



N° d'ordre :

UNIVERSITE DE M'SILA

**FACULTÉ DES SCIENCES ET DES SCIENCES DE
L'INGENIORAT**

Département de Génie Civil

MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du diplôme de Magister

Spécialité : Génie Civil

Option : Géotechnique

Par

MEDDAH Abdelaziz

SUJET

**ETUDE DU COMPORTEMENT D'UN SABLE DE DUNE
SOUS SOLLICITATIONS TRIAXIALES**

Soutenu publiquement ledevant le jury composé de :

Dr M. BENCHEIKH	M.C	Président	U. de M'sila
Dr M. KHEMISSA	M.C	Rapporteur	U. de M'sila
Dr Z. RAHMOUNI	C.C	Co-Rapporteur	U. de M'sila
Dr M. BEDDAR	M.C	Examineur	U. de M'sila
Dr A. BELOUAR	M.C	Examineur	U. de Constantine

Promotion : 2008

REMERCIEMENTS

La partie expérimentale du travail présenté dans ce mémoire a été réalisée au Laboratoire de Développement des Géomatériaux. Je remercie son directeur Dr. BENCHEIKH Mohamed d'avoir mis à ma disposition les moyens nécessaires au bon déroulement des essais.

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude à mes encadreurs Dr. KHEMISSA Mohamed, Maître de conférences, et Dr. RAHMOUNI Zinelabidine, Chargé de cours, qui n'ont pas cessé de m'encourager et de me prodiguer leurs précieux conseils tout au long de cette recherche. Qu'ils veuillent bien accepter ma sincère reconnaissance et mon profond respect.

Mes vifs remerciements vont également aux membres du jury de soutenance de ce mémoire :

- Dr. BENCHEIKH Mohamed, Maître de conférences à l'Université de M'sila, d'avoir accepté la présidence du jury de soutenance.
- Dr. BELOUAR Abdelghani, Maître de conférences à l'Université de Constantine, d'avoir accepté d'être examinateur.
- Dr. BEDDAR Miloud, Maître de conférences à l'Université de M'sila, d'avoir accepté d'être examinateur.

Je tiens à exprimer mes remerciements à tous les enseignants du Département de Génie-Civil, ainsi qu'à toute personne ayant contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce travail.

A

Mes Parents
et à toute Ma famille.

RESUME

Le travail présenté dans ce mémoire traite du comportement expérimental et numérique d'un sable de dune prélevé dans la partie nord de la ville de Boussaâda (Wilaya de M'sila), où d'importants désordres apparaissent fréquemment dans les constructions fondées sur des massifs sableux. Une synthèse bibliographique sur les comportements drainés et non drainés des sables sous sollicitations homogènes est d'abord présentée. Une étude expérimentale, comportant des essais d'identification classique et deux séries d'essais triaxiaux de cisaillement drainés correspondant chacune à une compacité donnée du sable est exécutés à l'aide d'une presse triaxiale asservie, est ensuite présentée.

Une simulation du comportement du sable à l'aide de deux modèles de comportement hyperbolique, l'un élastique non linéaire (modèle de Duncan et al., 1980), et l'autre élastoplastique avec écrouissage (modèle de Schanz et al., 1999), est également présentée. Une application au calcul d'une semelle filante ancrée dans un massif sableux de caractéristiques comparables est enfin présentée.

Mots clés : sable de dune, triaxial, cisaillement drainé et non drainé, simulation, modèles de comportement hyperboliques (modèle de Duncan, modèle HSM), semelle filante, SIMSOL, PLAXIS.

ABSTRACT

The work presented in this milked memory of the experimental and numerical behavior of a sand of dune taken in the northern part of the town of Boussaâda (Wilaya of M'sila), where significant disorders frequently appear in the constructions based on sandy soils. A bibliographical synthesis on the drained and undrained behaviour of sands under homogeneous requests is accesses presented. An experimental study, comprising traditional classification tests and two series of triaxial compression tests of shearing drained corresponding each one to a given compactness of sand is carried out using a brought under control triaxial press, is then presented.

A simulation of the behavior of sand using two models of hyperbolic behavior, one elastic nonlinear (model of Duncan and al, 1980), and the other elastoplastic one with work hardening (model of Schanz and al, 1999), is also presented. An application to the calculation of a strip footing anchored in a sandy soil of comparable characteristics is finally presented.

Key words: sand of dune, triaxial, drained shearing and undrained, simulation, hyperbolic models of behavior (model of Duncan, model HSM), strip footing, SIMSOL, PLAXIS.

ملخص

هذه الدراسة تبحث في تصرف رمل مأخوذ من الجهة الشمالية لمدينة بوسعادة (ولاية المسيلة)، حيث تظهر بعض الأعراض عادة على المنشآت المبنية على التربة الرملية. هذه المذكرة، تعرض في البداية دراسة نظرية لسلوك الرمال المصرف والغير مصرف تحت تأثير حمولة متجانسة. كما تعرض هذه المذكرة دراسة تجريبية تحوي نتائج تجارب التعرف إضافة إلى مجموعتي تجارب ثلاثية المحاور مصرفة تعبر كل واحدة منهما على مستوى تراص معين، بواسطة جهاز ثلاثي المحاور. تحتوي أيضا هذه الدراسة على تصور رقمي لسلوك الرمل بواسطة قانونين من نوع hyperbolique، الأول مرن غير خطي (قانون دانكان، 1980) والثاني من نوع elastoplastique avec écoulement (قانون شانز، 1999). في الأخير تعرض هذه الدراسة تطبيقا عدديا بحساب انغماس أساس بناية داخل رمل بوسعادة.

العناصر المفاتيح: رمل الكثبان، جهاز ثلاثي المحاور، قص مصرف وغير مصرف، تصور رقمي، قوانين التصرف، أساس بناية، SIMSOL, PLAXIS.

S O M M A I R E

ملخص

RESUME

ABSTRACT

INTRODUCTION GENERALE.....1

CHAPITRE PREMIER

COMPORTEMENT DES SABLES SOUS SOLLICITATIONS HOMOGENES (Synthèse bibliographique)

1.1 INTRODUCTION.....	3
1.2 MODES DE RUPTURE DES MASSIFS SABLEUX.....	3
1.3 COMPORTEMENT DES SABLES SOUS SOLLICITATIONS TRIAXIALES.....	7
1.4 MODELES DE COMPORTEMENT ADAPTES AUX SABLES.....	13

CHAPITRE DEUX

CARACTERISATION DU COMPORTEMENT DU SABLE DE DUNE DE BOUSSAÂDA

2.1 INTRODUCTION.....	22
2.2 LOCALISATION DU SITE DE PRELEVEMENT.....	22
2.3 PROGRAMME D'ESSAIS EXECUTE.....	24
2.4 DISPOSITIF EXPERIMENTAL ET PROCEDURE D'ESSAIS.....	25
2.5 RESULTATS DES ESSAIS ET INTERPRETATION.....	32
2.6 CONCLUSION.....	44

CHAPITRE TROIS

VALIDATION DES MODELES HYPERBOLIQUES

3.1 INTRODUCTION.....	46
3.2 OUTILS NUMERIQUES UTILISES.....	46
3.3 DETERMINATION DES VALEURS DES PARAMETRES MECANIQUES.....	47
3.4 SIMULATION DE L'ESSAI TRIAXIAL DRAINE.....	55
3.5 ANALYSE DE SENSIBILITE AUX PARAMETRES MECANIQUES.....	69
3.6 SYNTHESE.....	72

CHAPITRE QUATRE

APPLICATION AU CALCUL D'UNE SEMELLE FILANTE

4.1 INTRODUCTION.....	73
4.2 DONNEES DU PROBLEME ET MISE EN ŒUVRE DES CALCULS.....	73
4.3 RESULTATS DES CALCULS ET DISCUSSION.....	76
4.4 ANALYSE DE SENSIBILITE AUX PARAMETRES.....	84
4.5 SYNTHESE.....	92

CONCLUSIONS GENERALES.....	93
-----------------------------------	-----------

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	95
---	-----------

ANNEXES

INTRODUCTION GENERALE

Le comportement des sables fait l'objet de nombreuses recherches théoriques et expérimentales à travers le monde. Ces recherches visent à fournir aux projeteurs et constructeurs des règles et normes communes pour le calcul des fondations et des ouvrages en terre.

Les recherches expérimentales fournissent des données expérimentales sur les propriétés mécaniques de déformabilité et de résistance des sols et simulent leur comportement suivant divers chemins de contraintes ou de déformations sous l'action des charges comparables à celles qui doivent l'être réellement sous l'action des ouvrages. Parmi les méthodes expérimentales offertes, l'appareil triaxial est de loin le plus utilisé (dans le domaine de la recherche) pour étudier les caractéristiques de cisaillement et de rupture des sables aussi bien denses que lâches. Le succès de l'essai triaxial, comme celui des autres essais de laboratoire (œdomètre, boîte de Casagrande, etc.), tient au fait qu'il s'effectue sur des éprouvettes de petites tailles auxquelles les principes de la mécanique des milieux continus peuvent bien s'appliquer avec une bonne définition des conditions aux limites spatiales et un contrôle strict des conditions de drainage. Il présente notamment l'avantage de ne pas imposer de plan de rupture des éprouvettes contrairement à l'essai de cisaillement direct à la boîte de Casagrande.

Toutefois, comme les études expérimentales sont souvent lentes et coûteuses et les procédures d'essais correspondantes généralement complexes, les chercheurs font de plus en plus appel aux modélisations numériques. Les progrès récents réalisés dans les domaines de l'informatique et du calcul numérique ont permis de mettre au point des outils numériques de calcul (programme de simulation d'essais et codes de calcul en éléments finis ou en différences finies des ouvrages géotechniques) qui intègrent dans leurs structures divers modèles de comportement capables de décrire assez correctement la réponse des sols aux sollicitations qui leur sont appliquées. Des modèles de comportement, reposant sur des approches élastiques non linéaires ou élastoplastiques, permettent de simuler de manière satisfaisante le comportement des sables (modèles adaptés aux sables), mais leur fiabilité dépend surtout de la méthode de détermination de leurs paramètres mécaniques et leur performance de la méthode adoptée et les des de convergences fixés.

Le travail présenté dans ce mémoire a pour objet d'analyser le comportement d'un sable de dune sous sollicitations triaxiales. Il se fixe pour objectifs, d'une part, de vérifier les principales règles déjà connues sur le comportement des sables sous sollicitations homogènes et, d'autres parts, d'obtenir des données expérimentales sur ce type de sol en vue du calcul des ouvrages fondés en surface. Le mémoire est divisé en quatre chapitres :

- le premier chapitre présente un état des connaissances sur les comportements drainés et non drainés des sables sous sollicitations homogènes et des modèles de comportements qui leur sont adaptés ;
- le second chapitre présente les résultats de l'étude expérimentale du comportement du sable de dune de Boussaâda (localisation et présentation du site de prélèvement, caractéristiques d'identifications du sable, dispositif expérimental utilisé et procédure d'essai suivie, résultats des essais et interprétation) ;
- le troisième chapitre présente les résultats de validation des modèles de calcul considérés (modèle élastique non linéaire de Duncan implémenté dans le programme de simulation des essais triaxiaux SIMSOL et modèle élastoplastique HSM implémenté dans le code de calcul par éléments finis PLAXIS ;
- le quatrième chapitre présente les résultats d'une simulation numérique du comportement d'une semelle filante fondée sur un massif de sable de dune.

CHAPITRE PREMIER

COMPORTEMENT DES SABLES SOUS SOLLICITATIONS HOMOGENES

(Synthèse bibliographique)

1.1 INTRODUCTION

Dans les régions sub-sahariennes, les ouvrages sont souvent fondés dans des massifs sableux d'origine éolienne (sable de dunes), dont les propriétés physico-chimiques et mécaniques sont encore mal connues en pratique. De nombreuses recherches leur sont consacrées tant sur le plan théorique qu'expérimental, visant à fournir aux projeteurs et constructeurs des règles et normes communes pour le calcul des ouvrages. L'étude des caractéristiques de résistance et de déformabilité de ce type de sols s'effectue en laboratoire principalement à l'aide de l'appareil triaxial. L'essai triaxial fournit les données nécessaires à l'identification des paramètres mécaniques des modèles de comportement adoptés dans le calcul des fondations et des ouvrages en terre (calculs en équilibre limite, calculs en déformations).

Ce chapitre a pour objet de décrire les comportements drainé et non drainé des sables sous sollicitations triaxiales, puis d'exposer les modèles de comportement élastiques non linéaires et élastoplastiques qui leur sont adoptés. La synthèse est volontairement restreinte aux notions utilisées dans les études expérimentale et numérique présentées dans ce mémoire.

1.2 MODES DE RUPTURE DES MASSIFS SABLEUX

On dit qu'un massif de sol atteint la rupture lorsque sa capacité de résistance aux efforts qui lui sont appliqués est entièrement mobilisée. Selon les déformations apparentes, on distingue pour les massifs sableux deux modes de rupture (figure 1.1) :

- une rupture par glissement le long d'une surface appelée « surface de rupture », qui sépare la partie mobile de la partie fixe (ex : glissement d'un talus, rupture derrière un ouvrage de soutènement en terre, etc.) ;
- une rupture par plastification d'une zone du massif (ex : rupture par poinçonnement, liquéfaction, etc.).

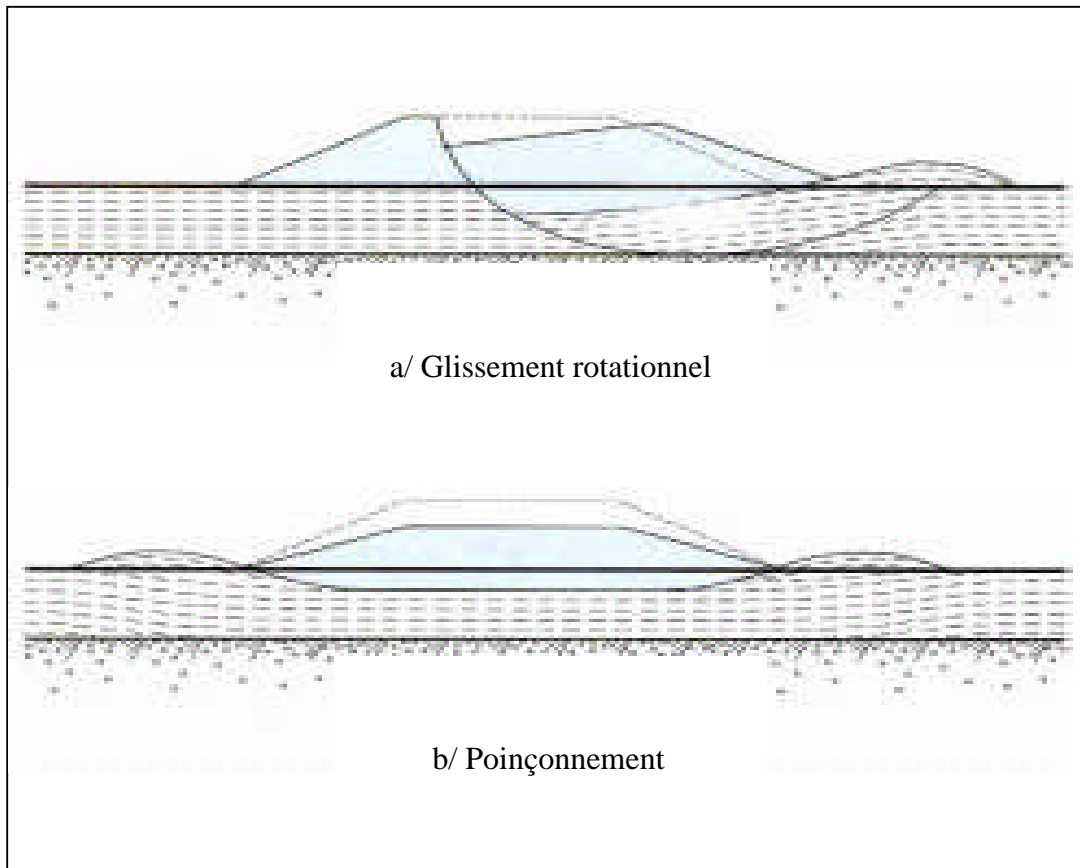


Figure 1.1: Modes de rupture dans un remblai.

En laboratoire, la rupture d'une éprouvette de sol est appréciée sur la courbe de cisaillement, représentant l'évolution de la sollicitation appliquée en fonction de la déformation correspondante (déviateur des contraintes $q=\sigma_1-\sigma_3$ en fonction de la déformation axiale ε_1 dans le cas des essais triaxiaux, contrainte de cisaillement τ en fonction du déplacement Δl de la boîte de Casagrande dans le cas des essais de cisaillement direct). La courbe de cisaillement d'un sable présente, selon la nature du sol et de l'état de densification dans lequel il se trouve, l'une des deux courbes schématisées sur la figure 1.2. En effet :

- la courbe I, caractéristique d'un sable dense, présente un pic de résistance τ_{\max} correspondant à l'état de rupture ; la déformation continuant de croître au delà de ε_I alors que la sollicitation appliquée diminue ou au mieux reste constante ;
- la courbe II, caractéristique d'un sable lâche, présente une allure asymptotique ; la rupture étant définie arbitrairement à une valeur ultime τ_{ult} correspondant à la déformation ε_{II} au delà de laquelle le comportement de l'ouvrage fondé dans ce sol devient incompatible avec sa destination (on considère en pratique $\varepsilon_{II}=20\%$).

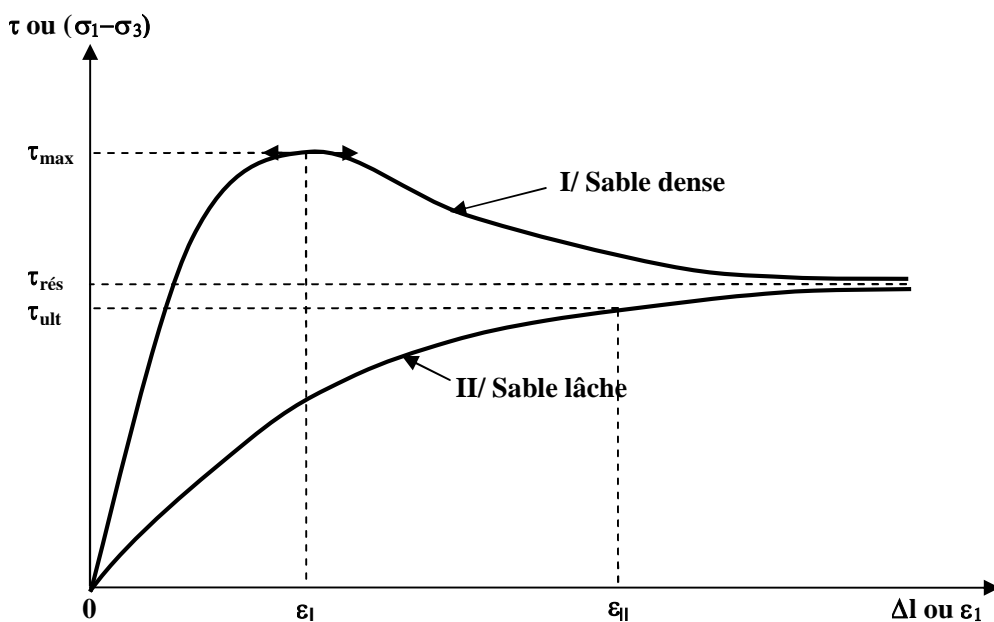
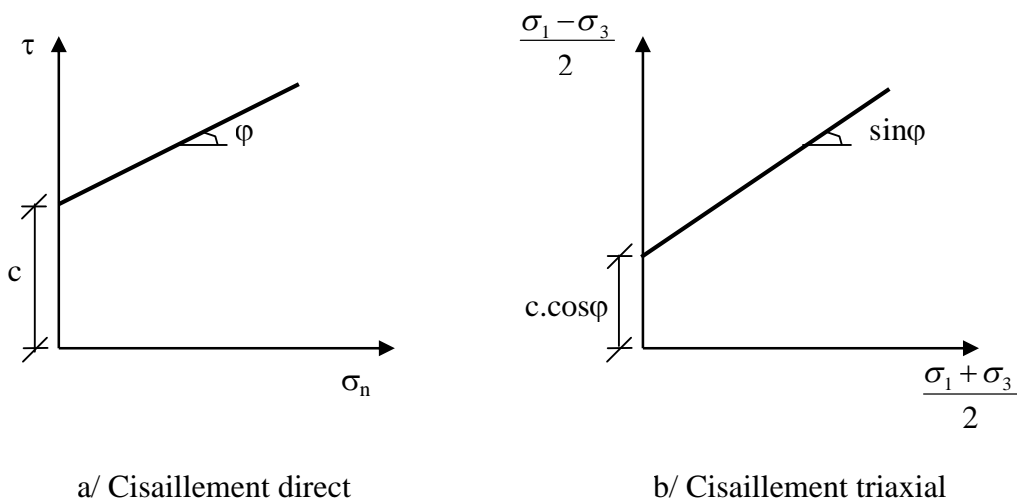


Figure 1.2: Courbes de cisaillement types.

