	Calculated	calculated
Tolerance	0.005	0.05
Norm	L2	L2
Min.Ref.	not applicable	not applicable

Les valeurs sont toutes prises par défaut à l'exception des tolérances sur la convergence. Les tolérances considérées pour les forces et les déplacements sont prises dans notre cas à 5 fois les valeurs par défaut.

L'option choisie pour décrire le comportement du programme lorsqu'il y a non convergence pendant l'analyse est « Terminate but do not exit ». Le reste des commandes ont été adoptées par défaut comme indiqué dans le tableau 4.9 ci-dessous :

Tableau 4.9 : Commandes utilisées pour décrire le comportement du programme

Program behavior upon convergence	Terminate but not exit
Nodal DOF sol'n	0
Cumulative iter	0
Elapsed time	0
CPU time	0

4.2.4. Processus d'analyse

L'analyse non linéaire par la procédure de Newton-Raphson du modèle élément fini consiste à examiner les déplacements en tête et à mi-hauteur en fonction des chargements par paliers successifs. La méthode de Newton-Raphson est utilisée pour initier un calcul non linéaire de la réponse.

L'application de la charge sur notre modèle est effectuée d'une manière incrémentale comme cela est stipulé par la procédure de Newton-Raphson. À la fin de

chaque solution incrémentale, la matrice de rigidité du modèle est ajustée pour refléter les changements non linéaires dans la structure de la rigidité avant de procéder au prochain incrément de charge. Le programme (ANSYS 5.4) utilise les itérations d'équilibre de Newton-Raphson pour la mise à jour de la rigidité du modèle.

Dans le cas de notre étude, les tolérances sur la convergence ont été basées sur la force et le déplacement et les limites de tolérances pour la convergence ont été initialement sélectionnés par le programme ANSYS 5.4. Il a été constaté qu'au-delà du premier palier de chargement, la convergence des solutions du modèle devient très difficile à accomplir. Par conséquent, il a été décidé de reconsidérer ces limites de tolérance pour la convergence en leur attribuant une valeur égale à 5 fois la valeur fixée par défaut, soit 0.5% pour le contrôle de la force et 5% pour le contrôle du déplacement [47, 91] et ce, dans le but de faciliter la convergence de la solution. Cependant, après l'application du troisième palier de chargement, il a été remarqué que la convergence des forces était impossible avec ces nouvelles limites. Par conséquent, il a été laissé tomber la tolérance des forces et maintenu par contre celle du déplacement à sa nouvelle valeur, soit 5%. Ce critère a été utilisé pour l'ensemble de l'analyse.

D'autre part il a été constaté que pour un angle de dilatance de 12.37° , il y a instabilité numérique du modèle. Les tests de calcul effectués par la suite avec différentes valeurs de ψ , ont permis de constater que ce n'est que pour une valeur de 30° que le modèle retrouve la stabilité numérique. C'est cette valeur qui a été adoptée dans nos calculs.

Certains auteurs suggèrent, pour des raisons de commodité et de stabilité numérique, de supposer $\psi = \phi$ [45]

Tableau 4.10 : Configuration du chargement utilisé dans l'analyse non linéaire du modèle

Load Step	Beginning Time (A)	Time at End of Loadstep (E)	Substep (B)	Load Increment (N/mm ²) (C)
1	0.000	0.0001662	7	0.000023743
2	0.0001662	0.0003324	6	0.000027700
3	0.0003324	0.0004986	6	0.000027700
4	0.0004986	0.0006648	6	0.000027700
5	0.0006648	0.000831	6	0.000027700
6	0.000831	0.0009972	6	0.000027700
7	0.0009972	0.0011634	6	0.000027700
8	0.0011634	0.0013296	6	0.000027700

$$[E] = [A] + ([B] * [C])$$

L'option choisie dans notre cas pour l'application des incréments de charge dans les substeps est « Stepped ». Celle-ci permet de mieux se rapprocher des conditions expérimentales du chargement du mur.

4.2.5. Résultat de l'analyse

Le but de la comparaison du modèle de calcul à la réponse expérimentale est de vérifier si les éléments choisis, les propriétés, les constantes réelles et les critères de convergence retenus pour le modèle de calcul sont appropriés pour simuler la réponse réelle du modèle.

Les valeurs ayant servies pour initier la réponse théorique sont celles obtenues par les essais de laboratoires à l'exception de celle de l'angle de dilatance qui a vu sa valeur augmentée de 12.37 à 30° pour des raisons d'instabilité numérique.

Les valeurs obtenues par la simulation ainsi que les allures des déplacements sont résumées respectivement dans le tableau 4.11 et la figure 4.6 ci-dessous données.

Tableau 4.11 : Tableau des valeurs des déplacements obtenus par ANSYS 5.4

LoadStep (kg)	Time at End of Load Step (N/mm²)	Déplacement en tête (mm)	Déplacement à mi-hauteur (mm)
0	0	0	0
10	0.0001662	2.17	0.63
20	0.0003324	3.25	1.25
30	0.0004986	4.20	2.05
40	0.0006648	5.37	2.17
50	0.000831	5.76	2.23
60	0.0009972	5.91	2.20
70	0.0011634	6.12	2.27
80	0.0013296	7.53	2.726

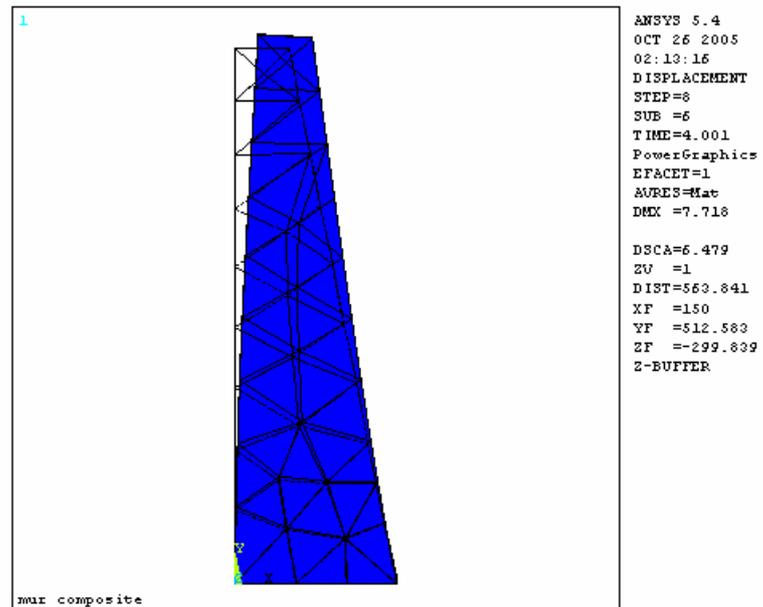
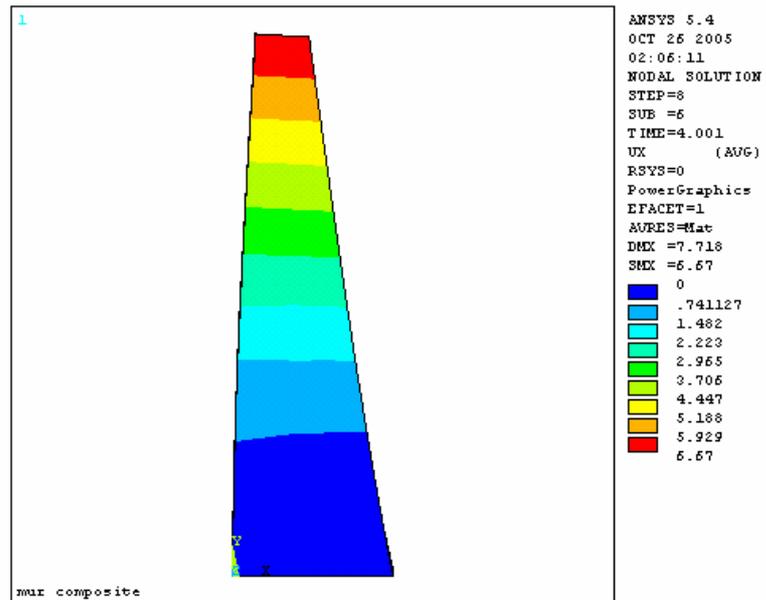