Les paramètres de résistance au cisaillement (cohésion c et angle de frottement φ) se déterminent sur la droite de Mohr-Coulomb représentant l'évolution de la résistance au cisaillement critique en fonction de la contrainte normale appliquée (figure 1.3).



a/ Cisaillement direct

b/ Cisaillement triaxial

Figure 1.3: Définition des paramètres de résistance au cisaillement.

(a) à partir des résultats d'essais de cisaillement direct à la boîte de Casagrande.

(b) à partir des résultats d'essais de cisaillement à l'appareil triaxial.

Ces paramètres sont reliés par l'équation suivante (figure 1.3a) :

$$\tau = c + \sigma_n \operatorname{tg} \varphi \quad (1.1)$$

ou par l'équation (figure 1.3b) :

$$\sigma_1 - \sigma_3 = (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \varphi + 2c \cos \varphi \quad (1.2)$$

selon le type d'essai considéré.

L'équation 1.1 s'écrit dans le cas des essais non drainés suivant le postulat de Terzaghi de la façon suivante :

$$\tau = c' + (\sigma_n - u) \operatorname{tg} \varphi' \quad (1.3)$$

où u désigne la pression interstitielle.

L'équation 1.2 peut être formulée dans le plan de Cambridge (p , q), de la façon suivante :

$$q = \frac{6}{3 - \sin \varphi} (c \cos \varphi + p \sin \varphi) \quad (1.4)$$

telles que :

$$p = \frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3} \quad (\text{contrainte moyenne})$$

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (\text{déviateur des contraintes})$$

L'équation 1.2 s'écrit aussi dans le plan de Lambe (s , t), de la façon suivante :

$$t = c \cos \varphi + s \sin \varphi \quad (1.5)$$

telles que :

$$s = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}$$

$$t = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}$$

1.3 COMPORTEMENT DES SABLES SOUS SOLLICITATIONS TRIAXIALES

Le comportement des sables est largement influencé par leur densité. Les déformations résultant des sollicitations auxquelles les massifs sableux sont soumis ne peuvent donc s'expliquer que par des modifications de leur structure granulaire : glissement entre les grains (la structure des sables est composée de grains sans cohésion) avec ou sans apparition d'une surface de rupture. Ces déformations sont instantanées, c'est-à-dire le facteur du temps n'intervient pas de manière explicite ; l'effet du fluage étant donc négligeable.

Les conditions de drainage de l'eau interstitielle (conditions drainées ou non drainées) déterminent elles aussi le comportement en cisaillement des sables et fixent les valeurs limites de leurs caractéristiques de résistance au cisaillement (paramètres de cisaillement : cohésion c et angle de frottement interne φ). Les comportements drainés et non drainés, développés ci-après pour les sables dense et lâche, et les caractéristiques de résistance au cisaillement correspondantes peuvent être déterminés expérimentalement en laboratoire à partir des résultats d'essais de cisaillement à l'appareil triaxial classique.

1.3.1 Comportement drainé

L'essai triaxial est de type drainé s'il est exécuté à drainage ouvert et à vitesse lente. A drainage ouvert, l'eau interstitielle peut circuler librement à partir et vers l'éprouvette et, à vitesse de déformation lente, aucune surpression interstitielle ne peut alors être induite dans le sol. Les efforts appliqués à l'éprouvette sont transmis intégralement au squelette solide et les contraintes générées sont des contraintes effectives ($\sigma = \sigma'$). Les paramètres de cisaillement, appelés paramètres drainés, ou paramètres effectifs, sont caractéristiques du comportement du sol à long terme (cohésion effective c' et angle de frottement interne effectif φ').

En raison de leur forte perméabilité, le comportement des sables sous sollicitations permanentes ou peu variables est caractérisé par une réponse drainée comportant une phase de contractance ($\Delta V < 0$) et/ou une phase de dilatance ($\Delta V > 0$) selon l'état de compacité dans lequel le sable se trouve (sable dense ou sable lâche). La figure 1.4 présente les résultats d'un essai de cisaillement drainé à l'appareil triaxial pour deux sables l'un dense et l'autre lâche.

Sur la courbe de cisaillement, représentant les variations du déviateur des contraintes en fonction des déformations axiales, on observe une allure très prononcée (avec pic) pour le sable dense (valeur élevée du déviateur pour une faible déformation), suivie d'un radoucissement tendant vers un palier. Tandis que pour le sable lâche, on observe une allure régulière, tendant vers une asymptote constituée par le palier caractérisant l'état de plasticité parfaite.

Sur la courbe représentant les variations de la déformation volumique en fonction des déformations axiales, on observe pour le sable lâche une contractance (diminution du volume) dès le début du cisaillement jusqu'à l'apparition d'un palier où le sable continue à se déformer à volume constant. Alors que pour le sable dense, on observe une contractance au début du cisaillement suivie d'une dilatance (augmentation du volume) jusqu'à la rupture du sable.

Sur la courbe représentant les variations du déviateur des contraintes en fonction de la contrainte moyenne appliquée (chemin de contraintes), on observe les mêmes cheminements de contraintes pour les sables lâche et dense constitués par des droites de pente $\Delta q / \Delta p = 3$.

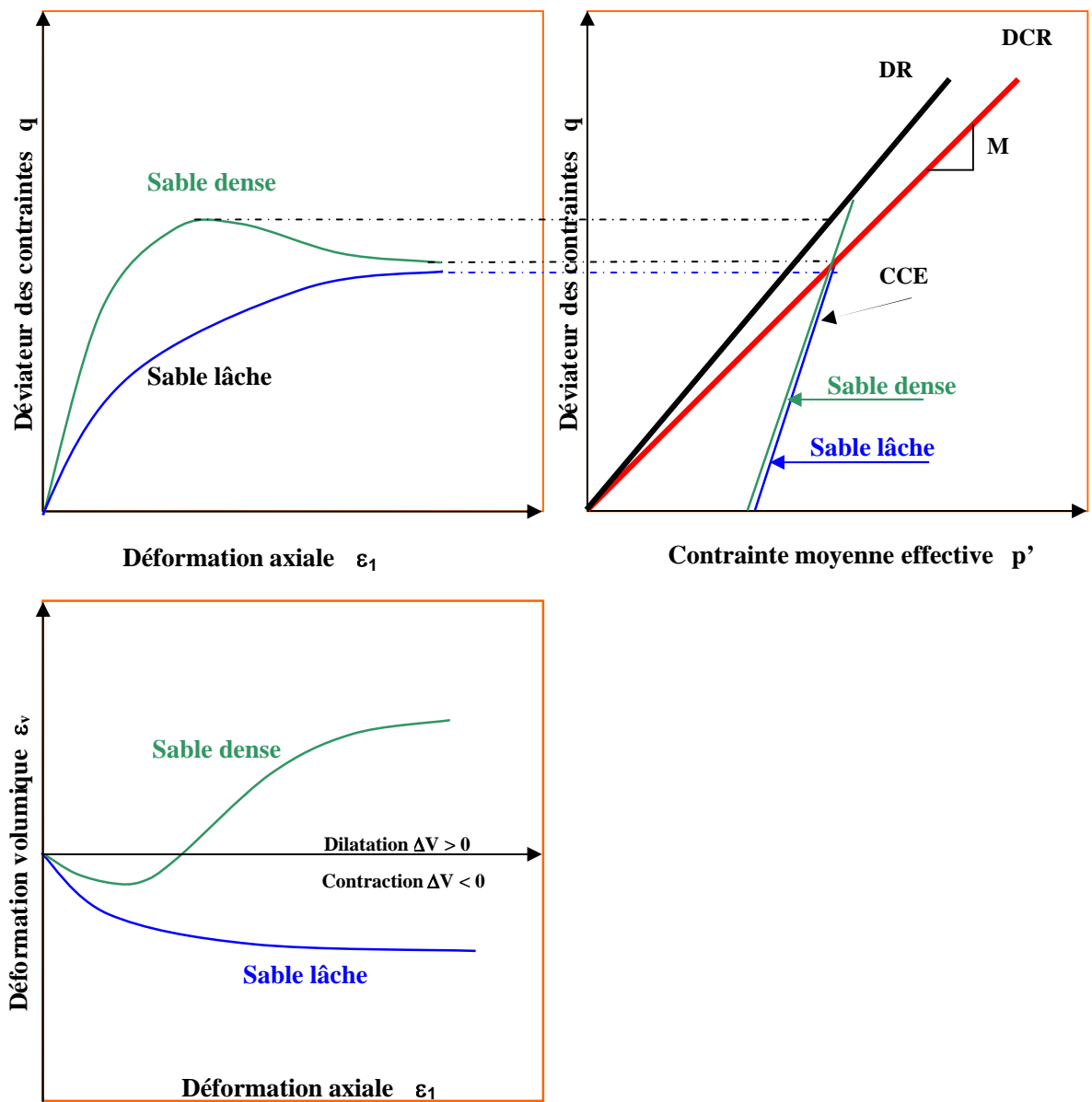


Figure 1.4: Comportement des sables sous cisaillement drainé.

1.3.2 Comportement non drainé

L'essai triaxial est de type non drainé s'il est exécuté à drainage fermé et à vitesse de déformation sensiblement rapide. Cette façon de procéder empêche l'eau interstitielle de circuler librement, d'où l'apparition des surpressions interstitielles qui évoluent continûment avec le chargement de l'éprouvette. Les efforts appliqués à l'éprouvette sont repris par le squelette et par l'eau interstitielle et les contraintes générées sont des contraintes totales ($\sigma = \sigma' + u$). Les paramètres de cisaillement, appelés paramètres non drainés, sont caractéristiques du comportement du sol à court terme (cohésion non drainée c_u et angle de frottement interne φ_u).

De façon analogue au cas précédent, la figure 1.5 présente les résultats d'un essai de cisaillement non drainé à l'appareil triaxial pour deux sables l'un dense et l'autre lâche. On peut d'ores et déjà noter que le cisaillement non drainé donne des résultats complètement différents à ceux observés dans le cas du cisaillement drainé.

Sur la courbe de cisaillement, on observe pour le sable dense une augmentation continue du déviateur des contraintes jusqu'à l'apparition des déformations plastiques, puis stabilisation jusqu'à la rupture. Tandis que pour le sable lâche, on observe un pic correspondant à une valeur relativement faible du déviateur des contraintes, puis un radoucissement tendant vers une asymptote.

Sur la courbe représentant l'évolution des surpressions interstitielles en fonction des déformations axiales, on observe pour le sable dense une augmentation des surpressions interstitielles au début du cisaillement suivie d'une diminution importante jusqu'à la rupture. Tandis que pour le sable lâche, on observe une augmentation continue des surpressions interstitielles tendant vers une asymptote caractéristique de l'état critique du sable.

Sur les courbes représentant les chemins de contraintes suivis au cours du cisaillement, on observe deux types de chemins : l'un en contraintes totales (CCT) et l'autre en contraintes effectives (CCE). En contraintes totales, les chemins suivis sont des droites de pente $\Delta q / \Delta p = 3$. En contraintes effectives, et selon la compacité du sable, on observe deux réponses distinctes : une diminution continue de la contrainte effective vers les faibles valeurs pour le sable lâche et une augmentation continue vers la droite de rupture (DR), puis vers la droite d'état critique (DCR) pour le sable dense.

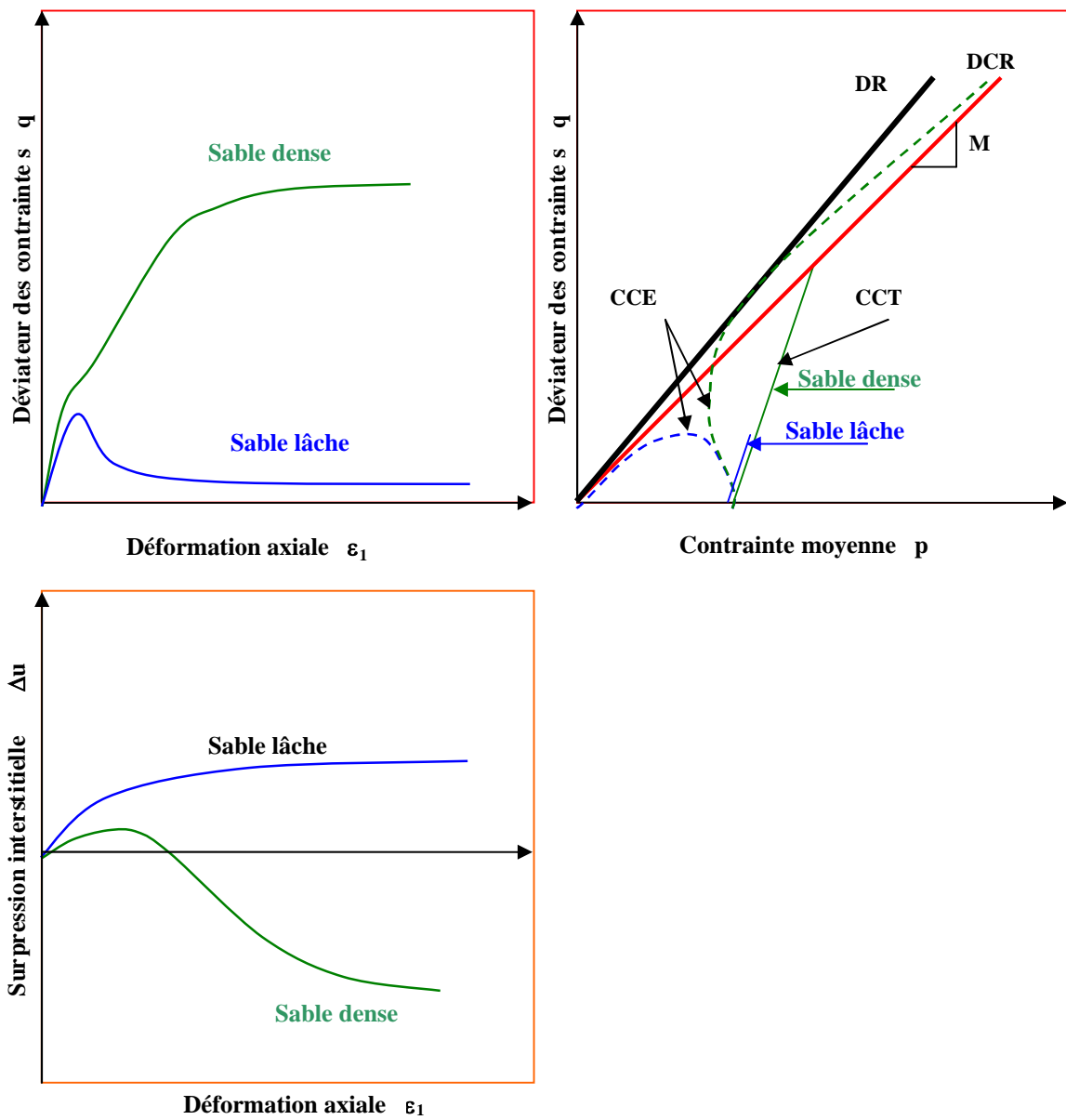


Figure 1.5: Comportement des sables sous cisaillement non drainé.

Cas de la liquéfaction des sables

La liquéfaction est un phénomène propre aux sols granulaires lâches et saturés tels que les sables, au cours de laquelle le sable perd la majorité ou la totalité de sa résistance au cisaillement. L'état physique du sable se transforme, dans ces conditions, de l'état solide à l'état liquide et les contraintes effectives sont nulles.

La liquéfaction est produite lorsque des surpressions interstitielles augmentent continûment à des valeurs supérieures aux contraintes effectives, dont les liaisons intergranulaires basées sur les forces de contact entre les grains ne peuvent pas résister aux sollicitations imposées. Le début de la liquéfaction est compté à partir du moment où les surpressions interstitielles et les contraintes effectives sont égales, dont le sol se comporte comme un liquide visqueux et l'angle de frottement tend vers zéro.

Selon le type de sollicitations appliquées, on distingue deux types de liquéfaction :

- la liquéfaction sous sollicitations monotones, appelée liquéfaction statique ou simplement liquéfaction, dans laquelle une grande quantité du sol s'écoule soudainement et sans aucune signification sous l'effet d'une chute importante et brutale de la résistance au cisaillement ;
- la liquéfaction cyclique, dans laquelle les surpressions interstitielles augmentent progressivement avec les cycles de sollicitations jusqu'à ce qu'elles soient égales aux contraintes effectives. On retrouve dans la littérature le terme de mobilité cyclique, qui se diffère de la liquéfaction cyclique par l'absence de chute brutale et importante de la résistance ; des déformations apparaissant progressivement avant l'écoulement du sol.

La liquéfaction peut conduire à des ruptures importantes dans les massifs sableux et les structures dans lesquelles sont fondées peuvent subir des ruptures spectaculaires parfois irréparables : enfoncement et basculement des structures (figures 1.6 et 1.7) ; rupture de chaussées (figure 1.8).

1.3.3 Etat critique

Les résultats expérimentaux obtenus sur les sables au cours d'un essai triaxial montrent que, lorsque l'éprouvette atteint le palier d'écoulement plastique, le sable se trouve dans un état caractérisé par une non variation du volume par rapport à un rapport de contraintes q/p constant. Cependant, la déformation déviatorique plastique peut augmenter indéfiniment. Cet état est appelé « état critique ». La surface d'état critique est définie dans l'espace (p, q, e) et ses projections dans les plans (p, q) et (e, p) sont gouvernées respectivement par les équations suivantes :

$$q = M p \quad (1.6)$$

$$e = \Gamma - \lambda \ln p \quad (1.7)$$

où λ et Γ sont des paramètres expérimentaux et M le rapport des contraintes à la rupture défini par :

$$M = \frac{6 \sin \varphi}{3 - \sin \varphi} \quad (1.8)$$



Figure 1.6: Rupture par enfoncement suivant une diminution de portance du sol en Turquie (1999).

Figure 1.7: Basculement de la structure du au phénomène de liquéfaction en Turquie (1999).

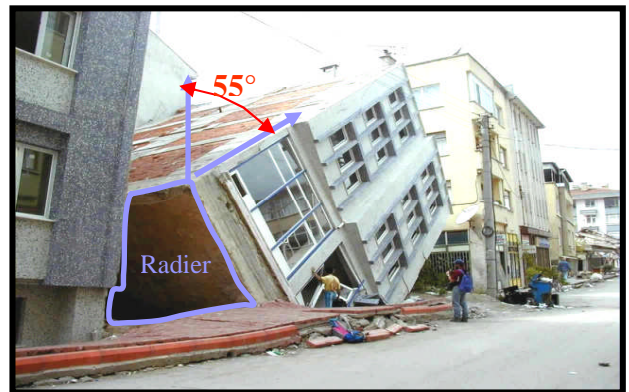


Figure 1.8: Rupture de chaussée à Kobé au Japon (1995).

1.4 MODELES DE COMPORTEMENT ADAPTES AUX SABLES

1.4.1 Fondements théoriques et bases expérimentales

L'expression «loi de comportement» désigne la relation qui existe entre les accroissements de contraintes et les accroissements de déformations. Pour être significative, une loi de comportement doit représenter le mieux possible l'ensemble des aspects de la réponse du sol aux sollicitations qu'on lui impose. Diverses formulations de modèles de comportement ont pu être établies pour caractériser le comportement des sols, mais leur validation expérimentale n'est que partiellement établie. Ces formulations s'appuient à la fois sur les schémas théoriques de la mécanique des milieux continus (principes de la mécanique et de la thermodynamique, élasticité, plasticité et leurs combinaisons) et sur les résultats d'études expérimentales en laboratoire et en place.

En pratique, un bon modèle de comportement se distingue par sa simplicité pour être introduit dans les codes de calcul des structures ou tout simplement dans les programmes de simulation d'essais usuels de laboratoire. Il doit comporter un nombre limité des paramètres mécaniques faciles à identifier à partir des données expérimentales courantes. Les paramètres mécaniques des modèles de comportement adaptés aux sables sont déterminés généralement à partir des résultats d'essais triaxiaux classiques avec des hypothèses simplificatrices car il est impossible de tenir compte de tous les éléments intervenant dans l'histoire du chargement ou des déformations et leurs combinaisons.

1.4.2 Modèles élastiques non linéaires de type hyperbolique

Pour décrire le comportement des sols à partir des résultats d'essais triaxiaux classiques, Kondner (1963) propose une relation hyperbolique de la forme suivante :

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon_1}{a + b\varepsilon_1} \quad (1.9)$$

tels que :

$$\frac{1}{a} = \left. \frac{d(\sigma_1 - \sigma_3)}{d\varepsilon_1} \right|_{\varepsilon_1=0} = E_i$$

$$\frac{1}{b} = \lim_{\varepsilon_1 \rightarrow \infty} \left(\frac{\varepsilon_1}{a + b\varepsilon_1} \right) = (\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$$

soit :

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon_1}{\frac{1}{E_i} + \frac{\varepsilon_1}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}}} \quad (1.10)$$

où E_i désigne le module d'Young initial et $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ le déviateur des contraintes ultime (figure 1.9).

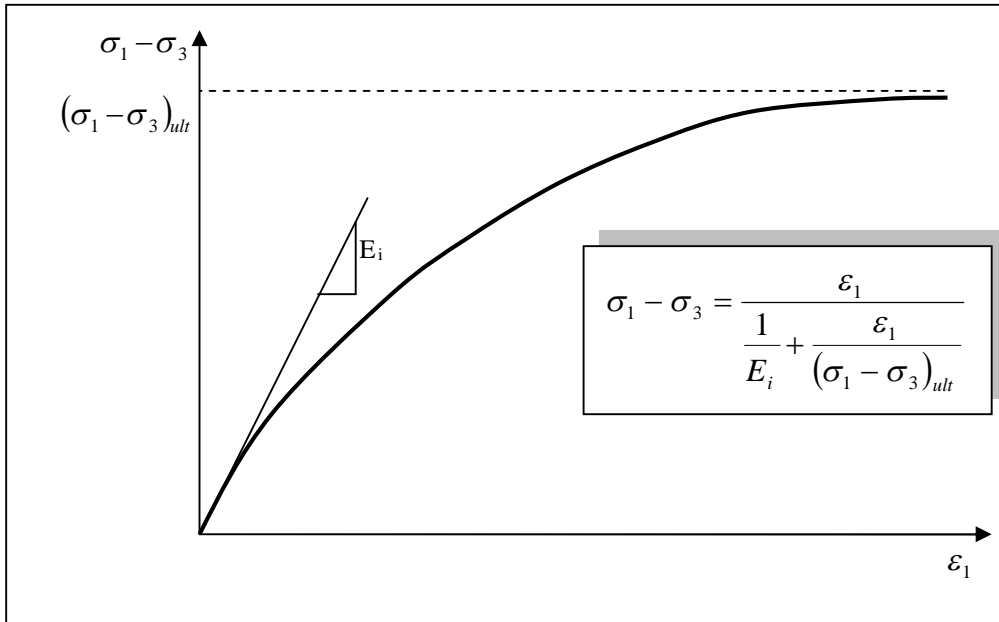


Figure 1.9: Loi de comportement hyperbolique (Kondner, 1963).

Les valeurs des E_i et $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ peuvent être déterminées facilement par la transformation de l'hyperbole en une droite (figure 1.10).

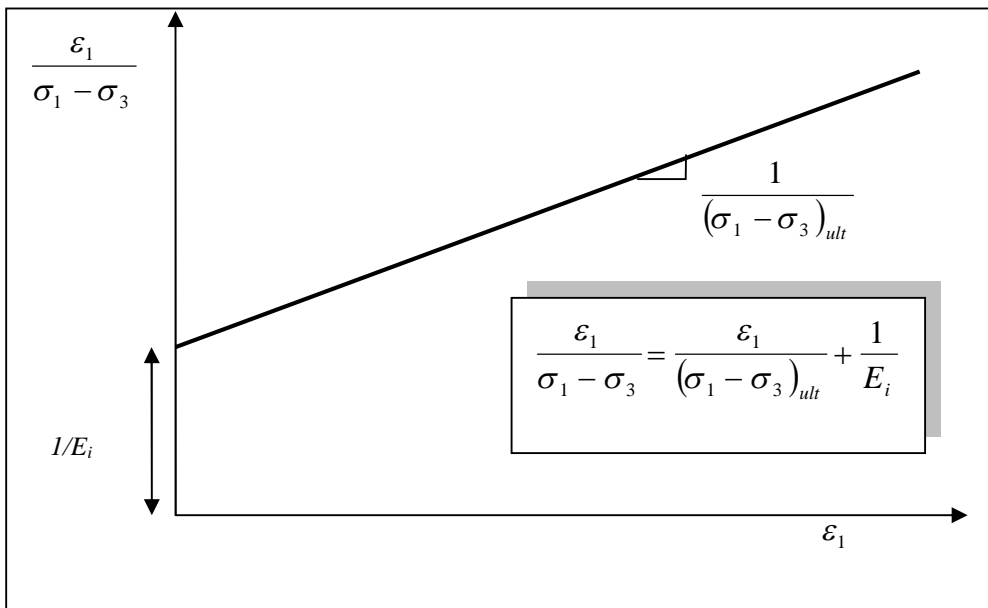


Figure 1.10 : Détermination de E_i et $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$.

1.4.2.1 Modèle de Duncan et Chang (1970)

Pour tenir compte de l'influence de l'état des contraintes sur la rigidité des sols, Duncan et Chang (1970) y introduisent le module tangent initial proposé par Janbu (1963) donné par la formule suivante :

$$E_i = K_h p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \quad (1.11)$$

où K_h , et n désignent des paramètres expérimentaux (figure 1.11) et p_a une pression de référence prise égale à la pression atmosphérique.

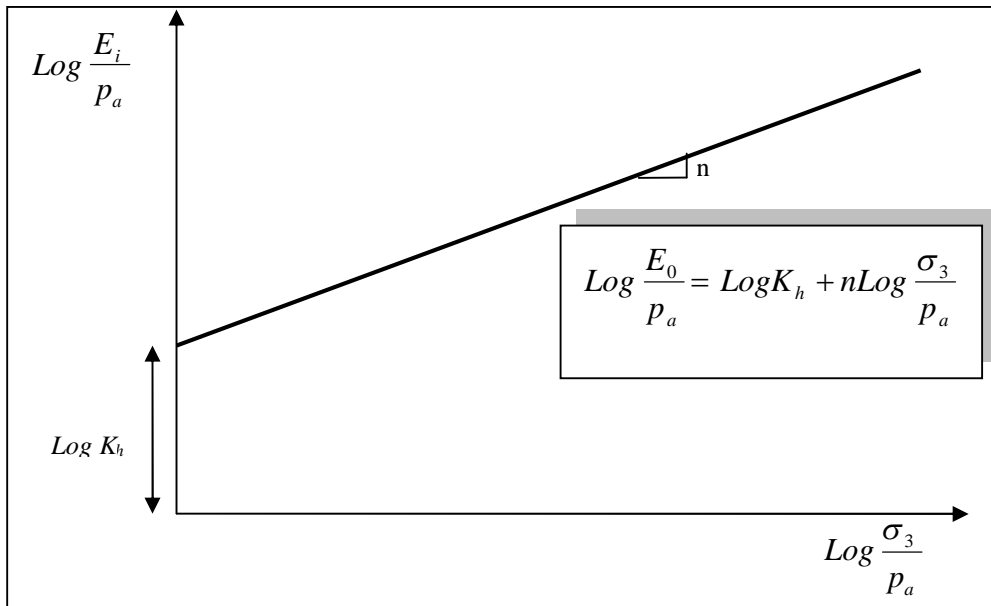


Figure 1.11 : Détermination de K_h et n .

D'où, après transformation, l'expression suivante du module tangent :

$$E_t = K_h p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \left[1 - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}} \right]^2 \quad (1.12)$$

Du fait que la rupture des sols apparaît avant d'atteindre l'état ultime, Duncan et Chang introduit le coefficient R_f , défini comme le rapport entre le déviateur des contraintes ultime $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ et le déviateur des contraintes à la rupture $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ défini par le critère de Mohr-Coulomb. Soit :

$$R_f = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}} \quad (1.13)$$

avec :

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = \frac{2c \cdot \cos \varphi + 2\sigma_3 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (1.14)$$

où c et φ désignent les paramètres de cisaillement du sol.

L'expression finale du module de Young tangent est égale à :

$$E_t = K_h p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \left[1 - \frac{R_f (1 - \sin \varphi) (\sigma_1 - \sigma_3)}{2(c \cdot \cos \varphi + \sigma_3 \sin \varphi)} \right]^2 \quad (1.15)$$

le coefficient de Poisson ν étant supposé constant.

Duncan et Chang (1970) introduisent le paramètre E_{ur} , qui exprime le module d'Young tangent au déchargement, donné par l'expression suivante :

$$E_{ur} = K_{ur} p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \quad (1.16)$$

Le modèle de Duncan et Chang (1970) comporte neuf paramètres : E , ν , K_h , K_{ur} , n , R_f , c , φ et p_a .

1.4.2.2 Modèle de Duncan et al. (1980)

Duncan et al. (1980) proposent d'introduire le module de compressibilité volumique tangent k_t et le coefficient de Poisson tangent ν_t , donnés par les deux expressions suivantes :

$$K_t = K_b p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^m \quad (1.17)$$

$$\nu_t = \frac{3K_t - E_t}{6K_t} \quad (1.18)$$

où K_b et m désignent des paramètres expérimentaux (figure 1.12).

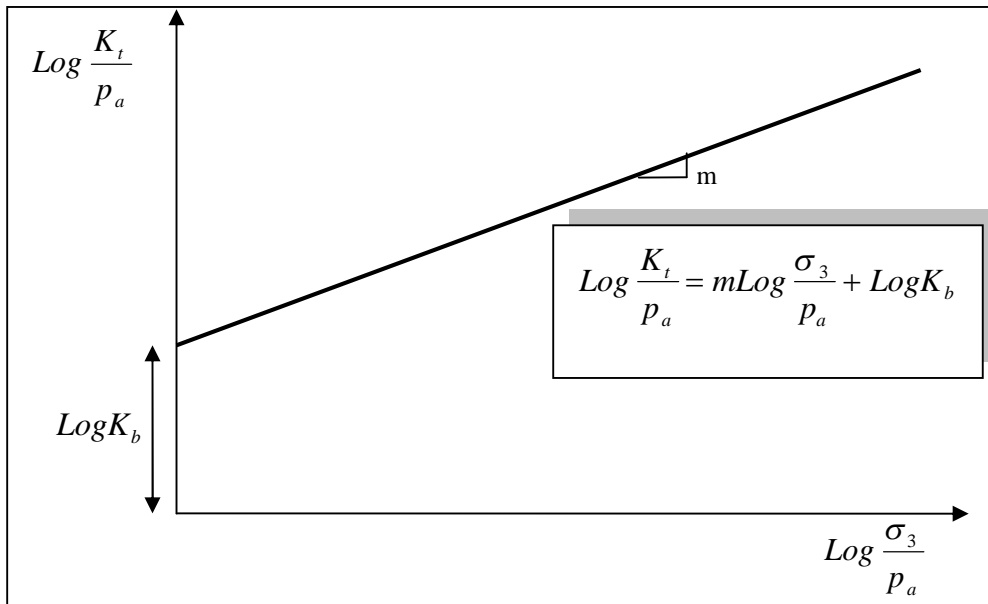


Figure 1.12: Détermination K_b et m .

Le modèle de Duncan et al. (1980) comporte onze paramètres : E , ν , K_h , K_{ur} , n , K_b , m , c , φ , R_f et p_a .

1.4.3 Modèles élastoplastiques

1.4.3.1 Modèle élastoplastique parfait de type Mohr-Coulomb

Ce modèle est de loin le plus utilisé pour décrire le comportement élastoplastique sans écoulement des sols fins ou granulaires. Dans le plan de Mohr, la forme de la courbe enveloppe de ce modèle est une droite, appelée droite intrinsèque (figure 1.13a). Sa représentation dans l'espace des contraintes principales est une pyramide axée sur la première trisectrice (figure 1.13b).

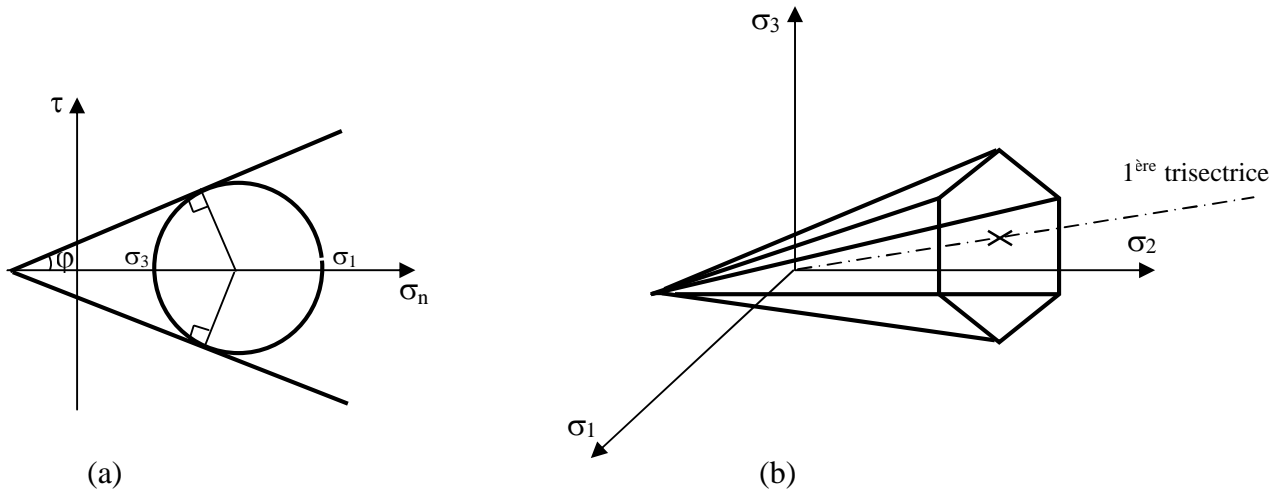


Figure 1.13: Représentation du modèle de Mohr-Coulomb dans le plan de Mohr (a) et dans l'espace des contraintes principales (b).

La fonction de charge de ce modèle est donnée par l'expression suivante :

$$f = \frac{1}{2}|\sigma_1 - \sigma_3| - (\sigma_1 + \sigma_3)\sin\varphi - 2c\cos\varphi \leq 0 \quad (1.19)$$

Le potentiel plastique de ce modèle est donné par l'expression suivante :

$$g = \frac{1}{2}|\sigma_1 - \sigma_3| + \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3)\sin\psi \quad (1.20)$$

où ψ désigne l'angle de dilatance.

Le modèle de Mohr-Coulomb comporte cinq paramètres : E , ν , c , φ et ψ , dont la détermination s'effectue aisément à partir des résultats d'essais triaxiaux classiques (figure 1.14).

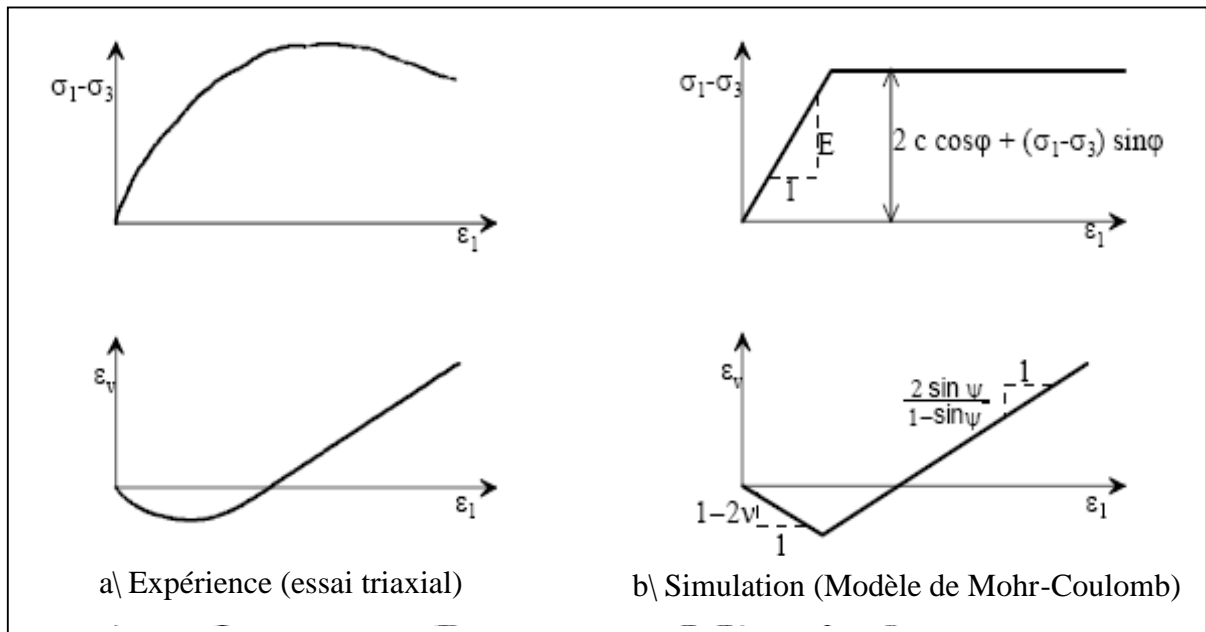


Figure 1.6: Détermination des paramètres du modèle de Mohr-Coulomb.