Figure 4.5. : Aspect du mur déformé

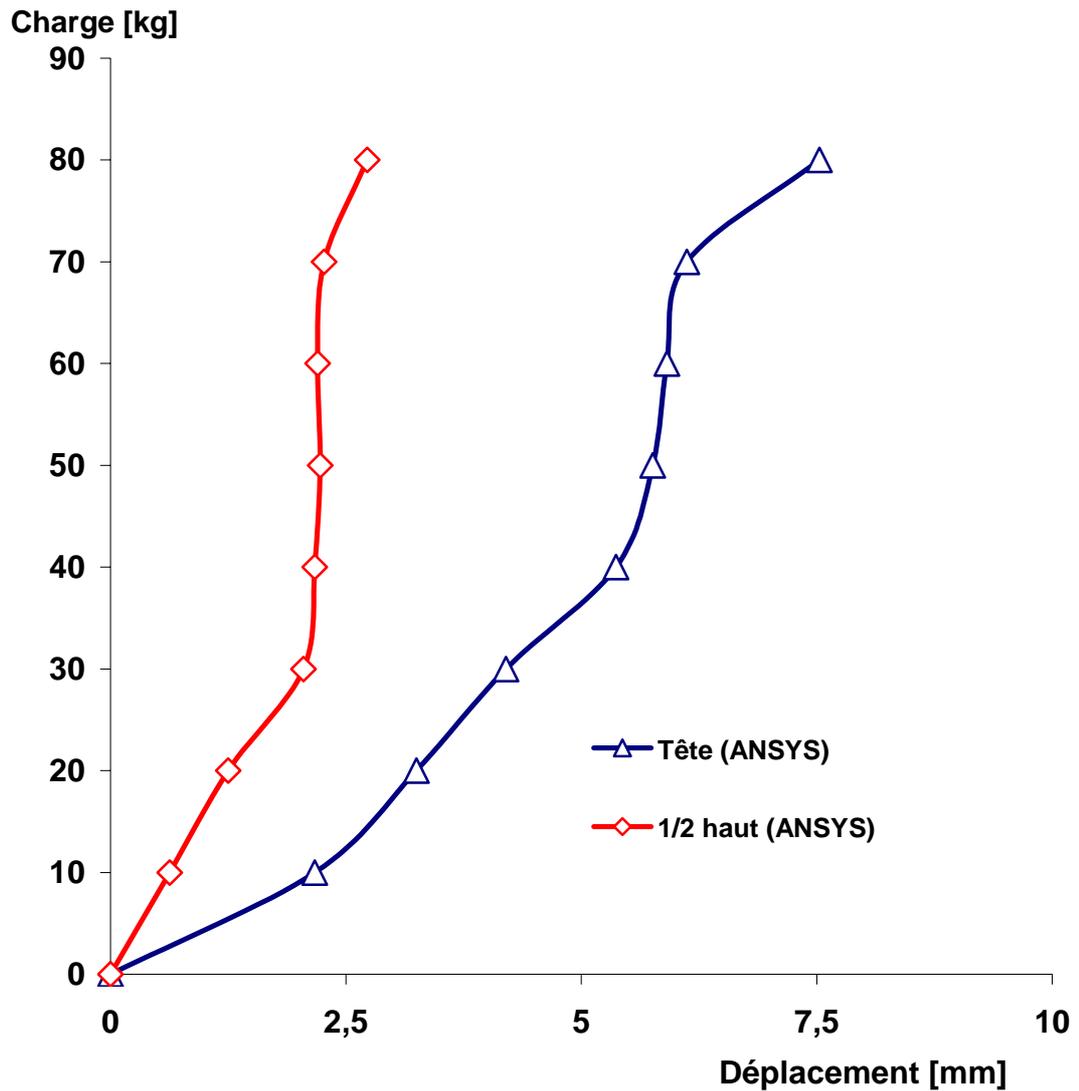


Figure 4.6 : Allures des déplacements en tête et à mi-hauteur (ANSYS 5.4, 1997)

Le seuil de plasticité semble correspondre à la charge de 10 kg. Au-delà, le déplacement croît linéairement jusqu'à respectivement la charge de 30 kg pour le déplacement à mi-hauteur et 40 kg pour celui de tête. À partir de ces seuils respectifs et jusqu'à la charge de 70 kg, on enregistre des décélérations des déplacements pour amorcer ensuite une accélération. Les déplacements en tête et à mi-hauteur varient dans un rapport moyen égal à 2,5.

4.3. Comparaison expérimentation - simulation

Pour valider les résultats du modèle numérique tridimensionnel créé pour la simulation du comportement réel, une comparaison entre les résultats de calcul et de l'expérimental a été réalisée.

Un calcul tridimensionnel a été réalisé sur le mur encastré à sa base et sollicité horizontalement par une charge uniformément répartie. Les paramètres de calcul et ceux de l'expérimentation sont en tout point conformes.

La confrontation des résultats expérimentaux et de la simulation numérique est mise en évidence sur les figures 4.7 et 4.8 suivantes.

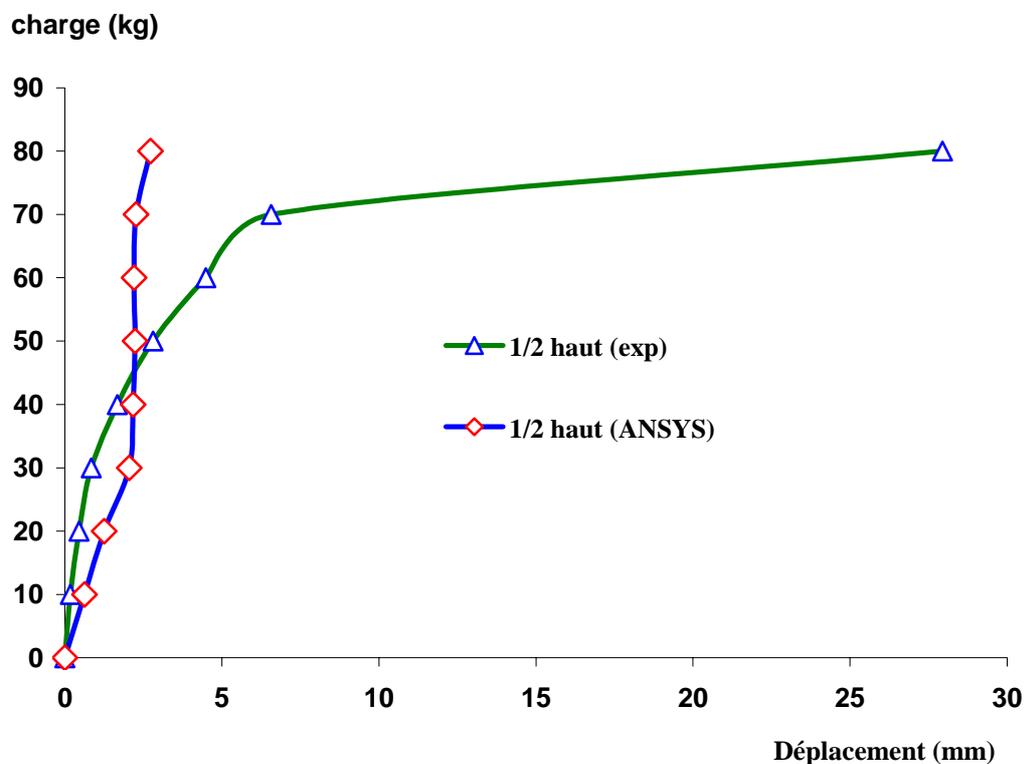


Figure 4.7 : Comparaison des déplacements enregistrés à mi-hauteur

L'observation des courbes permet de montrer que quantitativement Ansys surestime les déplacements jusqu'à la charge de 40 kg et qu'au-delà, les déplacements sont souestimés.

Les écarts obtenus entre les prévisions du modèle et les mesures réelles sont résumés dans le tableau ci-dessous

Charge (kg)	0	10	20	30	40	50	60	70	80
Rapport entre les déplacements à mi-hauteur	-	3.7	2.7	2.4	1.3	1.29	2.04	2.89	10.24

La lecture de ce tableau permet de mettre en évidence trois rapports bien distincts. Ainsi trois types d'écart ont été remarqués : jusqu'à la charge de 30 kg (phase élastique), les écarts varient dans un rapport de 2.5 et 3.5 ; au-delà de 30 kg et jusqu'à la charge de 60 kg, les écarts varient du simple au double (phase plastique). A partir de la charge de 70 kg, les déplacements varient dans un rapport de 3 à 10. Le déplacement en tête est très incorrectement estimé (phase proche de la rupture).

Globalement, on peut admettre pour l'ensemble des paliers et à l'exception du dernier où, le déplacement est très mal apprécié par le modèle, que les déplacements prévisionnels enregistrés varient dans un rapport moyen égal à 2, ce qui est tout à fait acceptable pour des ouvrages de géotechnique.

Les courbes de la figure 4.8 ci-dessous, donnent les allures des déplacements en tête.