1.4.3.2 Modèle élastoplastique avec écoulement de type HSM

Le modèle HSM (Hardening Soil Model) est développé par Schanz et al. (1999) pour la modélisation des sols élastoplastiques écoulement. Ce modèle est implémenté dans le code PLAXIS de calcul par éléments finis des ouvrages géotechniques. Il est formulé suivant l'hypothèse d'une relation hyperbolique entre le déviateur des contraintes et les déformations axiales dans un essai triaxial drainé. Le formalisme qui permet de décrire cette relation est donné par l'expression suivante :

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{2E_{50}} \frac{q}{1 - \frac{q}{q_a}} \quad \text{pour } q < q_f \quad (1.21)$$

où q_a désigne le déviateur des contraintes ultime, q_f le déviateur des contraintes à la rupture et E_{50} le module d'Young donné par l'expression suivante (figure 1.15) :

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cot \varphi - \sigma'_3}{c \cot \varphi + p^{ref}} \right)^m \quad (1.22)$$

où E_{50}^{ref} désigne le module d'Young de référence, p^{ref} la pression de référence et m un paramètre constant (égal à 0.5 pour les sables).

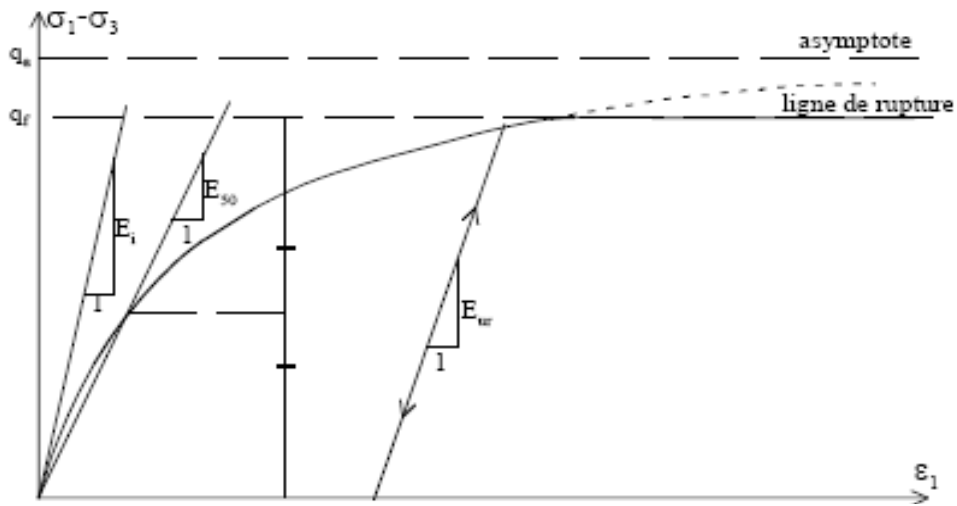


Figure 1.15: Définition de E_{50} .

La surface de charge qui décrit l'enveloppe des déformations réversibles est présentée sur la figure 1.16.

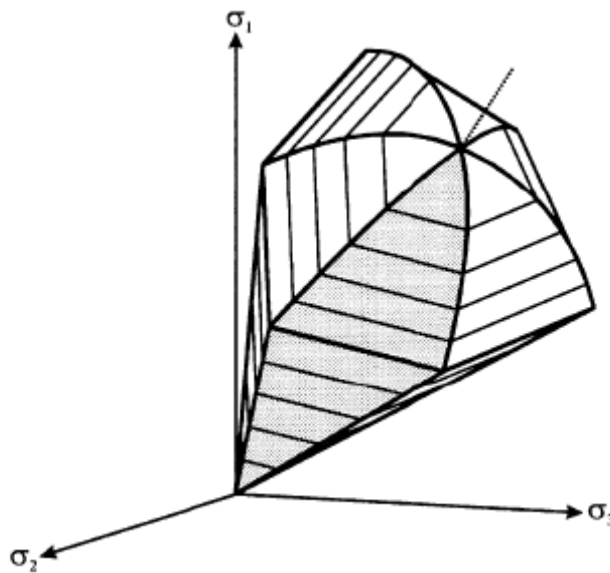


Figure 1.16 : Surface de charge pour le modèle HSM.

Le déviateur des contraintes à la rupture q_f est donné par la formule suivante :

$$q_f = (c \cot \varphi - \sigma'_3) \frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (1.23)$$

et le déviateur des contraintes ultime q_a est égal à :

$$q_a = \frac{q_f}{R_f} \quad (1.24)$$

où R_f désigne le rapport de rupture (identique à celui du modèle de Duncan).

Le module de déchargement-rechargement E_{ur} est donné par l'expression suivante :

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c \cot \varphi - \sigma'_3}{c \cot \varphi + p^{ref}} \right)^m \quad (1.25)$$

où E_{ur}^{ref} désigne le module d'Young de référence pour la phase de déchargement-rechargement (en pratique, $E_{ur}^{ref} = 3E_{50}^{ref}$).

Le module oedométrique tangent est donné par l'expression suivante :

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{c \cot \varphi - \sigma'_1}{c \cot \varphi + p^{ref}} \right)^m \quad (1.26)$$

où E_{oed}^{ref} désigne le module oedométrique tangent de référence (figure 1.17).

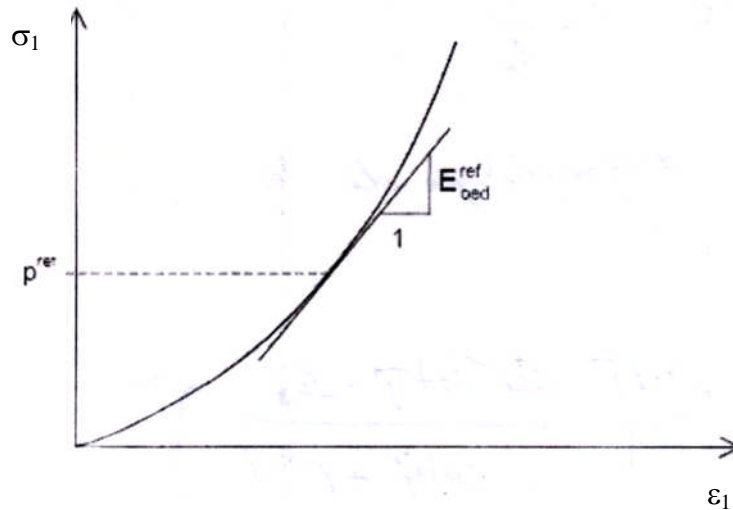


Figure 1.17: Définition de E_{oed}^{ref} .

Le modèle HSM comporte six paramètres : E_{50}^{ref} , E_{oed}^{ref} , m , c , φ et ψ .

1.4.3.3 Autres modèles élastoplastiques

On retrouve dans la littérature spécialisée des modèles élastoplastiques adaptables aux sables comme les modèles de Nova (1982), Vermeer (1982) ou Fahey et Carter (1993), mais leur validation expérimentale n'est que partiellement mise en évidence.

CHAPITRE DEUX

CARACTERISATION DU COMPORTEMENT DU SABLE DE DUNE DE BOUSSAÂDA

2.1 INTRODUCTION

Le tissu urbain de la ville de Boussaâda s'étend de plus en plus vers des terrains sableux (dunes de sable) moins favorables que ceux déjà urbanisés, d'où l'apparition de quelques désordres plus ou moins importants dans les constructions fondées en surface. Ces désordres proviennent pour l'essentiel des poussées exercées par les dunes de sable sur les parties basses des ouvrages et des tassements des massifs sous-jacents.

Cette étude expérimentale a pour but de caractériser le comportement du sable de dunes prélevé dans la partie nord de la ville de Boussaâda et de déterminer ses caractéristiques de résistance et de déformabilité, qui jouent un rôle important dans la stabilité des ouvrages fondés en surface, au moyen d'essais d'identification classiques et d'essais triaxiaux de compression à l'appareil triaxial cylindrique.

2.2 LOCALISATION DU SITE DE PRELEVEMENT

Le site de prélèvement est situé dans la partie nord de la ville de Boussaâda, où d'importantes constructions ont été édifiées sur des terrains constitués essentiellement de dunes de sable. Le choix de ce site a été motivé, notamment, en raison des dégradations apparues dans certaines constructions visiblement fondées directement sur les dunes.

Les échantillons de sable utilisés ont été prélevés à proximité d'une école primaire, dont les semelles de fondations ont été ancrées dans une couche de sable fin résultant d'un empilement de dunes sur quelques mètres de profondeur ; une grande partie du mur de clôture de cette école ayant déjà été renversée sous les poussées du sable et fissurée sur le reste (figure 2.1)

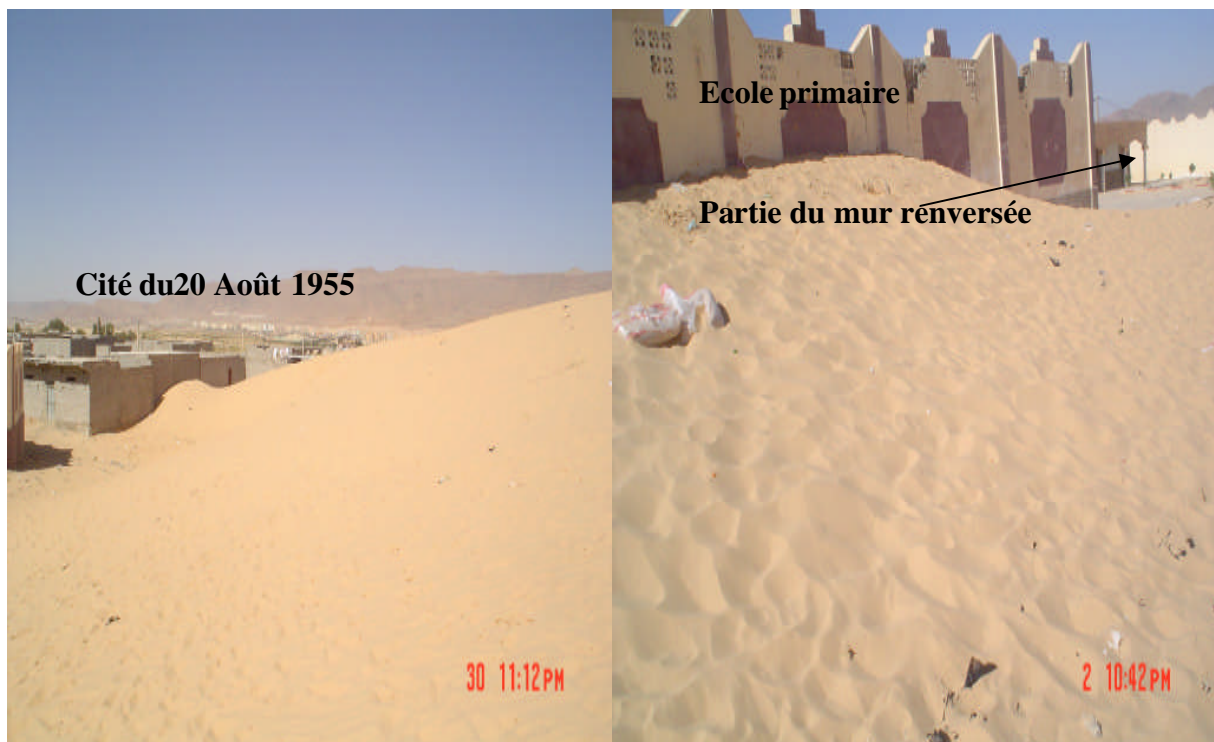
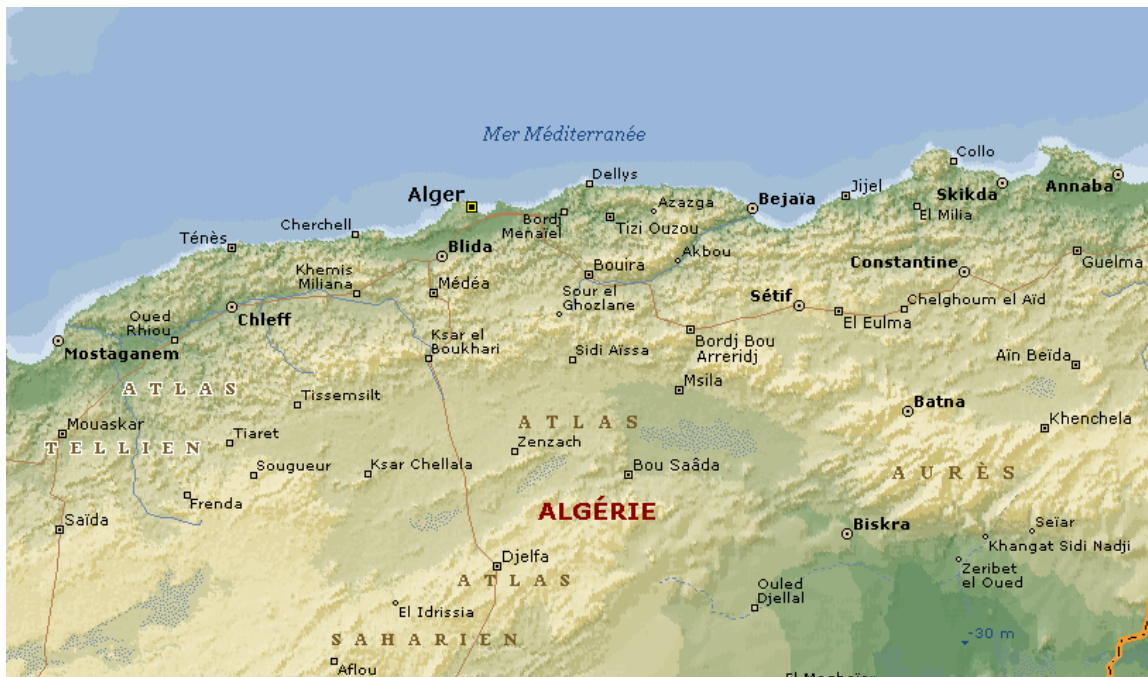


Figure 2.7: Localisation du site de prélèvement du sable de dune à Boussaâda.

2.3 PROGRAMME D'ESSAIS EXECUTE

Outre les essais d'identification, le programme expérimental exécuté a comporté la réalisation de deux séries d'essais triaxiaux correspondant chacune à une compacité donnée du sable. La procédure expérimentale suivie dans chaque essai a été conforme autant que possible aux méthodes d'essais en vigueur en Algérie et la méthode d'interprétation des résultats d'essais adoptée s'inspire beaucoup des connaissances acquises sur les sables à travers le monde.

2.3.1 Essais d'identification

Ils comportent les essais d'identification géotechnique permettant de déterminer les paramètres suivants, avec entre parenthèses la norme française (en vigueur en Algérie) correspondante :

- poids volumique sec (NF P94-053) ;
- poids spécifique des grains solides (NF P94-053) ;
- analyse granulométrique par tamisage (NF P94-041) et par sédimentométrie (NF P94-057) ;
- équivalent de sable visuel et au piston (NF P 18-598).

2.3.2 Essais triaxiaux

Au plan quantitatif, le programme expérimental a comporté la réalisation de deux séries de cinq essais triaxiaux de cisaillement drainés chacune :

- une première série, dans laquelle le sable a été moyennement compacté (sable moyennement dense) ;
- une seconde série, dans laquelle le sable a été suffisamment compacté (sable très dense).

Pour la distinction des essais, un codage comportant le type d'essai (CID : consolidation isotrope + cisaillement drainé), le numéro d'essai pour chaque série (1, 2, 3, 4 et 5) et le niveau de compacité considéré (MD- moyennement dense, TD- très dense) a été adopté. Le tableau 2.1 donne la liste des essais triaxiaux exécutés.

Tableau 2.1: Liste des essais triaxiaux exécutés.

Série	Essai	σ_3 (kPa)	D_r (%)	e_0	
				avant consolidation	après consolidation
Sable moyennement dense (MD)					
1	CID1MD	35	58.82	0.608	0.607
	CID2MD	50	59.16	0.644	0.641
	CID3MD	75	59.16	0.635	0.628
	CID4MD	100	56.14	0.641	0.637
	CID5MD	150	55.77	0.614	0.604
Sable très dense (TD)					
2	CID1TD	35	93.25	0.568	0.566
	CID2TD	50	93.25	0.568	0.565
	CID3TD	75	95.43	0.567	0.56
	CID4TD	100	95.43	0.575	0.571
	CID5TD	150	95.12	0.576	0.566
σ_3 – Contrainte de confinement. $D_r = 100(e_{max} - e) / (e_{max} - e_{min})$ - densité relative. e_0 - Indice des vides initial.					

2.4 DISPOSITIF EXPERIMENTAL ET PROCEDURE D'ESSAIS

2.4.1 Dispositif expérimental utilisé

Les essais triaxiaux ont été exécutés à l'aide d'une presse triaxiale pilotée par ordinateur pour l'acquisition automatique des mesures. L'appareil se compose d'une cellule triaxiale de type Bishop et Wesley (figure 2.2) couplée à un contrôleur pression-volume (figure 2.3) ; l'ensemble étant relié à un micro-ordinateur par l'intermédiaire d'une centrale d'acquisition des mesures via un certain nombre de capteurs de mesure des paramètres d'essais (figure 2.4). Ce dispositif permet de reconstituer des éprouvettes cylindriques de sable d'élanement 2 (diamètre de 100 mm et hauteur de 200 mm) et de les soumettre à différents types de chargement (compression triaxiale de type drainée ou non drainée).

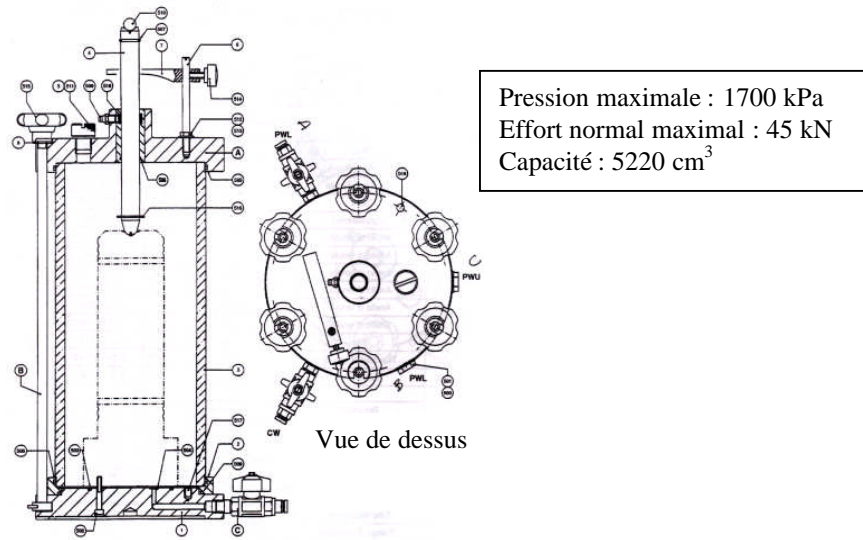


Figure 2.8: Schéma de principe de la cellule triaxiale de type Bishop et Wesley.