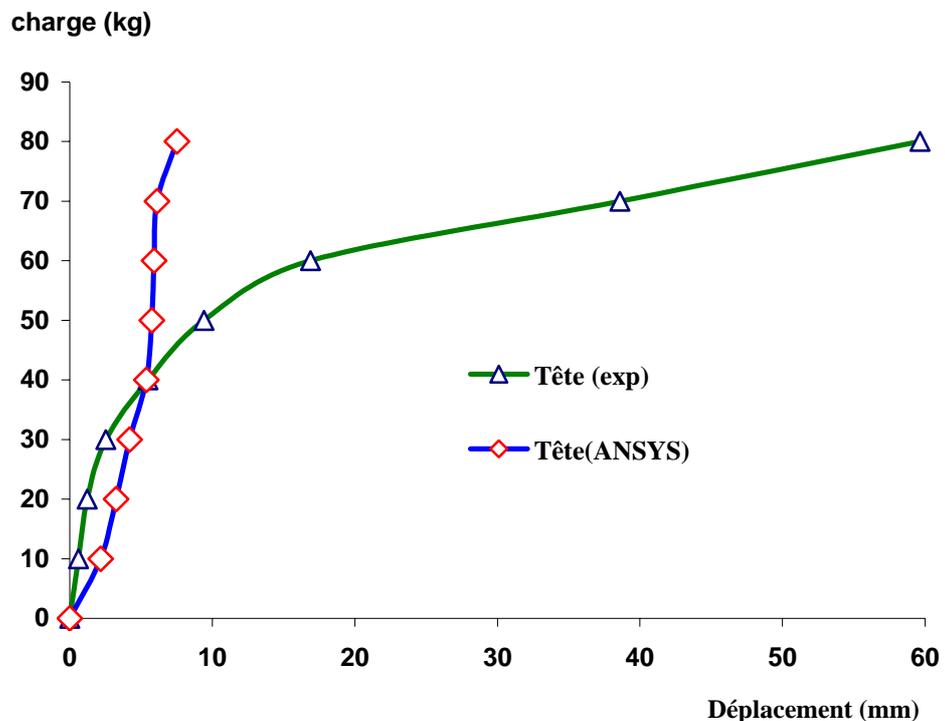


Figure 4.8 : Comparaison des déplacements enregistrés en tête

Pareillement au constat fait précédemment dans le cas des déplacements à mi-hauteur, là aussi nous constatons la même tendance au niveau quantitatif des résultats des déplacements prédits par le modèle à savoir, une surestimation jusqu'à la charge de 40 kg et une sous-estimation au delà.

Les ordres de grandeurs des rapports de variation entre les résultats des déplacements expérimentaux et ceux du modèle numérique, sont résumés dans le tableau suivant :

Charge (kg)	0	10	20	30	40	50	60	70	80
Rapport entre les déplacements en tête	-	3.6	2.6	1.65	1.0	1.6	2.80	6	7.9

À l'exception des derniers paliers, on peut admettre un rapport moyen de variation des déplacements de l'ordre de 2. Si l'on considère acceptable la valeur 2, comme rapport de variation entre les résultats expérimentaux et ceux prédits par le modèle numérique, on peut conclure que ce dernier reflète d'une manière satisfaisante, le comportement réel du mur sollicité horizontalement par un chargement uniformément répartie sur un double plan qualitatif et quantitatif.

En conclusion, on peut dire que Ansys surestime les déplacements aussi bien en tête qu'à mi-hauteur pour les charges inférieures à 40 kg, soit jusqu'à 50% de la charge maximale. Au-delà, le mur théorique semble plus hésitant aux grandes déformations que le modèle expérimental et semble adopter un comportement linéaire presque parfaitement rigide. La valeur du déplacement en tête est très mal évaluée par le modèle théorique et varie dans un rapport d'environ 8.

Le résultat obtenu n'est qu'une tentative d'approximation du déplacement réel. Les données des essais de laboratoire introduites dans le modèle de calcul, ne doivent être perçues que comme des valeurs permettant de fournir une première estimation.

Dans ce qui suit, on a tenté de réajuster les valeurs des déplacements en faisant varier autour de cette première estimation, certains paramètres tels que : L'angle de dilataance, le module d'élasticité ou encore le coefficient de poisson. Le résultat de cette étude paramétrique est présenté ci-après.

4.4. Etude paramétrique

Plusieurs simulations ont été effectuées en faisant varier l'angle de dilatance et les paramètres de déformabilité du sable (E et ν). Pour rendre éventuellement possible une comparaison, il a été maintenu invariable les caractéristiques du tissu.

La première simulation (a1), concerne le comportement de la structure en considérant une loi de comportement du type non associé ($\psi < \phi$). La deuxième (a2), concerne le comportement du type associé ($\phi = \psi$). A l'effet de voir l'incidence du module d'élasticité E du sable sur la réponse, deux valeurs ont été également considérées. La première simulation (b1), se rapporte à une réduction de 10% de sa valeur et la deuxième (b2), à une réduction de 20%. Quant au coefficient de poisson, il a été modulé comme suit : La première simulation (c1), se rapporte à une réponse calculée avec $\nu = 0.49$ et la deuxième (c2), correspond à $\nu = 0.1$.

Les données introduites pour chacune des simulations effectuées, sont résumées dans le tableau ci-dessous.

Tableau 4.12: Les différentes simulations considérées

Différentes simulations utilisées	Données introduites dans le code de calcul ANSYS 5.4
Simulation a1	$E_0=53.3$ MPa, $\phi = 44^\circ$, $\psi = 30^\circ$, $\nu = 0.3$ (loi dite « non associative»)
Simulation a2	$E=53.3$ MPa, $\phi = 44^\circ$, $\psi = 44^\circ$, $\nu = 0.3$ (loi dite « associative »)
Simulation b1	$E= 90\% E_0$, $\phi = 44^\circ$, $\psi = 30^\circ$, $\nu = 0.3$
Simulation b2	$E= 80\% E_0$, $\phi = 44^\circ$, $\psi = 30^\circ$, $\nu = 0.3$
Simulation c1	$E=53.3$ MPa, $\phi = 44^\circ$, $\psi = 30^\circ$, $\nu = 0.49$
Simulation c2	$E=53.3$ MPa, $\phi = 44^\circ$, $\psi = 30^\circ$, $\nu = 0.1$

Tous ces calculs ont été effectués en considérant le même maillage. Les différences de comportement obtenues, entre les différents cas traités, sont mises en évidence sur les figures 4.9 et 4.10.

Sur la figure 4.9, on présente les déplacements calculés à mi-hauteur du mur et sur la figure 4.10, on présente les déplacements calculés en tête du mur. Ces déplacements seront respectivement comparés à la réponse expérimentale.