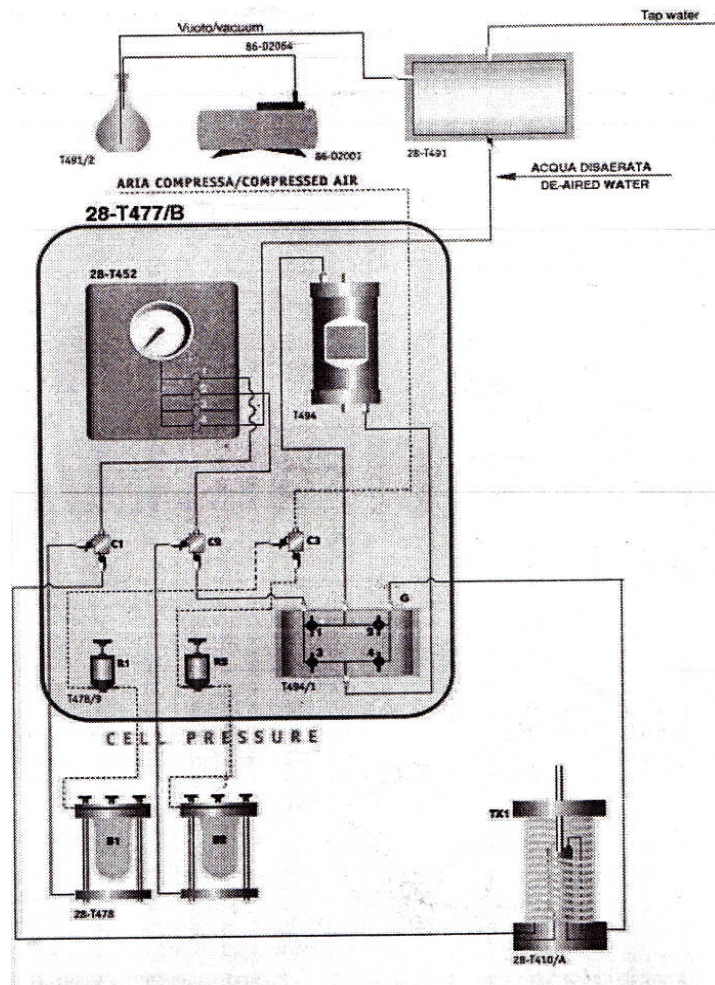


Figure 2.9: Schéma de principe du contrôleur pression-volume.

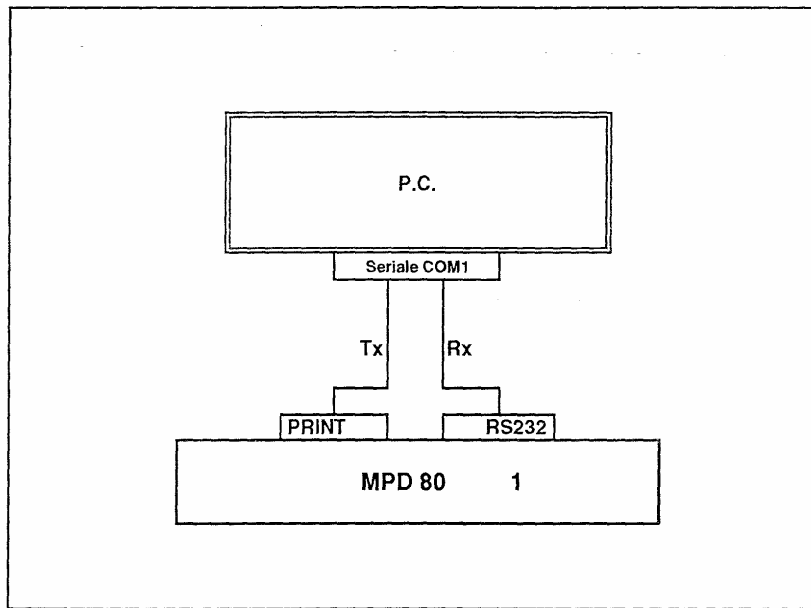


Figure 2.10: Schéma de principe du système d'acquisition des données.

La cellule triaxiale comporte une base inférieure munie de conduits assurant la liaison entre l'intérieur et l'extérieur de celle-ci, une enveloppe cylindrique étanche et transparente et un chapeau percé sur son axe pour laisser passer le piston de la cellule par l'intermédiaire d'une rotule qui transmet les efforts à la partie supérieure de l'éprouvette soumise à l'essai. L'éprouvette est entourée latéralement par une membrane en latex et en contact avec deux pierres poreuses sur ses deux faces supérieure et inférieure. La pierre poreuse inférieure est reliée à deux robinets montés sur la base de la cellule à l'extérieur de celle-ci par l'intermédiaire de deux conduits de drainage percés dans l'embase de l'éprouvette et la base de la cellule. La pierre poreuse supérieure est également reliée à deux robinets extérieurs au moyen d'un conduit de drainage souple. Ces dispositifs permettent de saturer les circuits de drainage après le montage de l'éprouvette dans la cellule.

Le contrôleur pression-volume constitue le dispositif de chargement de l'éprouvette soumise à l'essai. Il est composé d'un générateur de pression permettant d'appliquer à l'éprouvette une pression de confinement par l'intermédiaire du fluide (eau distillée ou de préférence huile de silicone) remplissant la cellule, et d'une presse électromécanique qui génère une force axiale par le biais du piston de la cellule jusqu'à un effort maximal de service pour une vitesse de montée du plateau de la presse donnée. Les caractéristiques principales de ces deux composants sont les suivantes :

- le générateur de pression est constitué d'un compresseur à air comprimé permettant d'appliquer une pression maximale de 10 bars (1000 kPa). Le transfert de la pression d'air à l'eau remplissant la cellule triaxiale s'effectue par le biais de deux cylindres air/eau composés, chacun d'eux, de deux chambres séparées par une membrane en latex extensible et étanche ; la chambre remplie d'air étant reliée au compresseur d'air et la chambre remplie d'eau à la cellule triaxiale. Un manomètre gradué de 0 à 1100 kPa avec une sensibilité de 5 kPa permet de contrôler à tout moment de l'essai la valeur de la pression de

confinement appliquée à l'éprouvette (ou celle de la contre-pression éventuellement appliquée à l'éprouvette dans le cas des essais de cisaillement non drainés) ;

- la presse électromécanique, permettant de servir un effort normal maximal de 2 kN, possède les caractéristiques consignées dans l'encadré ci-après.

Vitesse minimale	0,00001 mm/min
Vitesse maximale	9,99999 mm/min
Vitesse de rapprochement maximal	25 mm/min
Capacité maximale	2 kN

Le système de mesure des différents paramètres physiques au cours de l'essai est composé des capteurs électriques suivants :

- un capteur de mesure du déplacement vertical de l'éprouvette, de type LVDT, fixé sur la tête supérieure du piston par le biais d'un support métallique. Sa course maximale est de 30 mm ;
- un capteur de mesure de la force axiale, de type jauge, suspendu à la traverse supérieure de la presse électromécanique. Il peut supporter un effort normal maximal de 2 kN ;
- un capteur de mesure des variations de volume, constitué d'un cylindre à piston, de 90 cm³ de volume. Le piston est relié à un capteur de déplacement de type LVDT de course maximale de 30 mm ;
- un capteur de mesure des suppressions interstitielles, fixé à l'embase inférieure de la cellule et relié à la base de l'éprouvette. Il a une capacité maximale de 1000 kPa ;
- un capteur de pression (manomètre) permettant de contrôler la pression de confinement dans la cellule (ou de la contre-pression éventuelle au sein de l'éprouvette).

Le système d'acquisition des mesures est entièrement automatisé. Il permet de réaliser des essais avec grande précision, plus de garantie et en toute sécurité. Les signaux émis par les capteurs sont reçus par la centrale électronique MPD80 pour les transformer en quantités physiques. La centrale MPD80, connectée à un micro-ordinateur compatible IBM-PC via une liaison de type RS232, est composée de deux unités, l'une comportant un écran d'affichage digital pour l'analyse des signaux émis par les capteurs, l'autre utilisée comme support des capteurs comportant huit voies correspondant chacune à un capteur donné ; les deux unités étant connectées via un câble à bande. Le logiciel d'acquisition, appelé GEOLAB2K, permet de visualiser les lectures des différents capteurs en tensions (volts) ou en quantités physiques. Ce logiciel permet aussi d'afficher en temps réel l'ensemble des données sous forme graphique (courbes) ou numérique (tableaux) pour l'ensemble des phases de l'essai, notamment les courbes de cisaillement (q , ε_1) et celle des déformations volumiques (ε_v , ε_1).

2.4.2 Procédure d'essais suivie

Les opérations successives entrant dans la procédure d'essais mise en œuvre ici sont les suivantes :

- saturation des conduits de drainage ;
- emplacement de la pierre poreuse et du papier filtre sur l'embase inférieure ;
- mise en place de la membrane en latex sur l'embase inférieure, puis sa fixation par le biais des joints toriques de serrage ;
- emplacement du moule en deux parties sur l'embase inférieure et son serrage à l'aide des bandes en latex pour assurer la stabilité de l'éprouvette pendant sa fabrication ;
- rabattement de la membrane sur le moule ;
- fabrication de l'éprouvette par couches successives ;
- montage du papier filtre et de la pierre poreuse, puis l'embase supérieure et sa fixation par les joints de serrage ;
- démoulage de l'éprouvette ;
- mesure des dimensions de l'éprouvette (hauteur et périmètre), afin de déterminer l'indice des vides initial e_0 ;
- montage de la cellule triaxiale tout en évitant son contact avec l'éprouvette, puis serrage des tiges filetées ;
- remplissage de la cellule avec de l'eau distillée et application d'une contre-pression d'environ 30 kPa ;
- emplacement des capteurs de force et de déplacement ;
- saturation de l'éprouvette ;
- application de la contrainte de confinement ;
- cisaillement de l'éprouvette en condition drainée.

Les opérations de fabrication, de saturation, de mise en confinement et de cisaillement des éprouvettes font appel aux techniques triaxiales habituelles et s'inspirent beaucoup des normes d'essais en vigueur. Aussi, ne décrira-t-on ci-après que le phasage des opérations spécifiques intéressant l'objet de cette étude.

2.4.2.1 Fabrication des éprouvettes

L'opération de fabrication des éprouvettes de sable n'est possible que par la technique du moulage ; la technique du carottage étant réservée aux sols cohérents à l'état intact. Toutefois, les éprouvettes ainsi reconstituées ne peuvent être représentatives de l'état du sol en place. Cependant, si l'on respecte certaines conditions telles que l'homogénéité des éprouvettes, leur compacité et leur reproductibilité, il serait ainsi possible d'obtenir des résultats d'essais qui permettent de décrire assez correctement le comportement du sable tel qu'il se trouve en place.

Il existe en pratique deux méthodes de reconstitution des éprouvettes de sable :

- la méthode de pluviation sèche (norme NF94-074), qui consiste à pleuvoir le sable sec dans un moule placé directement sur l'embase inférieure de la cellule triaxiale tel qu'il est sédimenté à l'état naturel sans eau ;
- la méthode de pluviation humide, qui consiste à pleuvoir le sable sous l'eau tel qu'il est sédimenté à l'état naturel en présence d'eau.

Ces deux méthodes peuvent donner des éprouvettes homogènes sous une gamme étendue de densités, notamment pour les sables à granulométrie uniforme. La densité désirée est obtenue, soit par la variation de la hauteur de chute libre du sable, soit par le contrôle de l'énergie de compactage. Dans ce dernier cas, les éprouvettes doivent être constituées de plusieurs couches compactées de la même manière (même énergie de compactage).

S'agissant du sable de Boussaâda, dont le processus de sédimentation s'est effectué à sec (formation de dunes par vent sec), les éprouvettes sont reconstituées par pluviation à sec en cinq couches successives (de 4 cm d'épaisseur chacune) compactées à l'aide d'une dame spécialement conçue pour cette étude (figure 2.5). Deux gammes de densité relative ont été utilisées : la première correspondant à un sable moyennement dense avec un indice de densité compris entre 0.35 et 0.65 (1^{ère} série d'essai) et la seconde à un sable très dense avec un indice de densité supérieur à 0.85 (2^{ème} série d'essais) ; l'indice de densité I_D étant défini par l'expression suivante :

$$I_D = \frac{D_r}{100} = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}}$$

dans laquelle D_r désigne la densité relative, e_{\max} l'indice des vides maximum correspondant à la compacité minimale, e_{\min} l'indice des vides minimum correspondant à la compacité maximale et e l'indice des vides correspondant à la compacité recherchée.

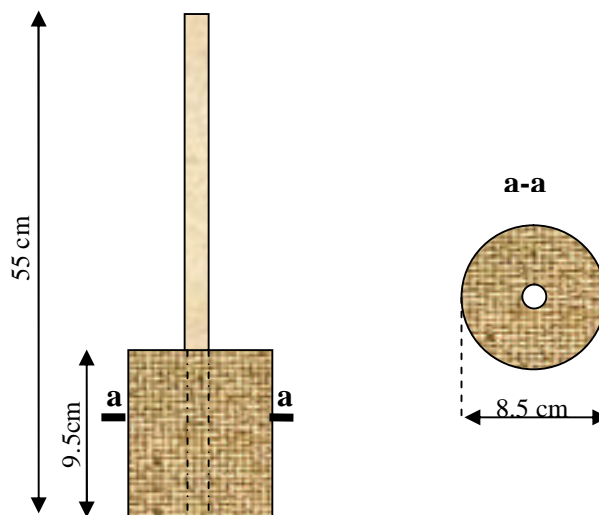


Figure 2.11: Schéma de principe de la dame de compactage utilisée.

2.4.2.2 Calcul de l'indice des vides initial

La détermination de l'indice des vides initial est une opération délicate. Deux techniques sont généralement utilisées pour estimer l'indice des vides au début du cisaillement, la première faite à partir des mesures directes effectuées sur l'éprouvette après son démoulage, la deuxième basée sur la pesée de l'eau dans l'éprouvette à la fin de l'essai.

Dans cette étude, l'indice des vides initial e_0 a été déterminé à partir des mesures directes sur l'éprouvette soumise à l'essai. Il est donné par l'expression suivante :

$$e_0 = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1$$

dans laquelle γ_s désigne le poids volumique des grains et γ_d le poids volumique du sable sec. Soit après transformation ($\gamma_d = W / V$) :

$$e_0 = \frac{\gamma_s V}{W} - 1$$

où W désigne le poids de l'éprouvette et V son volume :

$$V = V_0 - (\Delta V_s + \Delta V_c)$$

où V_0 désigne le volume initial de l'éprouvette après son démoulage, ΔV_s la variation de volume pendant la phase de saturation et ΔV_c la variation de volume pendant la phase de mise en confinement. Ne pouvant pas estimer les déformations pendant la phase de saturation (celles-ci étant d'ailleurs négligeables), le calcul de l'indice des vides initial s'effectue en retranchant les déformations de l'éprouvette pendant la phase de mise en confinement à partir du volume initial de l'éprouvette avant son démoulage.

2.4.2.3 Saturation et mise en confinement

La phase de saturation consiste à chasser l'air contenu dans l'éprouvette soumise à l'essai et le remplacer par de l'eau. Cette opération doit être effectuée avec prudence, de la qualité de celle-ci dépendent les résultats d'essais obtenus. La procédure de saturation s'effectue par passage d'un écoulement ascendant (de bas en haut) d'eau désaérée avec un faible débit correspondant à une contre-pression de l'ordre de 15 kPa et à drainage ouvert ; une bonne saturation étant obtenue pour un coefficient de Skempton $B = \Delta u / \Delta \sigma > 0.85$.

La phase de mise en confinement consiste à appliquer à l'éprouvette par l'intermédiaire du générateur de pression une contrainte radiale représentant l'état des contraintes effectives en place (contrainte de confinement). Pour les sables, cette phase s'apparente à une phase de consolidation très rapide qui s'achève après une dizaine de minutes (figure 2.6).

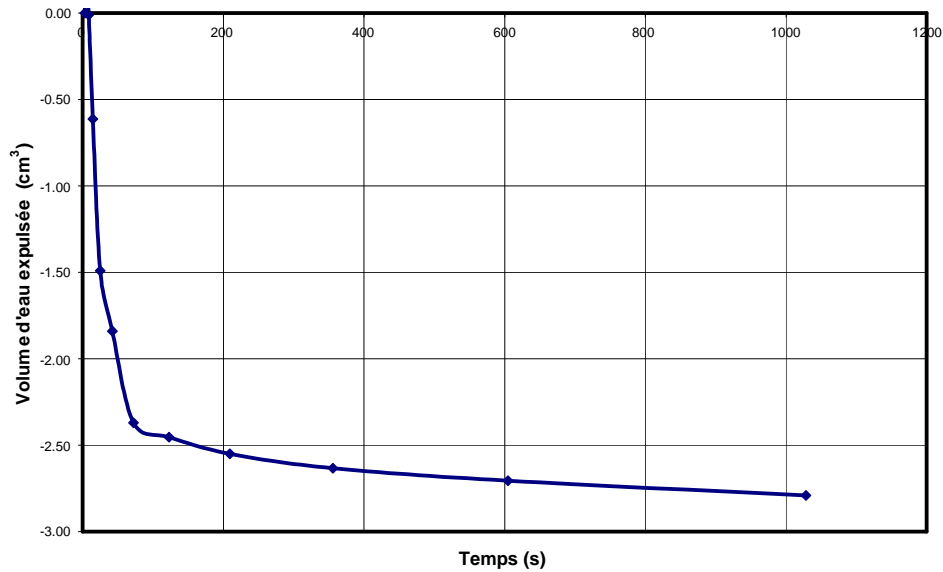


Figure 2.12: Courbe apparente de consolidation lors la mise en confinement du sable.

2.4.2.4 Cisaillement drainé

La phase de cisaillement consiste à soumettre l'éprouvette d'essai à une contrainte axiale σ_1 de plus en plus croissante tout en maintenant la contrainte de confinement σ_3 constante ; la contrainte axiale résultant de l'application de la force générée par la presse électromécanique et la contrainte de confinement par le générateur de pression. Le cisaillement drainé s'effectue en maintenant ouverts les robinets du circuit de drainage afin de permettre à l'eau interstitielle d'y circuler librement. Dans ces conditions, la vitesse de déformation (correspondant à la vitesse de déplacement du plateau de la presse) de l'éprouvette soumise à l'essai doit être la plus faible possible pour éviter l'apparition d'éventuelles surpressions interstitielles. Dans le cas présent, la vitesse de déformation choisie pour tous les essais exécutés est de 0.1 mm/min.

2.5 RESULTATS DES ESSAIS ET INTERPRETATION

2.5.1 Caractéristiques d'identification

Les intervalles de variation des caractéristiques d'identification du sable de dune de Boussaâda et leurs valeurs moyennes sont regroupées dans le tableau 2.2 ; la courbe granulométrique étant représentée sur la figure 2.7. On notera une courbe uniforme et très peu étalée.

D'après la classification LPC des sols, il s'agit d'un sable propre mal gradué.

Tableau 2.2: Caractéristiques d'identification du sable du dune de Boussaâda.