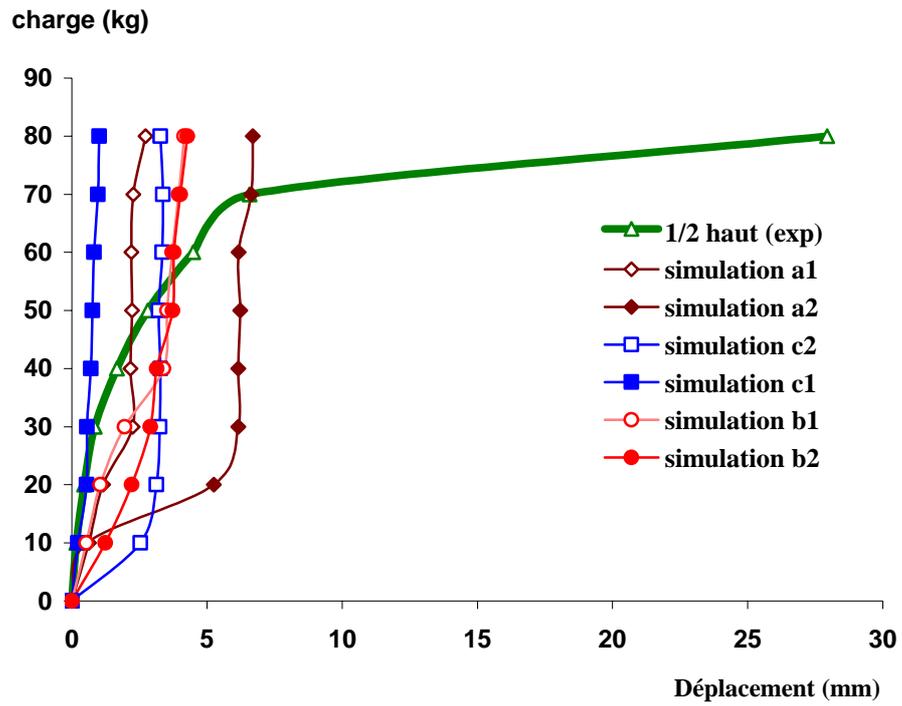


Figure 4.9 : Déplacements calculés à mi-hauteur du mur

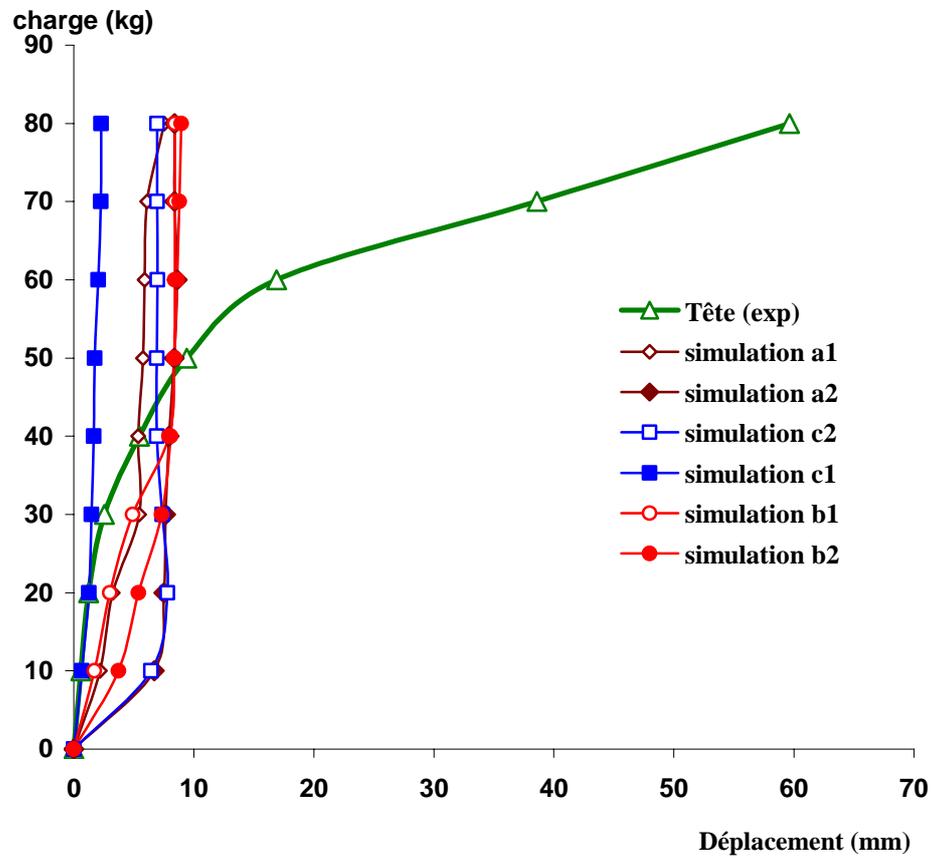


Figure 4.10 : Déplacements calculés en tête du mur

L'observation des courbes montre qu'aucune des simulations considérées, ne permet de simuler les grands déplacements au voisinage de la rupture. Pour les grandes charges (à partir de 40 kg pour notre cas), les variations des sollicitations n'entraîne pratiquement pas de variation de déformation. Ceci, se remarque par les allures proches de la verticale pour l'ensemble des réponses théoriques obtenues. De plus, aucune des simulations effectuées, n'a permis de restituer les variations des déplacements trop importants. À titre d'illustration, les déplacements correspondants aux charges élevées varient dans un rapport de 5.5 pour les déplacements à mi-hauteur et, environ de 7 pour les déplacements enregistrés en tête de mur.

Dans le domaine linéaire, on note une très bonne corrélation aussi bien qualitative que quantitative en utilisant la simulation c1, laquelle correspond à un coefficient de poisson égal à 0.49. En réduisant la valeur du coefficient de poisson à 0.1, la réponse s'écarte de la réponse expérimentale en surestimant les déplacements et, en présentant une allure non satisfaisante d'un point de vue qualitatif. Le grand écart des résultats constatés entre les deux simulations effectuées, permet de conclure que le coefficient de poisson présente bien une grande influence sur les variations de volume et donc, sur la redistribution des déplacements dans la structure au cours de la déformation.

La simulation a1 qui correspond à une loi de comportement de type non associé ($\psi < \varphi$), semble mieux approcher la réponse expérimentale du moins jusqu'à 60% de la charge maximale. Qualitativement parlant, l'allure est assez satisfaisante jusqu'à 40% de la charge maximale. Avec une loi de type associée ($\psi = \varphi$) (simulation a2), la réponse du modèle est dégradée sur le double plan qualitatif et quantitatif. Aussi bien qualitatif que quantitatif, on peut avancer qu'une loi de comportement de type associé, semble trop surestimer les déplacements.

La simulation b1 qui se rapporte à une réduction de 10 % sur la valeur du module d'élasticité, semble améliorer la réponse donnée par la simulation a1. En effet, les résultats obtenus sont correctement évalués jusqu'à 70% de la charge maximale. et qualitativement, le comportement est également assez satisfaisant jusqu'à 60% de la charge maximale. En réduisant davantage la valeur de E (simulation b2), la réponse, comparée à celle fournie par la simulation a1, semble s'écarter jusqu'à 50% de la charge maximale en surestimant les déplacements. Au-delà de ce seuil, la réponse reste identique.

4.5. Conclusion

Comme le montrent les comparaisons effectuées, le code de calcul Ansys 5.4 se révèle être insuffisant pour simuler des problèmes de structure composite sol-tissu technique très déformable que ceux rencontrés lors du renforcement par confinement total sur enveloppe en tissu technique. Le code est particulièrement inadapté au problème traité, puisqu'il ne permet pas de prendre en considération les mouvements importants et les grandes déformations de la structure. Il semble que le code de calcul Ansys 5.4 ignore le comportement en membrane du tissu qui se caractérise par des déplacements et des déformations importants. Nonobstant cela, le calcul effectué en considérant les valeurs expérimentales fournies par les essais, permet de dégager les points essentiels suivants :

1) Pour les déplacements à mi-hauteur du mur, à l'exception du premier et du dernier palier de chargement, autrement dit, pour des sollicitations comprises entre 10% et 90% de la charge maximale, il peut être admis, si l'on considère un rapport de variation égal en moyenne à 2, que les déplacements calculés sont assez satisfaisants. Qualitativement, l'allure semble satisfaisante jusqu'à une sollicitation correspondant à 60% de la charge maximale.

2) Quant au déplacement en tête du mur, à l'exception du premier et des deux derniers paliers de chargement, autrement dit pour des sollicitations comprises entre 10% et 75% de la charge maximale, la réponse est satisfaisante sur un double plan qualitatif que quantitatif.

Les résultats obtenus sur l'ensemble des simulations considérées dans l'étude paramétrique, nous mène à penser que les lois de comportements sont introduites dans le code ANSYS 5.4 que dans le cas des petites déformations et que l'hypothèse des grandes déformations n'est pas considérée. En effet, au voisinage des grandes charges (à la rupture), la réponse expérimentale met bien en évidence le caractère fortement déformable du mur que la réponse théorique ignore totalement en négligeant les changements de géométrie importants. Si cela est justifié dans le domaine du génie civil (structures rigides) pour lequel l'ordre de grandeur des déformations reste faible, par contre dans notre cas, ceci ne pourrait s'adapter. A titre illustratif, les déplacements en tête varient dans un rapport de 7, et que ceux mesurés à mi-hauteur dans un rapport de 5.5, ce qui est énorme.

Cependant, nous retiendrons de cette étude paramétrique que la meilleure simulation (qualitativement et quantitativement s'entend) est celle qui correspond à une réduction de 10% de la valeur du module d'Young du sable (simulation b1). Ceci est valable aussi bien pour le déplacement à mi-hauteur qu'en tête du mur. Dans le domaine

linéaire, la meilleure réponse est donnée par la simulation c1 qui correspond à un coefficient de poisson égal à 0.49. Pour le reste des simulations et qui correspondent aux autres paramètres variés dans notre étude, conduisent toutes à des résultats acceptables pour des sollicitations comprises entre 50% et 90% de la charge maximale. Ce qui nous amène à conclure que le code de calcul utilisé ne semble pas restituer les grands déplacements.

CONCLUSION GENERALE

L'utilisation des bonnes caractéristiques mécaniques du sable confiné dans le domaine du génie civil ouvre des perspectives avantageuses qu'il convient de bien cerner. Pour améliorer les connaissances dans ce domaine, la présente recherche tente de démontrer la faisabilité d'un projet de réalisation d'un mur de soutènement en sable confiné. Par conséquent, elle est articulée autour des investigations suivantes :

- Identification des caractéristiques mécaniques du « tissu technique » utilisé comme matériau de confinement.
- Détermination des caractéristiques du sable de l'étude.
- Etude de l'effet de la taille des sacs de confinement sur le comportement à l'effet de justifier le choix de la dimension de l'échantillon spécimen de l'étude (petit modèle de structure) et détermination des caractéristiques mécaniques.
- Analyse du comportement d'un mur de soutènement à échelle réduite (1/5) sous chargement horizontal uniformément réparti.
- Etude de simulation par éléments finis utilisant le code de calcul ANSYS 5.4 du comportement du mur puis, comparaison des résultats avec ceux obtenus expérimentalement.

Par ailleurs, des études paramétriques ont été également entreprises. Ainsi, les effets des dimensions et de la vitesse de déformation sur le comportement en traction du tissu ont été examinés, de même que les effets de la granulométrie, de la surface de chargement, du mode d'assemblage et d'un chargement répété sur le comportement mécanique et la mobilisation des déformations de confinement sur les petits modèles de sable confiné.

Les résultats de cette étude expérimentale ont été présentés. Les données utilisées pour effectuer l'étude de simulation sont celles fournies par les résultats des essais et complétées par ceux des essais de cisaillement à la boîte et au triaxial, effectués dans notre cas pour déterminer les paramètres de déformabilité du sable et souligner l'intérêt de cette technique de renforcement par confinement total.

Les principaux enseignements à retenir sont :

1) L'analyse expérimentale du tissu technique produit en Algérie a montré des résultats intéressants pour son éventuelle utilisation dans le secteur du BTP comme confinement des matériaux granulaires. Les caractéristiques de résistances et d'allongements qui sont du même ordre de grandeur que ceux fournis par la littérature sont suffisamment bonnes pour garantir une bonne capacité portante de la structure. Le tissu présente des résistances différentes selon le sens de l'essai ; c'est un matériau dont les fils de renfort sont dans le sens chaîne. Une résistance minimale à la traction de l'ordre de 4 T/p m.l. et une déformation à la rupture de l'ordre de 1/3 de sa longueur ont été obtenues.

L'étude paramétrique a bien mis en évidence l'influence des dimensions, d'une sollicitation constante mais répétée et de la vitesse de déformation sur le comportement. Aussi, il est recommandé de réaliser les essais de traction simple en hors sol, sur des éprouvettes de dimensions 50 x 100 mm. Le risque de déchirure du tissu augmente avec la vitesse d'exécution de l'essai. Les assemblages par soudage thermoélectrique constituent un renforcement et une surépaisseur du tissu. Sous chargement cyclique, le tissu a montré un comportement du type hystérétique par accommodation.

2) Les essais mécaniques effectués sur différentes tailles d'éprouvettes de sable confiné ont montré des comportements similaires aussi bien en compression qu'au cisaillement.

Si cette étape a permis de dégager les dimensions des échantillons pour effectuer les essais de caractérisation des petits modèles de sable confiné, elle a aussi mis en évidence un comportement indépendant de la dimension des échantillons. Il faut cependant, nuancer ces propos puisque, le rapport entre la plus grande et la plus petite taille est de 3.

3) Vu la nouveauté du problème et sa complexité, il a été possible de parvenir à déterminer les caractéristiques mécaniques, notamment les modules de déformations sous différentes sollicitations (compression, cisaillement et flexion). Des bancs d'essais expérimentaux pour effectuer l'essai de cisaillement et de flexion ont été mis au point.

Par ailleurs, les caractéristiques mécaniques obtenues diffèrent selon la sollicitation. Des valeurs de résistance à la compression ont été chiffrées. La couture semble constituer la cause de la réduction de la résistance à la compression. Il est aussi noté que ce n'est que pour des pressions élevées, que le sable tend vers un état quasi élastique.

L'analyse des résultats de l'étude paramétrique sur des petits modèles de sable confiné a montré l'influence de la granulométrie et de la surface de chargement sur

l'importance des déformations plastiques et de mobilisation du confinement. L'étude de l'effet d'une sollicitation monotone répétée, a permis de mettre en évidence le caractère fortement compressible de ces structures et fait apparaître un phénomène d'accommodation, ce qui pourrait suggérer des utilisations comme ouvrages amortisseurs de chocs [41]. Contrairement aux matériaux classiques, le matériau tend, non pas vers une accentuation de la croissance des taux de déformations mais l'inverse, comme si le matériau voyait ses caractéristiques, notamment sa rigidité, s'améliorer au fur et à mesure.

4) Les essais de cisaillement direct à la boîte et au triaxial, effectués sur des échantillons de sable confiné, ont permis de mettre en évidence l'intérêt du confinement, notamment le gain de résistance induit. En effet, il a été montré que les structures réalisées par la technique du confinement présentent une meilleure résistance au cisaillement et une grande capacité de déformation avant rupture.

5) L'analyse du mur modèle réduit soumis au chargement horizontal a permis d'avoir une idée globale sur la stabilité de la structure et de sa capacité portante. Le suivi des déformations a mis en relief, un comportement non linéaire de type élastoplastique. Au voisinage des grandes charges, le mur est soupçonné, à priori, de présenter un comportement différé. Cet essai a permis de confirmer les grands déplacements en tête du mur. Une rigidification progressive du pied du mur a été constaté et semble présenter des effets significatifs sur le mode de rupture du mur. Une amorce d'instabilité du mur, après que ce dernier ait effectué un grand déplacement (sans rupture du tissu) a été constaté, ce qui laisse à penser que la traction « T » mobilisée dans le tissu est conditionnée par l'état de déformation du mur.

6) Enfin, le code de calcul éléments finis Ansys 5.4 utilisé pour effectuer l'étude de simulation, n'a pas restitué les grands déplacements constatés expérimentalement. Ansys 5.4 semble surestimer les déplacements pour des sollicitations n'excédant pas 50% de la charge maximale. Au-delà, les déplacements sont sousestimés. Ceci est valable pour l'ensemble des simulations effectuées. Cependant, l'observation de l'aspect du mur déformé obtenu par Ansys (figure 4.5) confirme bien le mode de rupture interne constaté expérimentalement, ce qui dénote une bonne concordance avec l'expérimental sur cette question.

PERSPECTIVES

Pour mieux maîtriser cette technique originale de renforcement des matériaux pulvérulents, le présent travail est appelé à être complété par d'autres travaux de recherches. Les points importants à développer dans l'avenir sont :

1) Puisque l'idée de recherche est conçue pour la conception et la réalisation d'ouvrage du génie civile dont la durée de vie escompté est de 100 ans et plus en général, on doit donc promouvoir les essais de durabilité pour prédire de manière assez réaliste le comportement et la durée de vie de ces ouvrages. Le domaine reste encore vierge sur cette question.

2) Il y a lieu de confirmer le résultat important de l'absence de l'effet de taille en reprenant les mêmes essais mais sur des dimensions plus grandes des échantillons.

3) La détermination des modules de déformations permet à l'avenir d'initier des études de l'état de contrainte-déformation de la structure.

4) Certainement, des ouvrages de grande hauteur et/ou confinant de grosses masses de sable seront appelés à être érigés, il va sans dire que des essais doivent être réalisés pour permettre de prévoir les scénarios de comportement en cas de perforation du tissu ou de saturation du matériau. Car, il est difficile voire impossible (techniquement parlant) de changer in situ l'ouvrage remplissant le rôle d'un mur de soutènement ou renforçant un talus de grande hauteur. Il est donc évident de poursuivre cette recherche par des essais dans ce sens, afin de connaître les scénarios probables de comportement de la structure à la ruine.

5) Pour des applications au calcul de soutènement, les phénomènes différés risquent parfois d'être prépondérant [26]. Bien qu'il soit vrai que les propriétés élastoplastiques fournissent l'essentiel des paramètres de conception ; cependant, il serait, si le fluage se confirme, préférable de l'introduire dans la loi de comportement. Pour ce faire, il est souhaitable

d'entrevoir une campagne d'essais de fluage sur une longue période. Ce travail, aura à examiner l'impact éventuel des effets différés sur le comportement.

6) Afin de fournir un maximum d'informations pour proposer une méthode de dimensionnement de ces ouvrages, puisque l'idée de départ a été conçue pour, il serait donc souhaitable de poursuivre ce travail, par une campagne d'essais sur des modèles de mur de différentes échelles pour vérifier notamment, le mode de rupture constaté. Ainsi, on pourra examiner l'effet des épaisseurs ou encore l'effet de la hauteur du mur sur le comportement global.

7) enfin et en dernier lieu, il y a lieu de faire des simulations par d'autres logiciels qui intègrent dans leur module la prise en compte des grands déplacements que ceux rencontrés dans le cas d'un mur en sable confiné sur une enveloppe en tissu technique.

Fort de toutes ces informations, il serait par la suite possible de développer une méthode de dimensionnement adaptée à ce type de structure.

APPENDICE

ELEMENTS TECHNIQUES RELATIFS AUX FIBRES ET FILS TEXTILES CONSTITUANT L'ARMATURE DE RENFORT DES TISSUS TECHNIQUES [35]

1-Généralité

Selon leur mode de production, les fibres textiles se classent en deux grandes familles, les textiles naturels et les textiles chimiques.

Les fibres textiles naturelles

Les fibres peuvent être soit d'origine végétale (coton, jute), soit d'origine animale ((laine, soie), soit d'origine minérale (amiante).