Paramètre		Symbole	Plage de variation	Moyenne
Poids volumique sec		γ_d (kN/m ³)	15.27 - 15.31	15.3
Poids volumique des grains		γ_s (kN/m ³)	25.5 - 25.7	25.6
Equivalent de sable	au piston	E.S.P (%)	78.78 - 94.19	91.5
	visuel	E.S.V (%)	86.67 - 93.02	90.7
Densité sèche maximale		$(\gamma_d)_{max}$	1.703 - 1.719	1.71
Densité sèche minimale		$(\gamma_d)_{min}$	1.527 - 1.531	1.53
Indice des vides maximal		e_{max}	0.67 - 0.68	0.67
Indice des vides minimal		e_{min}	0.49 - 0.50	0.50

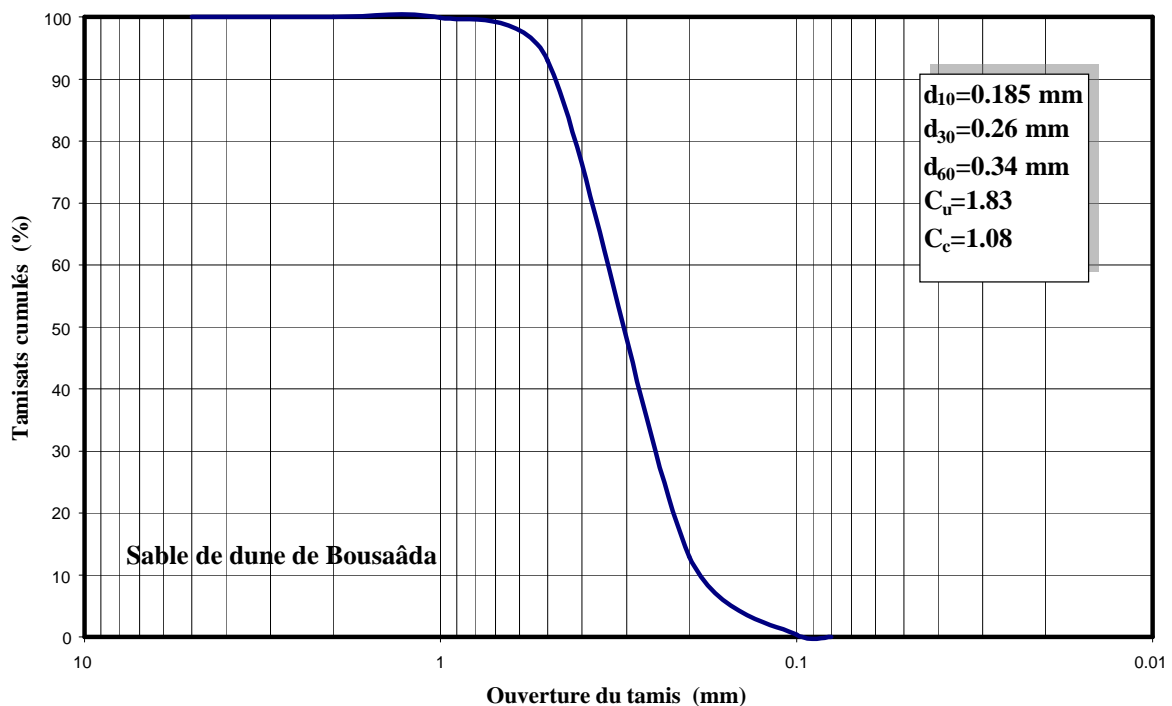


Figure 2.13: Courbe granulométrique du sable de dune de Boussaâda.

2.5.2 Caractéristiques de cisaillement et de rupture

Les courbes de cisaillement (q , ε_1), représentant les variations du déviateur de contraintes $q = \sigma_1 - \sigma_3$ en fonction de la déformation axiale ε_1 , et les courbes de déformations (ε_v , ε_1), représentant les variations de la déformation volumique ε_v en fonction de la déformation axiale, ainsi que les chemins des contraintes (q , p), représentant les variations du déviateur de contraintes en fonction de la contrainte moyenne $p = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$ sont représentées sur les figures 2.8 pour le sable moyennement dense et 2.9 pour le sable très dense. Ces mêmes résultats sont représentés sur des graphiques comparatifs entre les états moyennement dense et très dense pour chacune des contraintes de confinement appliquées (figures 2.10 à 2.14).

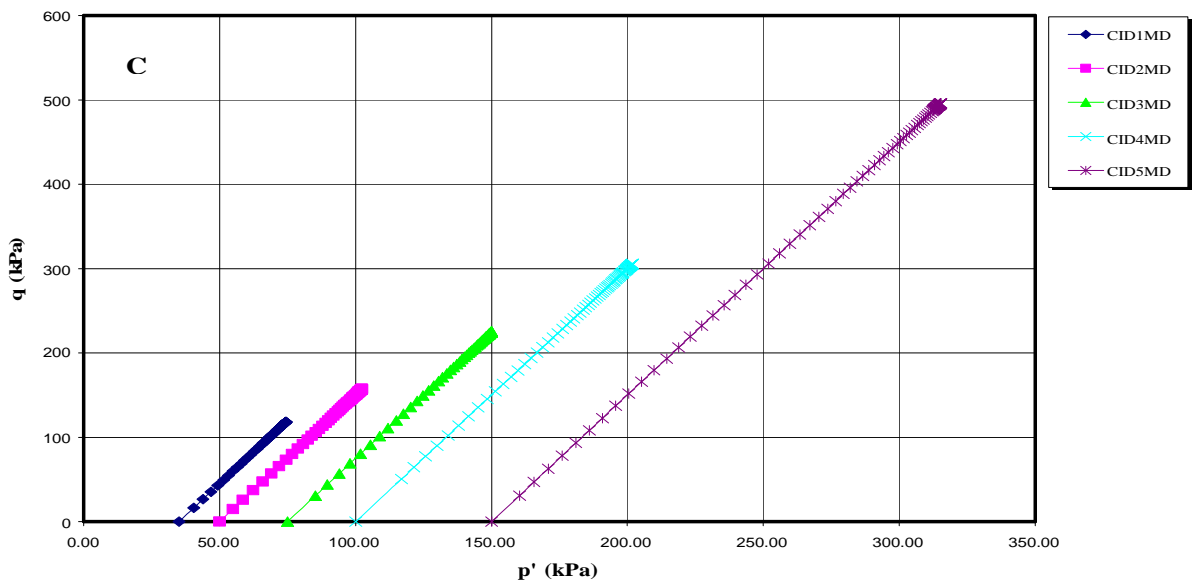
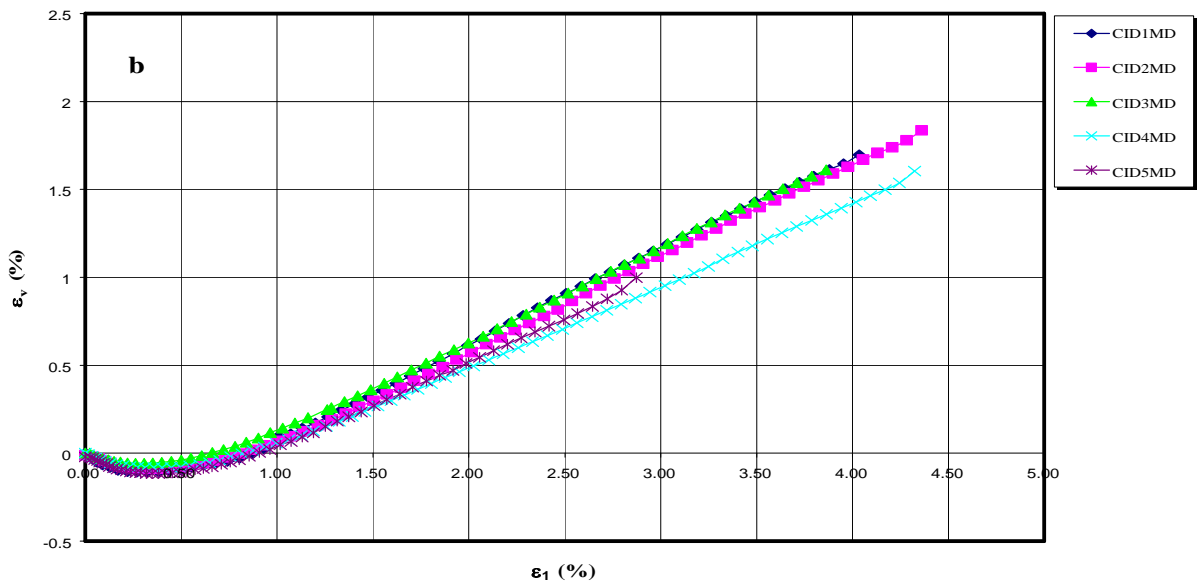
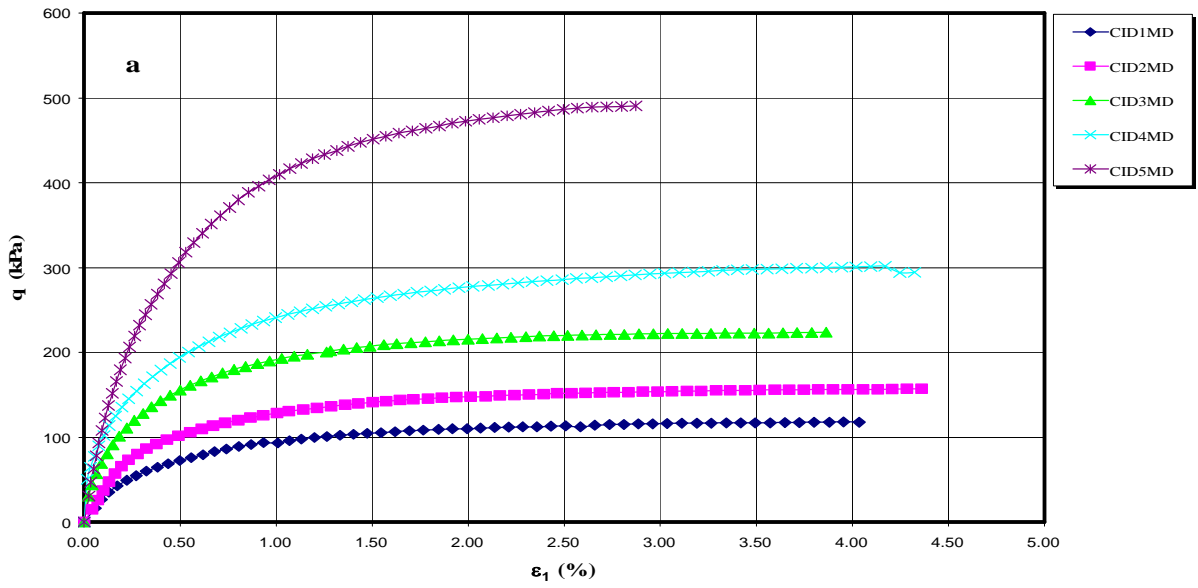


Figure 2.14: Résultats des essais triaxiaux drainés pour le sable moyennement dense.

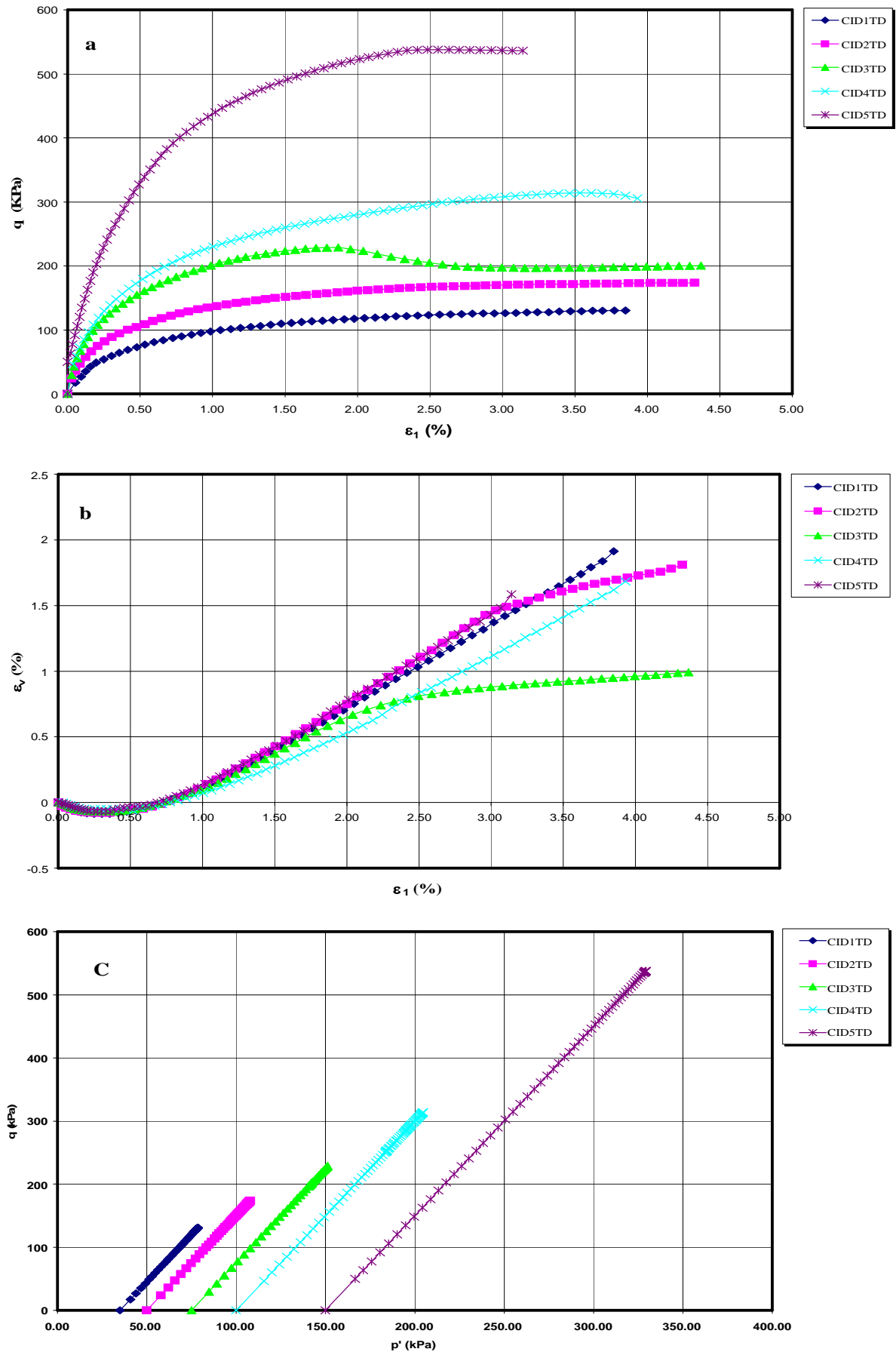


Figure 2.15: Résultats des essais triaxiaux drainés pour le sable très dense.

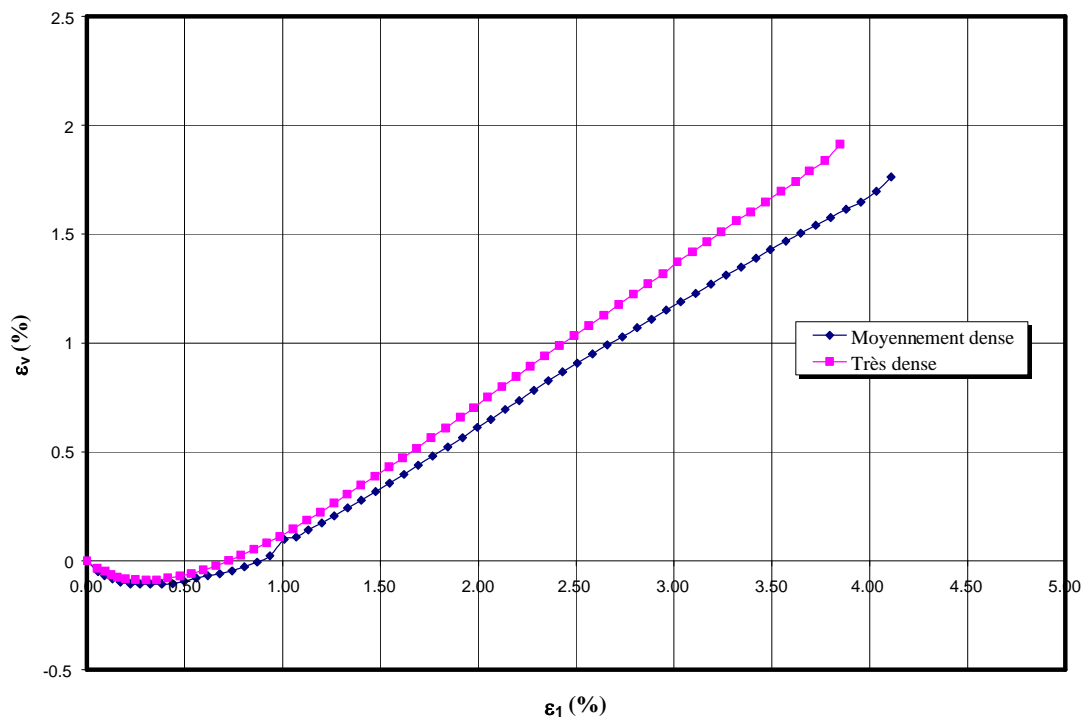
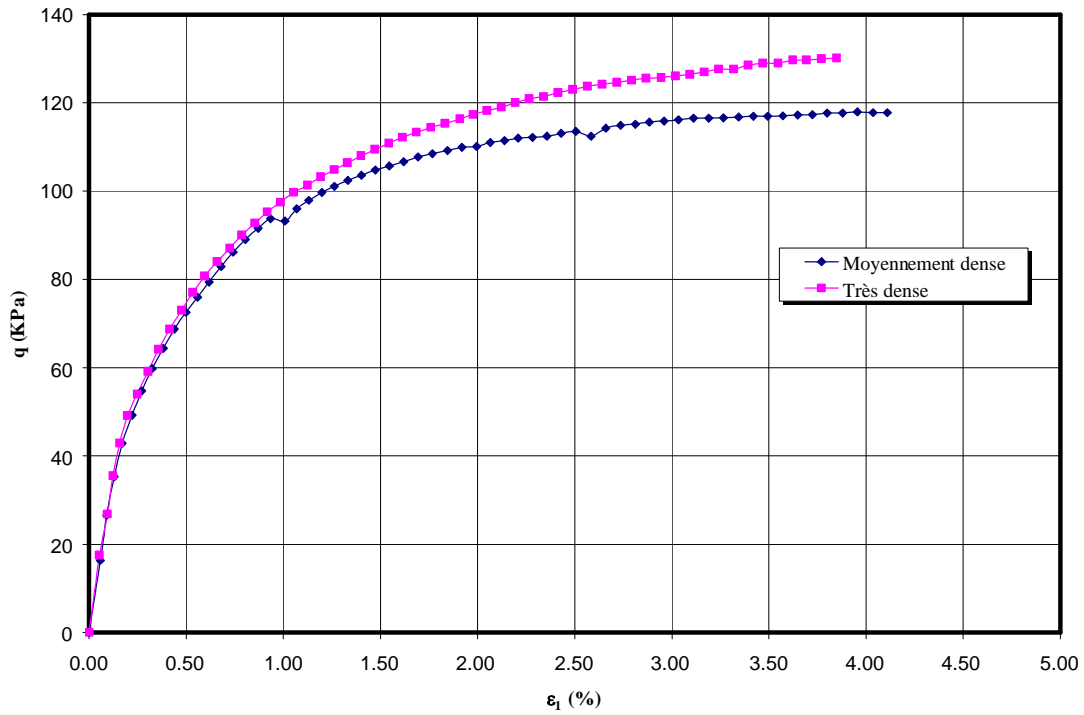


Figure 2.16: Résultats des essais triaxiaux drainés pour ($\sigma_3=35$ kPa).