Les fibres textiles naturelles

Ce sont l'ensemble des matières issues de l'industrie moderne et qui se divise en trois groupes : les textiles artificiels, synthétiques et minéraux.

Les textiles artificiels peuvent être à base de cellulose (rayonne) ou à base de matières protéiniques. Les fibres textiles synthétiques sont produites par filage macromolécules obtenues par polymérisation ou polycondensation de monomères. On peut citer :

- **Les polyamides (PA)** : Nylon 66 (marque commerciale du PA6-6 ; le Rilsan (PA 1-1) ; le Kevlar (PA aromatique) ;
- **Les polyesters (PES)** : Tergal, Dacron, Diolen, etc.
- **Le polyéthylène (PE)** : Courlène ;
- **Le polypropylène (PP)** ;
- **Le chlorure de polyvinyle (PVC), l'alcool polyvinylique (PVA) etc....**

Les fibres minérales sont les verres textiles : très utilisé dans le renforcement des membranes d'étanchéités des toitures terrasses.

En fonction de leur ténacité, les fils synthétiques sont appelés normaux (ou standard) ou haute ténacité.

2-Durabilité des fils textiles

La durabilité des matériaux de construction comporte deux aspects : leur comportement à long terme et la prévision de leur durée de vie. L'évolution dans le temps des propriétés du fil textile et donc de l'armature de renforcement a pour origine soit des modifications (de type endommagement) directement liées à la mise en œuvre sur chantier du tissu, soit à des modifications liées directement à leur environnement physico-chimique.

Pour les fibres chimiques synthétiques, l'expérience et les connaissances actuelles dans le domaine de l'utilisation des géotextiles en génie civil ainsi qu'en recherche de base permet de confirmer leur bon comportement. Leur durée de vie est en tout cas comparable à celle de la plupart des matériaux de construction. Par ailleurs et se basant sur des essais réalisés par le laboratoire du TEXSOL et relatif au contrôle des caractéristiques mécaniques du fil polyester, les polymères présentent en général une bonne stabilité chimique vis-à-vis des réactifs chimiques (acides, bases, oxydants ou réducteurs et solvants). De plus, les polymères et en particulier le polyester présente un bon comportement du point de vue aspect inflammabilité et résistances aux microorganismes. Sur l'aspect rayonnement solaire qui est un facteur de dégradation déterminant des fils textiles en polymères, son action n'a toutefois pas d'effet significatif en ce sens que dans notre cas l'armature en polyester se trouve protégée par 4 couches d'enduit PVC.

3-Terminologie textile

(Recueil de normes françaises des textiles – Afnor 1980)

Glossaire

(Extraits de la Norme française NF G00-005)

Matière textile

Terme qui englobe les matières fibreuses ou filamenteuses, naturelles ou chimiques, destinées à la fabrication d'articles textiles. Il peut s'agir de filaments ou de fibres discontinues.

Fibre textile

Élément caractérisé par sa flexibilité, sa finesse, sa grande longueur par rapport à son diamètre, le rendant apte à des applications textiles. Il peut s'agir de filaments ou de fibres discontinues.

Filament

Fibre textile de très grande longueur, dite continue.

Fil

Désigne un assemblage de grande longueur de fibres textiles, de filaments (fil continu) ou de fibres discontinues (filé) directement utilisable pour des fabrications textiles.

Fil monofilament

Fil constitué d'un seul filament avec ou sans torsion. Il doit être suffisamment résistant et flexible pour être tissé, tricoté ou tressé, etc.

Fil multifilament

Fil constitué de plusieurs filaments avec ou sans torsion.

Titre (Masse linéique ou masse par unité de longueur)

Elle s'exprime en tex ou ses multiples et sous-multiples. Le titre d'un textile exprimé en tex est égal à la masse en grammes de 1000 m de ce produit textile. Le tex est une unité directe décimale et métrique. Les principaux multiples sont le Kilotex (Ktex) et le décitex (dtex). Par exemple, 1100 dtex correspond à une masse linéique de 110 g pour 1000 m de fil.

4-Caractéristiques mécaniques

(Extraits de la Norme française NF G07-003)

Force de rupture

Force maximale que peut supporter l'éprouvette dans un essai de traction conduit jusqu'à la rupture. Elle s'exprime en newtons ou en ses multiples et sous-multiples.

Allongement de rupture

Allongement correspondant à la force de rupture.

Ténacité (de rupture) du fil

Elle caractérise le niveau de qualité du fil, en ce qui concerne la force de rupture. Elle doit être exprimée en centinewtons par tex et est donnée par la formule :

$$\text{Ténacité (de rupture)} = R / Tt$$

où R représente la force moyenne de rupture en centinewtons et Tt étant la masse linéique moyenne en tex du fil.

UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA

DR MENAA LAZAZI
CHARGE DE COURS A L'UNIVERSITE DE MEDEA
BP 120 – CENTRE UNIVERSITAIRE- MEDEA
MEDEA 26000
TEL. : 213. 72.26.40.90

RAPPORT DE SOUTENANCE

L'utilisation des enceintes en tissus synthétiques à base de polymères pour le confinement des sables ouvre une bonne perspective aussi bien pour le développement de nouvelles structures en matériaux locaux. Même parfois, pour la conception d'ouvrages provisoires (durée de vie moyenne d'environ 20 ans), reste à encourager vu le coût relativement faible (plan économique) ou surtout pour leur utilisation dans des zones inaccessibles (ou difficilement accessible) où le transport des matériaux traditionnels devient un problème (coûteux) ; tout en assurant une stabilité suffisante pour reprendre des sollicitations et charges plus ou moins importantes, dans le domaine de Génie Civil ou de la géotechnique.

L'idée qu'utilise l'auteur du présent travail et basée sur le principe de confinement total, reste toujours actuelle dans le sens où elle met en relief la problématique d'associer à un milieu pulvérulent, un matériaux souple constituant l'enveloppe (enceinte de confinement total) pour l'amélioration de la capacité portante du remplissage (cisaillement pure) et donc, l'obtention d'un matériau composite plus performante, pouvant faire l'objet d'une structure complexe, capable d'assurer une bonne aussi bien vis à vis des charges verticales qu'horizontales (poussée, vents, etc...) à condition bien entendu que la structure soit suffisamment encastree.

A cet effet, on peut dire que le thème peut être étendu tant sur plan théorique (simulations, modélisation...) que sur le plan expérimental (stands d'essais, nouvelles méthodes expérimentales) pour mieux maîtriser quantitativement la conception et les caractéristiques mécaniques et de déformabilité de la présente structure composite.

Du coté analyse quantitative du nouveau matériau est assez convaincante (sable, tissu, mode d'assemblage, effet de taille, effet d'échelle, etc.... ; par contre, la partie étudiant le modèle réduit (mur) reste toujours un point nécessitant une analyse plus approfondie par la mobilisation des moyens d'essais plus appropriés afin de mieux cerner les aspects mécaniques et de déformabilité à la rupture, ainsi que des scénarios pour des simulations plus poussés, concernant le choix des types d'éléments finis et des modèles qui marchent et le comportement réel de telles types de structures (souplesse, grandes déformations, grands déplacements, plasticité, etc...).

L'étudiant à bien mis en vigueur le principe de confinement et le bien qu'apporte cette technique dans l'amélioration des propriétés des matériaux associés, néanmoins, reste à pousser l'étude, prochainement, sur les paramètres du comportement, la stabilité globale et interne de la dite structure (mur).

En conclusion, et en tant que qu'encadreur de Mr. BENOUALI Abdelhamid, le travail accompli par l'étudiant et intitulé : « Elaboration, conception et analyse d'un mur composite en tissus industriel (PVC) – sable » est acceptable pour une soutenance en magistère.