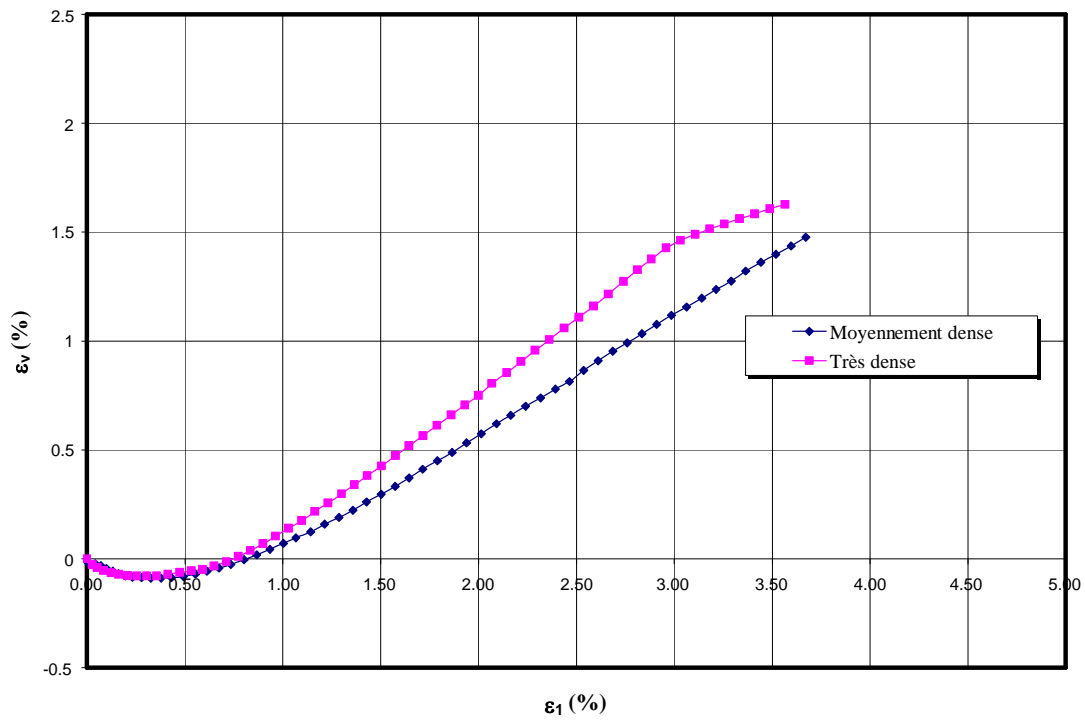
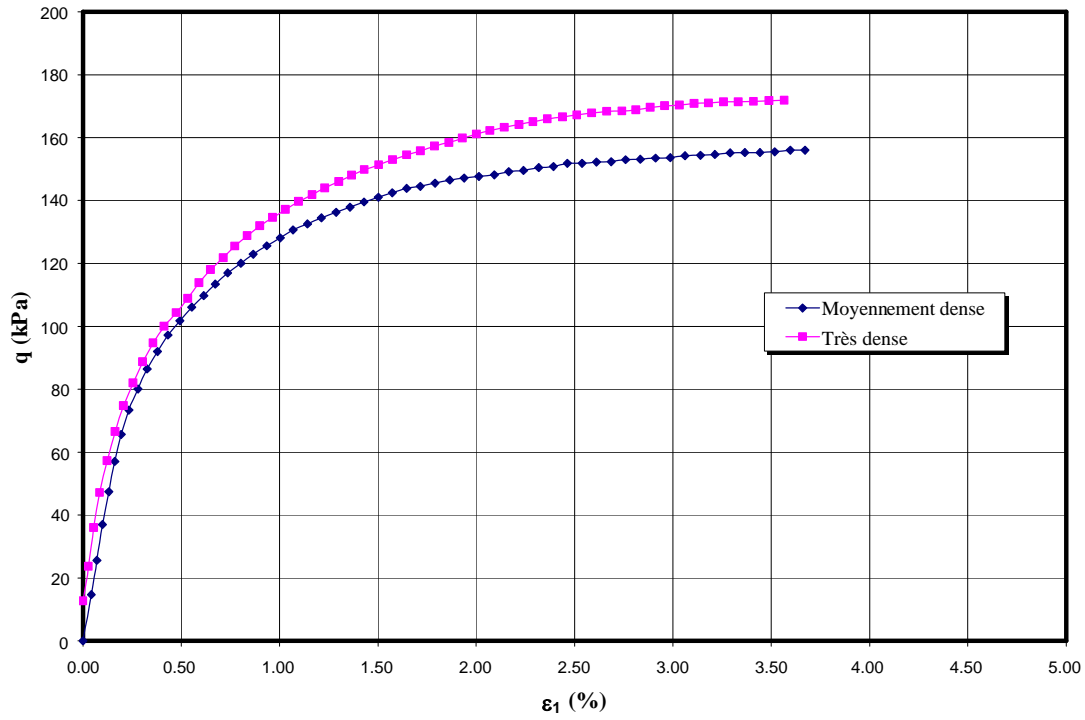


Figure 2.17: Résultats des essais triaxiaux drainés pour ($\sigma_3=50$ kPa).

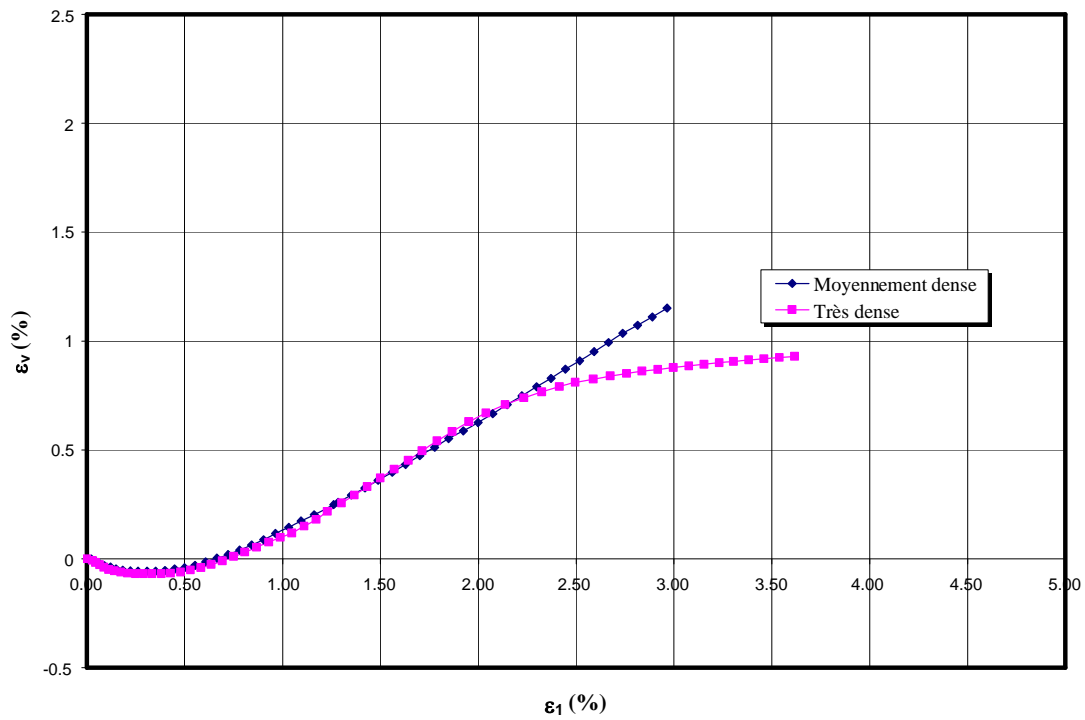
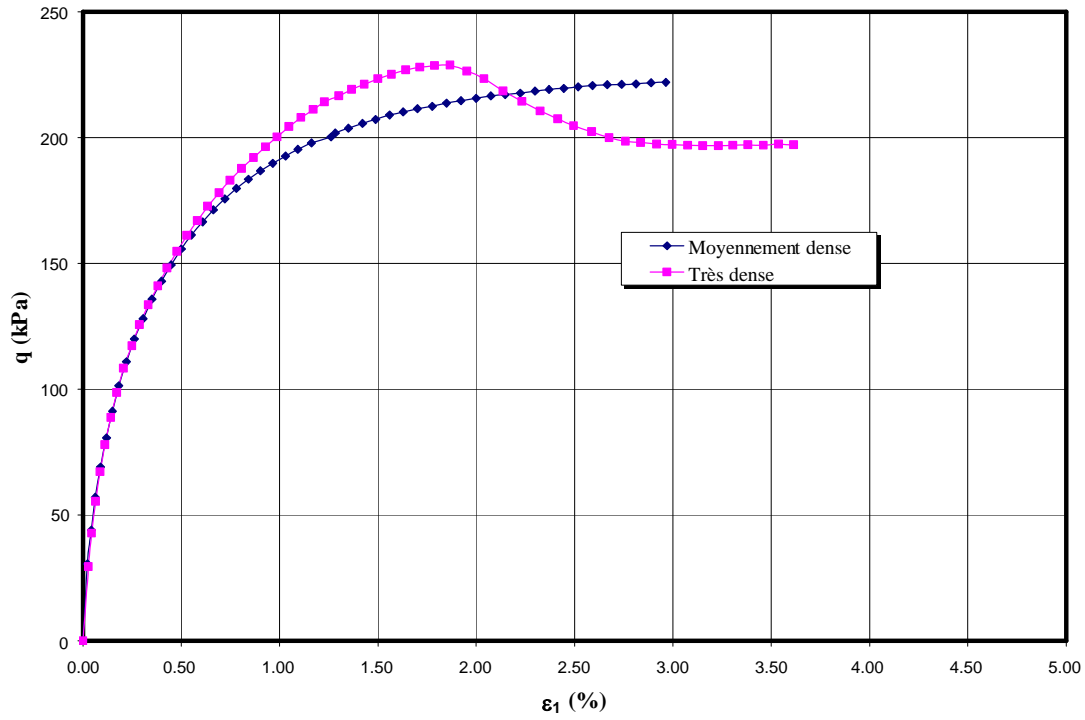


Figure 2.18: Résultats des essais triaxiaux drainés pour ($\sigma_3=75$ kPa).

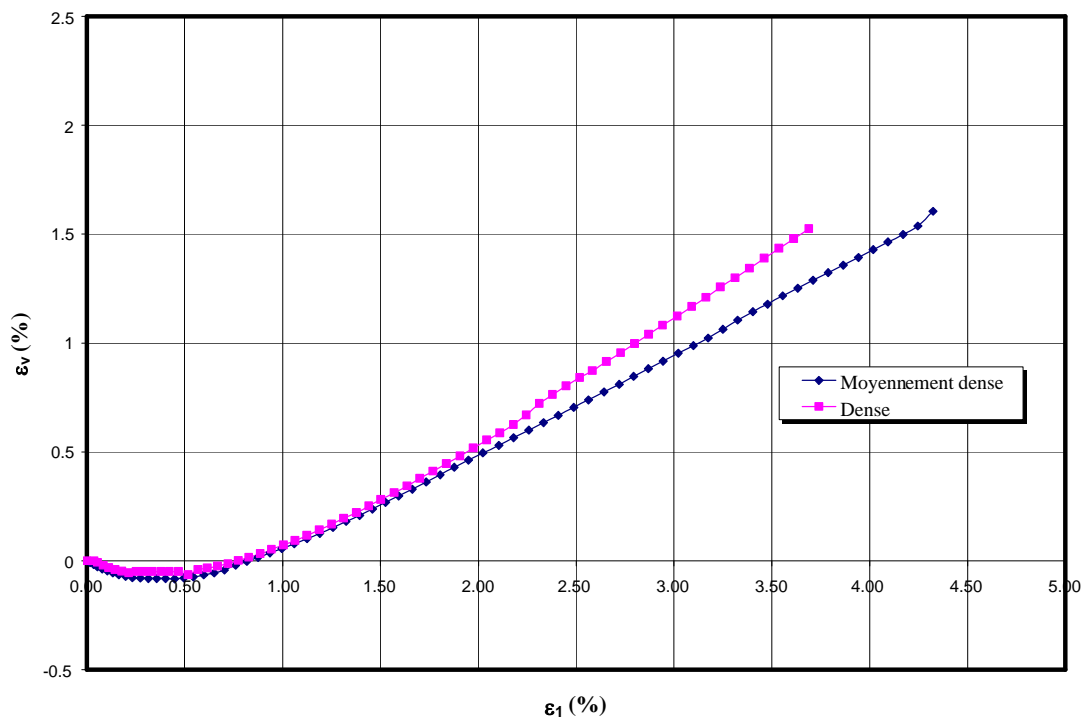
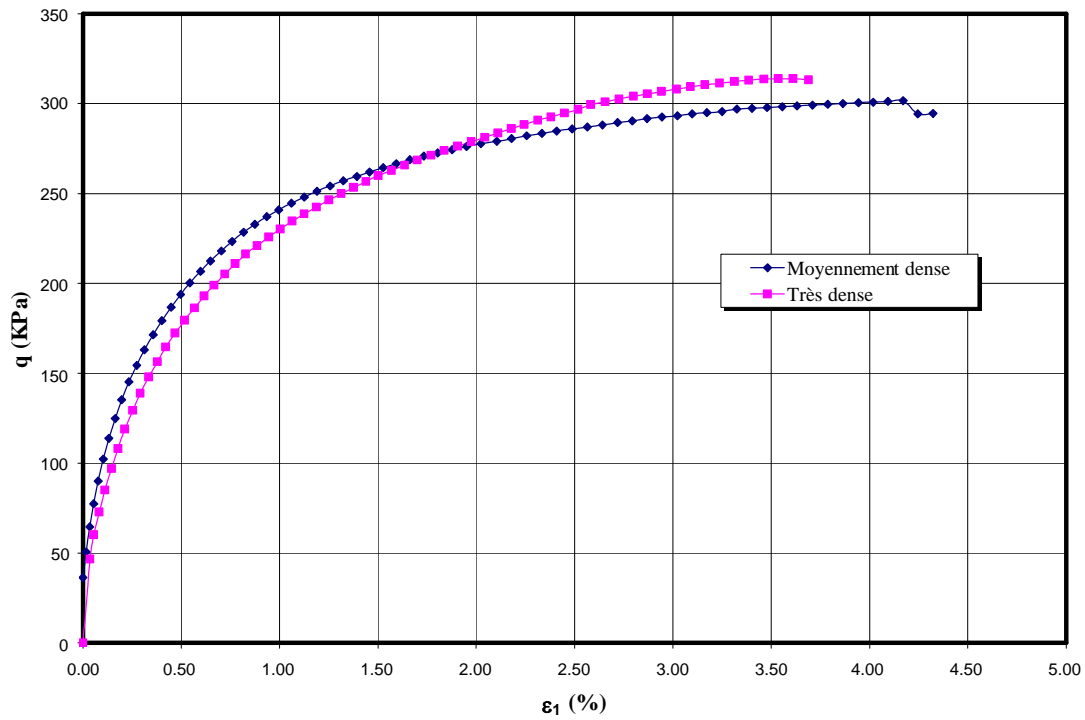


Figure 2.19: Résultats des essais triaxiaux drainés pour ($\sigma_3=100$ kPa).

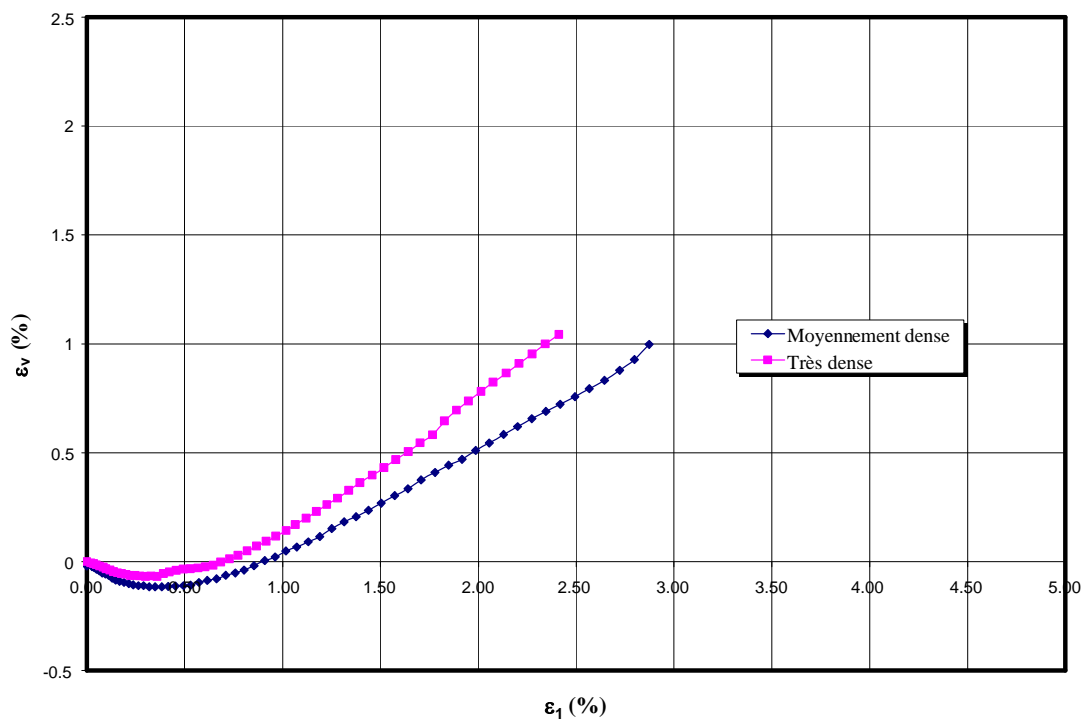
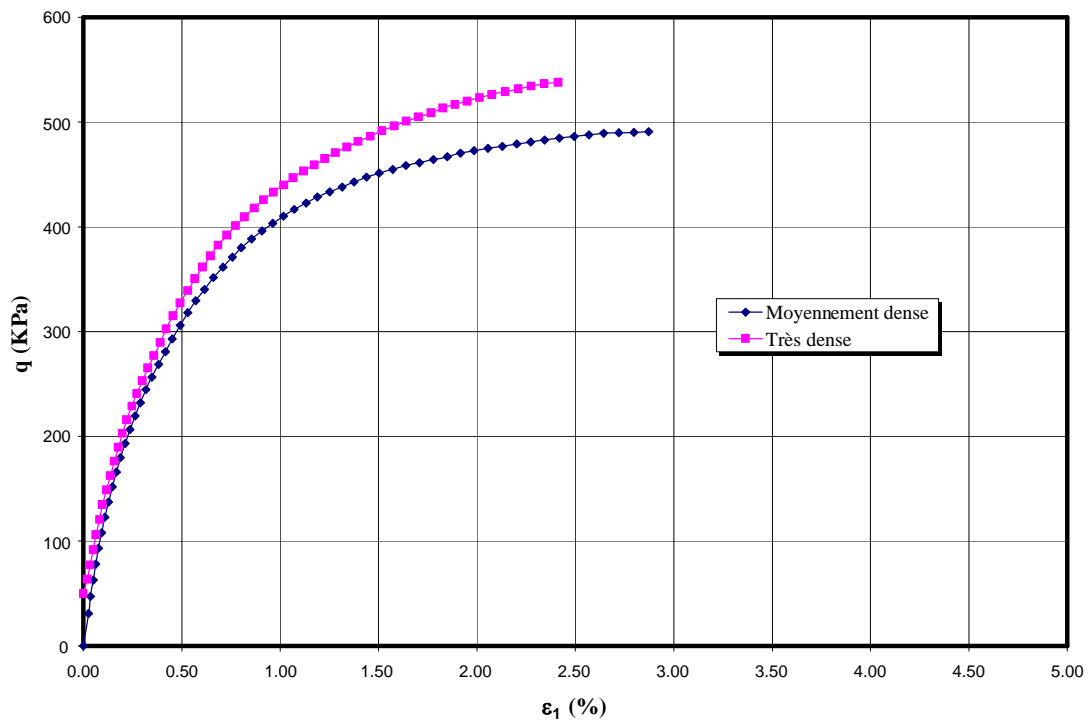


Figure 2.20: Résultats des essais triaxiaux drainés pour ($\sigma_3=150$ kPa).

2.5.2.1 Discussion des résultats d'essais

Les courbes de cisaillement de la figure 2.8a ne présentent pas de pic, mais tendent vers une asymptote. Elles caractérisent le comportement typique des sables moyennement denses, dont la résistance au cisaillement est définie par le déviateur des contraintes ultime $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$. Les courbes de déformation volumique correspondantes (figure 2.8b) présentent une contractance initiale ($\Delta V/V < 0$) suivie assez rapidement d'une phase de dilatance ($\Delta V/V > 0$) assez marquée. Les chemins de contraintes correspondants (figure 2.8c) sont des droites de pente 1/3 confirmant le comportement drainé des éprouvettes au cours des essais.

Les courbes de cisaillement de la figure 2.9a présentent des pics, mais curieusement assez peu marqués ; la résistance au cisaillement correspondante étant définie par le déviateur des contraintes maximum $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$. Les courbes de déformation volumique (figure 2.9b) et les chemins de contraintes (figure 2.9c) correspondants font appel aux mêmes remarques que précédemment. On note que la résistance au cisaillement maximale du sable augmente avec la contrainte de confinement avec des courbes de mobilisation pratiquement homothétiques.