Avec la proposition de jury suivante :

1 – Mr KENAÏ	Président/Université de .Blida
2 – Mr ZITOUNI	Examineur 1 / Université de Blida
3 – Mr BENABDELOUAHEB	Examineur 2 / Entp de Kouba
4 – Mr BAHAR	Examineur 3 / Université de Tizi-ouzou
5 – Mr MENAA	Rapporteur 1 / Université de Médéa
4 – Mr BOUAFIA	Rapporteur 2 /Université de Blida

Signature de l'encadreur1

Dr. L.MENAA

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

1. DANTU P., « Contribution à l'étude mécanique et géométrique des milieux pulvérulents », in congrès international de mécanique des sols et fondations, Londres, pp. 144 -148, (1957)
2. W.M. KIRKPATRICK, « Discussion on soil properties and their measurement », Proceeding 5th International conference, soil Mech. and fond. Engng, Vol. 3, pp. 131-133, Paris, (1961)
3. CAQUOT A., KERISEL J., ouvrage « Traité de mécanique des sols », -Théorème des états correspondants-, Ed. Gauthiers-Villars, Paris, (1966)
4. GOUGH H.J., HANSON D., « Théorie de l'érouissage », dans ouvrage « Fatigue des métaux », CAZAUD R., pp. 87-89, (1966)
5. SCHOFIELD A.N., WROTH C.P., « Critical State Soil Mechanics », Ed. Mc Graw Hill, London, G.B, (1968)
6. CAZAUD R. et al., ouvrage « Fatigue des métaux », Editions Dunod., pp. 99-120, (1969)
7. Congrès africain de la route I.R.F, (1972)
8. NF-G 07-001, NF G 37-103 « Essais des tissus. Détermination de la force de rupture et de l'allongement de rupture par traction (Méthode simplifiée) », (janvier 1973)
9. DRESHER A., « An experiment investigation of flow rules for granular material using optically sensitives glass particule », Géotechnique 26, N°4, pp. 591-601, (1976)
10. AAIAEENPC, « Colloque international sur l'emploi des textiles en géotechnique », Vol. 2 et 3, Paris, (20 au 22 Avril 1977)
11. Norme ISO 4013, (F) « Béton – Détermination de la résistance à la flexion des éprouvettes », (1978)
12. GHOREICHY R., « Éléments de calcul probabiliste de la résistance en fatigue », Thèse de Docteur Ingénieur de l'Université de Paris 6, pp. 3-12, (Mars 1978)
13. ABSI E., « Méthodes de calculs numériques en élasticité », Ed. Eyrolles, 186 p., (1978)
14. CUNDALL P. & STRACK « A discrete numerical model for granular assemblies », Géotechnique, Vol. 29, N°2, pp. 47-65, (1979)

15. CAMBOU B., « Structure et comportement des matériaux granulaires », C.R. 15^{ème} Colloque GFR, Paris, pp. 275-293, (1980)
16. LUONG M. P., « Phénomènes cycliques dans les sols pulvérulents », Revue Française de Géotechnique, N°10, pp. 39-53, (Février 1980)
17. FAUGERAS J.-C. et GOURVES R., « Distribution des efforts sur les particules d'un milieu granulaire soumis à un champ isotrope », CR 15^{ème} coll. GFR, Paris, Presses ENPC, (1980)
18. SOTTOM M., « Différents types de géotextiles », Matériaux et construction, Groupe de travail 82 de la RILEM, géotextiles, (Juillet- Août 1981)
19. GOURC J.-P., « Quelques aspects du comportement des géotextiles en mécanique des sols », thèse de doctorat Es sciences de l'université Scientifique et médicales de Grenoble, 249 pages, (1982)
20. LEFLAIVE E., KHAY M. et BLIVET J.-C., « Un nouveau matériau : Le Texsol », Bulletin de liaison labo. P. et Ch., N°125, pp. 105-114, (Mai Juin 1983)
21. ANDREWES K. & al., « Uniaxial strength testing of woven and nonwoven geotextiles », Geotextiles and Geomembrane, Vol. 1, n°1, pp. 41-55, 1984
22. BRAJA M. DAS., ouvrage «Advanced soil mechanics», Edition Mc Graw Hill Book Company, 511 pages, (1985)
23. MILLOT M., MARIOTTI M. « Développement de l'utilisation de géotextiles performants dans la stabilité des voies ferrées au Maroc », ONCF, Service Voie et Ouvrage d'Art, MAROC, 20 pages, (Mai 1986)
24. KHAY M., « Texsol : Murs expérimentaux », Rapport de recherche, CER Rouen, (Juillet 1987)
25. GOURC J.-P., « Le renforcement des sols par inclusions synthétiques : Les géotextiles », dans ouvrage « Manuel de rhéologie des géomatériaux », DARVE F. (sous la direction), pp.81-99, (Mars 1987)
26. DARVE F., ouvrage « Manuel de rhéologie des géomatériaux », Presses de l'ENPC, pp. 70-78, (1987)
27. LUONG M.P., « Simulation expérimentale des ouvrages géotechniques » dans ouvrage « Manuel de rhéologie des géomatériaux », DARVE F., (sous la direction), Presses ENPC, pp. 65-67, (1987)
28. LORET B., « Elastoplasticité a simple potentiel », dans ouvrage «Manuel de rhéologie des géomatériaux», DARVE F., (sous la direction), Presses de l'ENPC de Paris, pp. 153-187, (1987)

- 29.** CAMBOU B., « Mécanique des matériaux granulaires ; l'approche microstructurale », dans ouvrage « Manuel de rhéologie des géomatériaux », DARVE F. (sous la direction), Presses ENPC de Paris, pp. 261-277, (1987)
- 30.** GICOT O. et PERFETTI J., « Les géotextiles. Guides de l'utilisateur ». Rhône-Poulenc Fibres, 256 p., France, (1987)
- 31.** PAULSON J.N., « Geosynthetic material and physical properties relevant to soil reinforcement applications », Geotextiles and Geomembranes, Vol. 1, N°3, pp. 212-223, (1987)
- 32.** REBENFELD L. & COOKE T., « Effect of chemical composition and physical structure of geotextiles and their durability », Geotextiles and Geomembranes, Vol. 7, pp. 7-22, (1988)
- 33.** KOERNER R.M., « Durability and aging of geosynthetics », Elsevier science publishers, (1989)
- 34.** MATICHARD Y., LECLERQ B., SEGOUIN M., « Creep of geotextiles. Soil reinforcement applications », Proceeding 4th International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Haye, Vol. 2, pp. 661-665, (1990)
- 35.** LCPC-SETRA, « Guide technique : Teksol : Ouvrages de soutènement », 65 p., (Mars 1990)
- 36.** MENAA L., « Modélisation et analyse d'une nouvelle structure en géotextile-sable sous charges horizontales » (Islédovania naprézjonna-deformirovanava sostayania tkanevikh grountanapolnenékh sten na gorizantalnikh nagrouzjok), Thèse de Ph.D, Institut de G. Civil de Moscou 143 p., (1990)
- 37.** AICHER S., « Fracture energies and size effect of wood », Proceedings of the RILEM TC 133 Meeting, Bordeaux (France), (1992)
- 38.** GOURC J.-P., « The geosynthetics in the Embankment Structures », Key-Note Lecture, Int. Symposium on Earth Reinforcement Practice, Kyushu (Japan), Vol. 2, pp. 773-800, November (1992)
- 39.** BLIVET J.-C, MSOUTI M., MATICHARD Y., LEVACHER D., « Mechanical behaviour of geotextiles in the design of permanent reinforced structures », Proceedings of the International Symposium on Earth Reinforcement Practice, Kyushu (Japan), 11-13 November, Vol. 1, pp. 35-38, (1992)
- 40.** BOUZIDI R., « Modélisation élastoplastique des matériaux granulaires. Application au renforcement par fils des sols et aux ouvrages », Thèse de Doctorat de l'Université de Nantes, École Centrale de Nantes, 191 p., (1993)
- 41.** ROKOTONDRAMANTIRA., COULET., AZZOUZ., « Etudes et applications du renforcement des sols par le procédé Plasterre », 1^{er} Congrès International en géotechnique environnementale. EDMONTON, CANADA, (1994)

- 42.** SCHLOSSER F., UNTERREINEN Ph., DELMAS Ph., « Utilisation des géosynthétiques et des fibres naturelles en géotechniques », 13th International Congress of Soil Mechanics, New Delhi (India), pp. 153-160, (1994)
- 43.** « Engineering use of geotextiles », Technical manual, Departments of the U.S. Army and the Air Force, pp .5-6 & pp. 7-12, (20 July 1995)
- 44.** LIU M., HORROCKS A.R. & HALL M.E., « Correlation of physiochemical changes in UV-exposed low density polyethylene films containing various UV », polymer degradation and stability, pp. 151-161, (1995)
- 45.** PRAT M. et al., Ouvrage « La modélisation des ouvrages », sous la direction de Michel Prat, Editions Hermes, 770 pages, (juin, 1995)
- 46.** VILLARD Ph., « Développement spécifiques à la modélisation en grandes déplacements », In Computers and Geotechnics, Vol. 19, N°1, pp. 23-45, (1996)
- 47.** Bibliothèque ANSYS 5.4, 1997
- 48.** REIMBERT A. « Massifs d'ancrage et rideaux de palplanches », dans ouvrage « Silos, théorie et pratique », Éditions Eyrolles, pp. 118-125, (1997)
- 49.** SALMAN A. & al., « Durability of geosynthetics based on accelerated laboratory testing », Proceeding of geosynthetics, pp. 217-234, (1997)
- 50.** ARAB R., « Modélisation des massifs renforcés sollicités localement en tête », Thèse de Doctorat de l'Université Joseph Fourier de Grenoble, France, 234 p., (Janvier 1997)
- 51.** VILLARD P., GOURC J.-P. and FEKI N., « Anchorage strength and slope stability of a landfill linear », Geosynthetics Conference proceeding, Vol. 1, pp.453-466, California, USA, (March 1997)
- 52.** AL MAHMOUD M., « Étude du comportement des sables sous faible confinement », thèse de doctorat soutenu à l'ENS de CACHAN, sous la direction de BIAREZ, (juillet 1997)
- 53.** REIMBERT A., ouvrage « Silos : théorie et pratique - calcul, fonctionnement et réalisations », Ed. Eyrolles, 1977, pp.183-186, (1997)
- 54.** WIELGOSZ C., LEFLAIVE E., DUBE J.F., « Étude expérimentale et modélisation numérique d'une structure panneau gonflable », Troisième Colloque National de Calcul des Structures, Vol 1, pp. 151-156, (Mai 1997)
- 55.** LEFLAIVE E., WIELGOSZ C., « Structure gonflables : plus porteuses qu'on le pense », Textiles à Usages Techniques, Vol 25, pp. 20-22, (1997)
- 56.** LEMAIRE J., « Prédiction du comportement à long terme des matériaux polymères », Journal de chimie physique, (95), pp. 1386-1395, (1998)

- 57.** LAMBERT S., DUQNNOL C. et TCHARKHTICHI A., « Utilisation des géomembranes en altitudes : Retour d'expérience sur des géomembranes en PVC », Rencontres géosynthétiques, Bordeaux 1, pp. 285-292, (1999)
- 58.** WIELGOSZ C., LEFLAIVE E., DUBE J.F., « Structures tissus-sol et structures gonflables », Proceedings of the Twelve International Conference on Composite materials, ICCM 12, paper 334, Paris, (Juillet 1999)
- 59.** LAWSON C., « Earth reinforcement technique with geosynthetics in ASEAN region », Proceedings of the 11th Asian Regional Conference on soil Mechanics and geotechnical Engineering, Seoul, Korea, pp. 25-58, (1999)
- 60.** GOURC J.-P., VILLARD P., GIRAUD H., BLIVET J.-C. et al., « Sinkholes beneath a reinforced earthfill. A large scale motorway and railway experiment », Geosynthetics Conference, Boston, April 28-30, USA. (1999)
- 61.** SHAH A., « Flexibal polypropylene geomembrane case histories », geotextiles and geomembranes, Vol. 17, pp. 185-192, (1999)
- 62.** GIJSMAN P., MEIJERS G. et al., « Comparison of the U.V-degradation chemistry of polypropylene, polyethylene, polyamide 6 and polybutylene terephthalate, polymer degradation and stability », 65 (3), pp. 431-433, (1999)
- 63.** SUDRET B., « Modélisation multiphasique des ouvrages renforcés par inclusion », Thèse de Doctorat, ENPC, Paris, 250 p., (1999)
- 64.** OHTA M. & al., « Size effect on the nominal strength and the fracture energy », Université de Tokyo, (1999)
- 65.** HAMID S.H., « Wave length sensitivity of polymer », In Handbook of polymer degradation », 2nd Edition, Marcel Dekker, pp. 573-643, (2000)
- 66.** BÖTTCHER P., « Durability, function and applications of geotextiles », International Textile Bulletin, 46 (2), pp. 8-10, (2000)
- 67.** ROWE R.K., SANGAM H.P., « Durability of HDPE geomembranes, geotextiles and geomembrane », Vol. 20, pp. 77-95, (2000)
- 68.** FAYOLLE B., AUDOUIN L. & al., « Oxidation induced embitterment in polypropylene – a tensile testing study, polymer Degradation and stability », 70 (3), pp. 333-340, (2000)
- 69.** WIELGOSZ C., LEFLAIVE E., THOMAS J.-C., « Behaviour of inflated structures at medium pressures », proceedings of the Third International Conference on mobile and rapidly Assembled structures, MARAS 2000, pp 41-50, Madrid, Spain, June (2000)
- 70.** LEKARP F., ISACSSON U. & DAWSON A., « Stat of the art I : resilient response of unbound aggregates », ASCE, Journal of Transportation Engineering, Vol. 126, N°1, pp. 66-75, (January-February 2000)

- 71.** LEKARP F. & DAWSON A., « Stat of the art. II : Permanent strain response of unbound aggregates », ASCE, Journal of Transportation Engineering, Vol. 126, N°1, pp. 76-83, (January-February 2000)
- 72.** GOURC J.-P & al., « Calibration and validation of design methods for geosynthetic-reinforced retaining structures using partial factors », In Geosynthetic International Conference, Vol. 8, N°2, pp. 163-191, (2001)
- 73.** VILLARD P., KOTAKE N. et al. « Modelling of reinforced soil in finite element analysis », Proceeding Geosynthetic 7th ICG, Nice, pp. 39-95, (2000)
- 74.** HAMDANE Y., « Nouvelle technique de protection des plages – Projection d'expérimentation à Béjaïa - Ministère de l'environnement, Rapport technique, (2002)
- 75.** THOMAS J.C., « Étude expérimentale et modélisation numérique de poutres gonflables à haute pression », Thèse de doctorat de l'Université de Nantes, (Janvier 2002)
- 76.** WIELGOSZ C., THOMAS J.C., CASARI P., « Strength of inflatable fabric beams et high pressure », 43rd AIAA/ASME/ASCE/AHS Structures, structural Dynamics and Materials Conference, paper 1292, Denver, USA, (April 2002)
- 77.** MORAN et al., « Effects of thermal loads on agricultural silos », 15th A.S.C.E. Engineering mechanics division confé. Columbia », University of New York, (2002)
- 78.** DOVE J.E. et al., « Behaviour of dilative sand interface in a geotribology framework », journal of geotechnical and environmental engineering, pp. 25-37, (Janvier 2002)
- 79.** GARNIER J., « Modélisation physique en géotechnique », Revue française de géotechnique, n°98, pp. 5-26, (1^{er} trimestre 2002)
- 80.** MOREL S., BOUCHAUD E., VALENTIN G., « Size effect in fracture: roughening of crack surfaces and asymptotic analysis », Phys. Rev. B 65, 10410, (2002)
- 81.** CANOU J., DUPLA J.-C., « Comportement mécanique des sables et matériaux granulaires », (2002)
- 82.** DOVE J.E. et al., « Behaviour of dilative sand interfaces in a tribology framework, Journal of geotechnical and environmental engineering, pp. 25-37, (Janvier 2002)
- 83.** SCROEDER H.F. et al., « Resistance of polyolefin geosynthetics to oxidation : A new accelerated test working at elevated oxygen pressure », 7th International Conference on geosynthetics, Nice, (2002)
- 84.** ARAB R., VILLARD P., ZERMANI M., et al. « Les géosynthétiques dans les travaux publics. Applications en renforcement », Afitex, Algérie, pp .1-5, (2003)

- 85.** BARTOLOMEO P., « Vers une prévision de la durée de vie des polymères géosynthétiques. Principes de base et état de l'art », Bulletin LCPC n°243, réf. 4456, pp. 47-69, (Mars-Avril 2003)
- 86.** BOUAFIA A., « Notes de cours de mécanique des sols en post graduation », Université de Blida, IGC, (2002-2003)
- 87.** BELAND P., « Étude des matériaux granulaires de chaussées flexibles renforcés à l'aide de géogrilles », Mémoire du maître ès science (M.sc.) de l'Université de Laval, Canada, pp. 13-18, (Février 2003)
- 88.** ADJARA T.K., « Contribution à l'étude des paramètres de comportement au cisaillement des sols granulaires. Cas des sables », mémoire de TFE, 108 pages, I.G.C, Université de Blida, (Juin 2003)
- 89.** AGUADO et al., « Application de la méthode des éléments finis aux problèmes de construction rurale », Ed. UNICOPIA, Lugo, (2003)
- 90.** GARNIER D. et al., « Ouvrages renforcés : approche par superposition de milieux continus et traitement numérique », RFG, n°102, pp. 43-52, (1^{er} trimestre 2003)
- 91.** ANDRES de Juan et al., « Study of buckling stresses in steel silos », 16th ASCE Engineering Mechanics Conference, University of Washington, Seattle, (July 16-18, 2003)
- 92.** Normes : ASTM D 14-35 (Afnor T 51-165); ASTM D 750 (Afnor T 51 065); ASTM D 1149 (Afnor T 46-0.19)
- 93.** Normes : ASTM D 1239 = Afnor T 51-029
- 94.** Norme Afnor X 41514
- 95.** Fiche technique du produit fournie par le fabricant. Usine Tindhil de M'sila, (2003)
- 96.** Solmax International, site WEB : <http://www.solmax.com/fr/infotec/genpvc.html#fabri>
- 97.** PVC EN QUESTION, site WEB
- 98.** Norme ISO 554, « Conditions normales de laboratoire
- 99.** TML Strain gauge, Tokyo Sokki Kenkyujo co, Ltd, 21 p