Les figures 2.10 à 2.14 montrent que la résistance au cisaillement du sable augmente avec la densité, tandis que sa déformabilité diminue. Un sable dense présente donc des caractéristiques de résistance et de déformabilité meilleures que celles d'un sable lâche.

2.5.2.2 Détermination des caractéristiques élastiques

Il s'agit du module d'Young E , du coefficient du Poisson ν et du déviateur des contraintes maximum $q_{max} = (\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$.

Le module d'Young E est évalué à partir de la pente initiale de la courbe de cisaillement (q, ε_1). Cependant, comme les mesures sont ponctuelles (correspondant à des intervalles de temps définis par l'expérimentateur), le module d'Young ne peut être déterminé que conventionnellement : c'est soit $E_{0.2}$ défini par la droite passant par le point correspondant à 0.2 % de déformation axiale (figure 2.15a), soit E_{50} défini par la pente de la droite passant par le point correspondant à 50 % de la contrainte de rupture du sable (figure 2.15 b).

Le coefficient du Poisson ν est évalué à partir de la pente initiale de la courbe de déformation volumique ($\varepsilon_v, \varepsilon_1$), à l'aide de la formule suivante :

$$\nu = \frac{1}{2} \left(\frac{d\varepsilon_v}{d\varepsilon_1} - 1 \right)$$

Le déviateur des contraintes maximum est défini par la contrainte au cisaillement au pic (déviateur à la rupture) ou par la contrainte au cisaillement correspondant à une déformation conventionnelle donnée (déviateur ultime).

L'ensemble des valeurs obtenues est présenté dans le tableau 2.3 ; les résultats détaillés étant présentés en annexe A1.

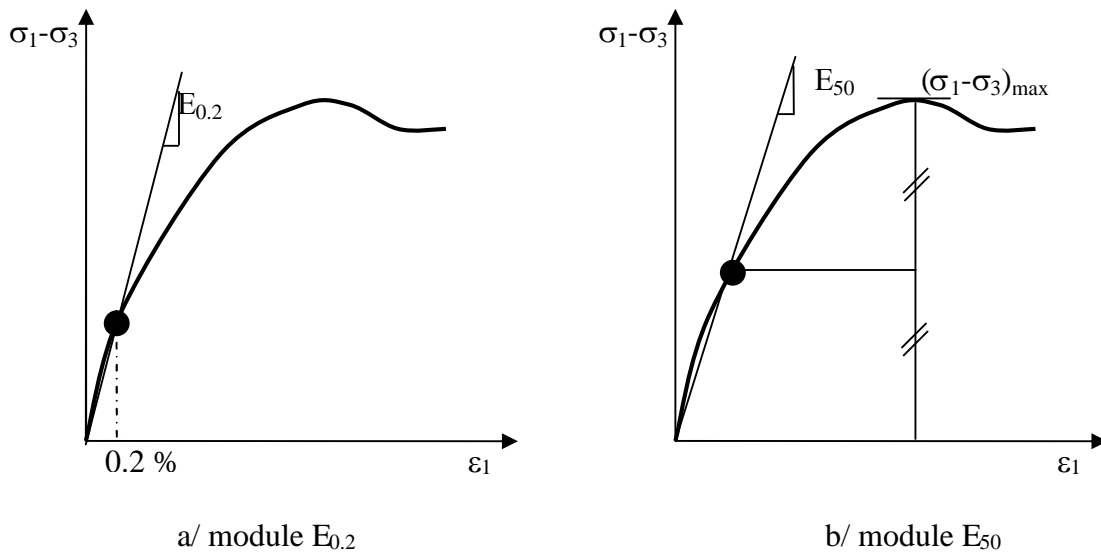


Figure 2.21: Détermination expérimentale du module d'Young à partir des courbes expérimentales.

Tableau 2.3: Valeurs des caractéristiques élastiques.

Essai	σ_3 (kPa)	$E_{0.2}$ (MPa)	E_{50} (MPa)	ν	$q_{\max}=(\sigma_1-\sigma_3)_{\max}$ (kPa)
CID1MD	35	22.27	18.41	0.26	118.1
CID2MD	50	31.47	28.74	0.33	157.1
CID3MD	75	50.122	50.122	0.36	225.3
CID4MD	100	62.32	51.295	0.31	305.3
CID5MD	150	90.62	76.707	0.26	496.0
Moyenne		51.36	45.05	0.3	-
CID1TD	35	28.687	17.973	0.26	130.9
CID2TD	50	29.797	28.192	0.29	173.8
CID3TD	75	47.088	37.253	0.33	228.7
CID4TD	100	55.763	41.32	0.35	313.8
CID5TD	150	97.56	80.627	0.32	537.8
Moyenne		51.78	41.07	0.31	-

2.5.2.3 Détermination des caractéristiques de déformation volumique

Il s'agit de l'angle caractéristique φ_c et de l'angle de dilatance ψ . L'évaluation de ces deux paramètres est importante puisqu'ils permettent de quantifier les taux de contractance et de dilatance des sables ; le caractère contractant ou dilatant d'un sable ayant une influence déterminante sur son interaction avec les ouvrages (comportement de l'interface sol-fondation ou sol-inclusion pour les massifs renforcés).

L'angle caractéristique φ_c est déterminé à partir de la courbe de déformation volumique au point de pente nulle (point le plus bas de la courbe).

L'angle de dilatance ψ est évalué à partir de la partie quasi-linéaire de la courbe de dilatance, à l'aide de la relation suivante :

$$\psi = \arcsin\left(\frac{d\varepsilon_v / d\varepsilon_1}{2 + d\varepsilon_v / d\varepsilon_1}\right)$$

L'ensemble des valeurs obtenues est présenté dans le tableau 2.4 ; les résultats détaillés étant présentés en annexe A1.

Tableau 2.4: Valeurs des caractéristiques de déformation volumique.

Essai	σ_3 (kPa)	φ_c (°)	ψ (°)
CID1MD	35	19	10.66
CID2MD	50	14	11.65
CID3MD	75	12	11.65
CID4MD	100	13	10.99
CID5MD	150	18	11.32
Moyenne		15.2	11.25
CID1TD	35	15	12.6
CID2TD	50	13	13.22
CID3TD	75	11	11.97
CID4TD	100	9	11.97
CID5TD	150	12	12.29
Moyenne		12	12.41

On note un sable plus contractant et moins dilatant à l'état moyennement dense qu'à l'état très dense.

2.5.2.4 Détermination des caractéristiques de cisaillement et de rupture

Il s'agit de la cohésion c , de l'angle de frottement interne au pic φ_{pic} (correspondant au maximum de la résistance au cisaillement) et de l'angle de frottement interne résiduel $\varphi_{\text{rés}}$ (correspondant à la résistance au cisaillement aux grandes déformations) ; la cohésion des sables étant nulle. Dans le cas présent, la rupture a été obtenue à moins de 5 % de déformation axiale, les angles de frottement au pic et résiduel sont confondus.

L'angle de frottement interne φ est évalué à partir de la droite d'état critique constituée par les points de rupture (ou points critiques) correspondant aux points maximum des chemins de contraintes suivis au cours du cisaillement, à l'aide de la relation suivante :

$$\varphi = \arcsin\left(\frac{3M}{6+M}\right)$$

où M désigne la pente de la droite d'état critique (figure 2.16), soit donc :

- $\varphi = 38^\circ$ pour le sable moyennement dense ;
- $\varphi = 39^\circ$ pour le sable très dense.

2.6 CONCLUSION

Les résultats expérimentaux obtenus sur le sable de dune de Boussaâda confirment l'essentiel des connaissances acquises sur le comportement des sables (sables de rivières et sables de plages). Ils montrent par ailleurs que les paramètres de comportement de ce sable sont largement influencés par les conditions initiales de compacité dans lesquelles il se trouve et les contraintes de confinement auxquelles il est soumis.

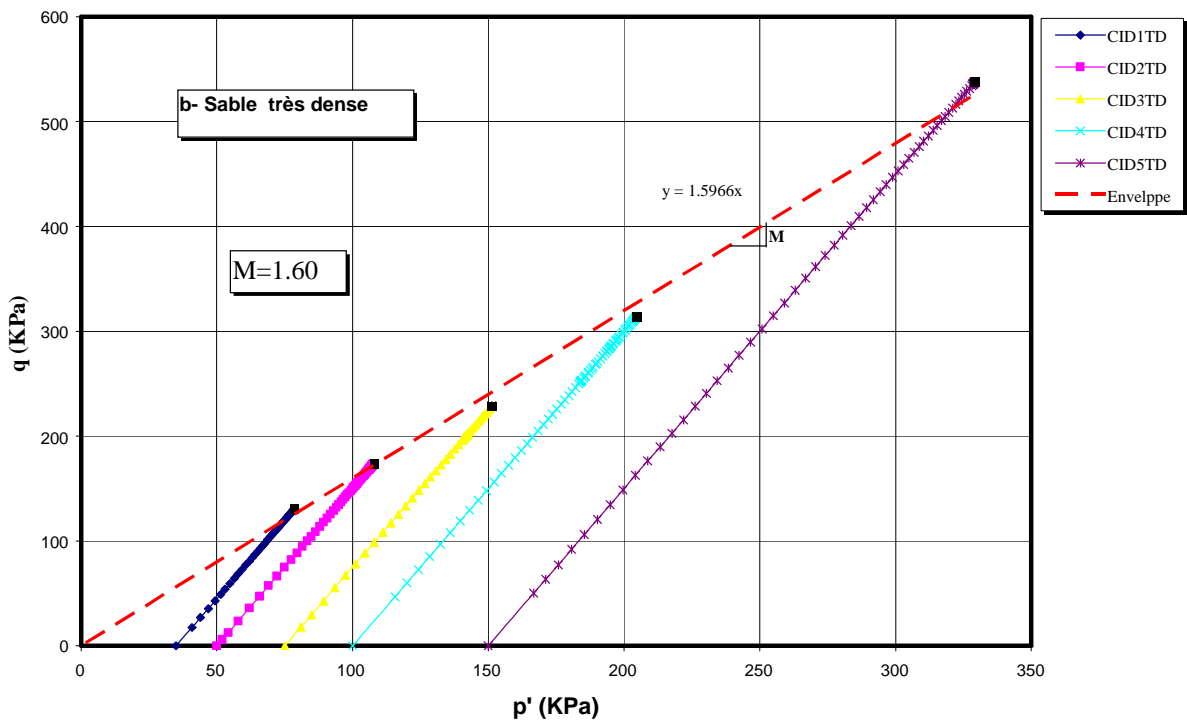
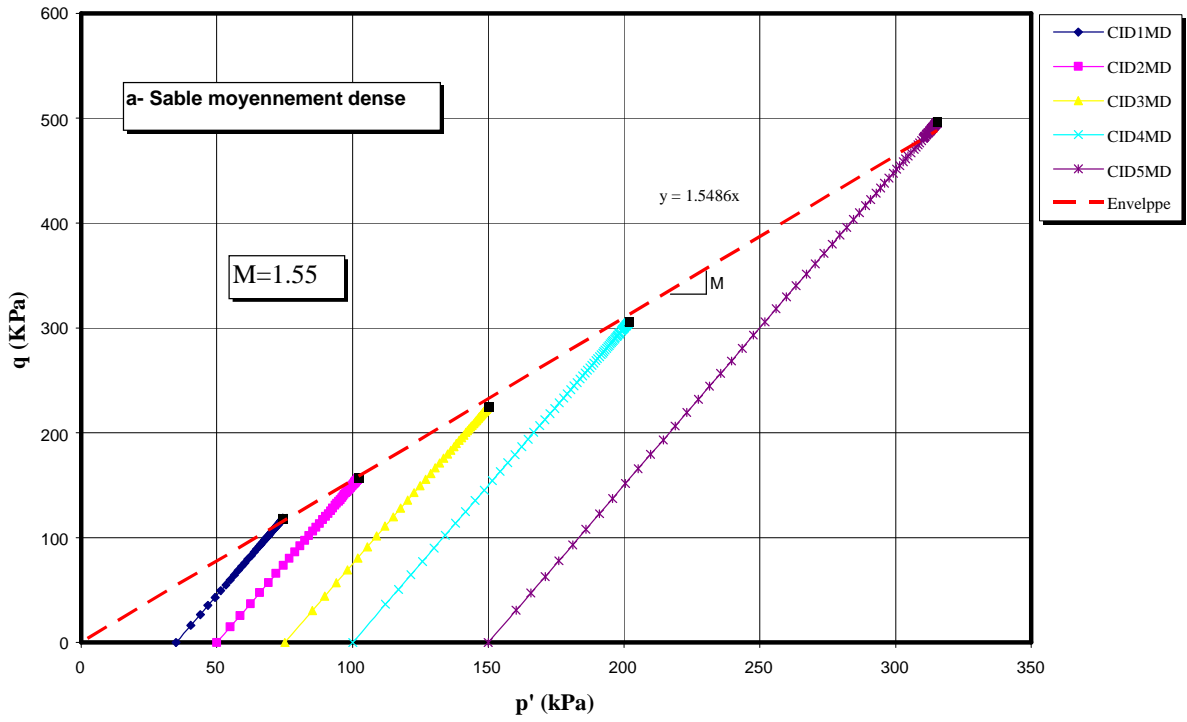


Figure 2.22: Détermination de l'angle de frottement interne ϕ du sable de Boussaâda.

CHAPITRE TROIS

VALIDATION DES MODELES HYPERBOLIQUES

3.1 INTRODUCTION

Diverses formulations mathématiques ont été proposées pour caractériser le comportement des sables. Ces formulations, basées sur une représentation entre les accroissements des contraintes et les accroissements des déformations, sont effectuées dans le cadre de la mécanique des milieux continus et s'appuient sur des données expérimentales acquises à partir d'essais usuels de laboratoire. Cependant, en raison de la variabilité dans l'espace et dans le temps des propriétés géotechniques des massifs en place, rares sont les formulations dont la validité expérimentale serait complète. Le modèle élastique non linéaire de type hyperbolique (modèle de Duncan et al., 1980) et le modèle élastoplastique de type hyperbolique (modèle de Schanz et al., 1999) sont deux exemples types de modèles de comportement des sables complètement identifiables uniquement sur des essais triaxiaux classiques. On rappellera que ces deux modèles, caractérisés par un critère de rupture de type Mohr-Coulomb, ont été développés pour décrire le comportement des sols pour lesquels l'état des contraintes dépend de l'état actuel des déformations et du chemin de contraintes suivi, mais le temps n'intervient pas de façon explicite.

Ce chapitre a pour objet de valider ces deux modèles hyperboliques à partir des données expérimentales acquises sur le sable de dune de Boussaâda au moyen d'essais triaxiaux de cisaillement drainés en vue de leur application au calcul des fondations ancrées sur ce type de sol. On décrit, pour chaque modèle, d'abord l'approche expérimentale suivie dans la détermination de leurs paramètres. On présente et discute ensuite les principaux résultats de simulation numérique effectuée à l'aide du programme SIMSOL pour le modèle de Duncan et al. (1980) et à l'aide du code PLAXIS pour le modèle de Schanz et al. (1999) appelé modèle HSM (Hardening-soil model). On présente enfin les résultats d'une étude de sensibilité aux paramètres constitutifs de chacun des deux modèles considérés.

3.2 OUTILS NUMERIQUES UTILISES

Les progrès récents réalisés dans les domaines de l'informatique et du calcul numérique ont permis de développer des outils numériques de calcul sur ordinateurs dont la performance se mesure à la taille du logiciel utilisé (logiciels de simulation des essais, codes de calcul des structures). Deux outils numériques ont été mis en œuvre dans cette étude : le programme SIMSOL et le code PLAXIS, dont une description sommaire est donnée ci-après.

3.2.1 Le programme SIMSOL

Le programme SIMSOL est dédié à la simulation du comportement non linéaire des sols fins sous sollicitations homogènes et dans lequel est implémenté, entre autres, le modèle hyperbolique de Duncan et al. (1980). Ce logiciel, exécutable sur tout micro-ordinateur IBM-PC doté du système MS-DOS, permet d'intégrer pas à pas les équations différentielles décrivant, pour un modèle de comportement donné, la réponse d'une éprouvette cylindrique de sol sous sollicitations triaxiales imposées. Les données des calculs concernent essentiellement les paramètres du modèle considéré, le type du chemin de contraintes (ou de déformations) à suivre et le chargement à appliquer. Les résultats des calculs sont sauvegardés dans des fichiers éditables sous Excel ou un autre tableur compatible.

Une description détaillée de ce logiciel (organigramme, mise en œuvre et validation) est donnée par Ladjal (2004) auquel le lecteur intéressé pourra s'y reporter.

3.2.2 Le code PLAXIS

Le code PLAXIS est un logiciel de calcul par éléments finis des ouvrages géotechniques (fondations, tunnels et autres ouvrages souterrains, remblais, soutènements, etc.) dans lequel est implémenté, entre autres, le modèle HSM (modèle de Schanz et al., 1999). Ce logiciel exécutable sous Windows, comporte une interface graphique permettant, pour un modèle géométrique donné, de générer un maillage d'éléments finis (triangles à 6 nœuds ou à 15 nœuds selon la précision recherchée), d'effectuer les calculs plans ou axisymétriques pour le modèle de comportement considéré et d'éditer les résultats obtenus sous forme graphique (courbes) ou numérique (tableaux) en vue de leur analyse.

Une description détaillée de ce logiciel est donnée dans les manuels de référence d'utilisation et de développement qui l'accompagnent auxquels le lecteur intéressé pourra s'y reporter.

3.3 DETERMINATION DES VALEURS DES PARAMETRES MECANIQUES

3.3.1 Paramètres d'élasticité linéaire isotrope

Il s'agit du module d'Young E et du coefficient de Poisson ν . Ces deux paramètres ont été estimés à :

- pour le sable moyennement dense :
 $E=51.4 \text{ MPa}$
 $\nu= 0.3$
- pour le sable très dense :
 $E=51.8 \text{ MPa}$
 $\nu= 0.31$

3.3.2 Paramètres du modèle de Duncan et al. (1980)

Ils sont au nombre de neuf : K_h , K_b , K_{ur} , n , m , R_f , c' , ϕ' et p_a .

- Paramètres K_h , K_{ur} et n

Ces paramètres ont été déterminés en deux étapes. On a d'abord cherché les valeurs du module d'Young initial E_i et le déviateur des contraintes ultime $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ pour chaque essai triaxial de cisaillement drainé exécuté (tableau 3.1). On a reporté ensuite ces valeurs sur le diagramme de la figure 3.1 et déterminé l'ordonnée à l'origine K_h et la pente n de la droite moyenne correspondante.

Tableau 3.5: Valeurs du module tangent initial E_i et du déviateur de contraintes à la rupture $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$.

Essai	σ_3 (kPa)	E_i (MPa)	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ (kPa)
CID1MD	35	22.3	118.1
CID2MD	50	31.5	157.1
CID3MD	75	50.1	225.3
CID4MD	100	62.3	305.5
CID5MD	150	90.6	496.0
CID1TD	35	28.7	130.9
CID2TD	50	29.8	173.8
CID3TD	75	47.1	228.7
CID4TD	100	55.8	313.8
CID5TD	150	97.6	537.8

Les valeurs de K_{ur} étant voisines de celles de K_h , on en a déduit donc ce qui suit :

- pour le sable moyennement dense :

$$K_h = 625$$

$$K_{ur} = 625$$

$$n = 0.97$$

- pour le sable très dense :

$$K_h = 614$$

$$K_{ur} = 614$$

$$n = 0.86$$

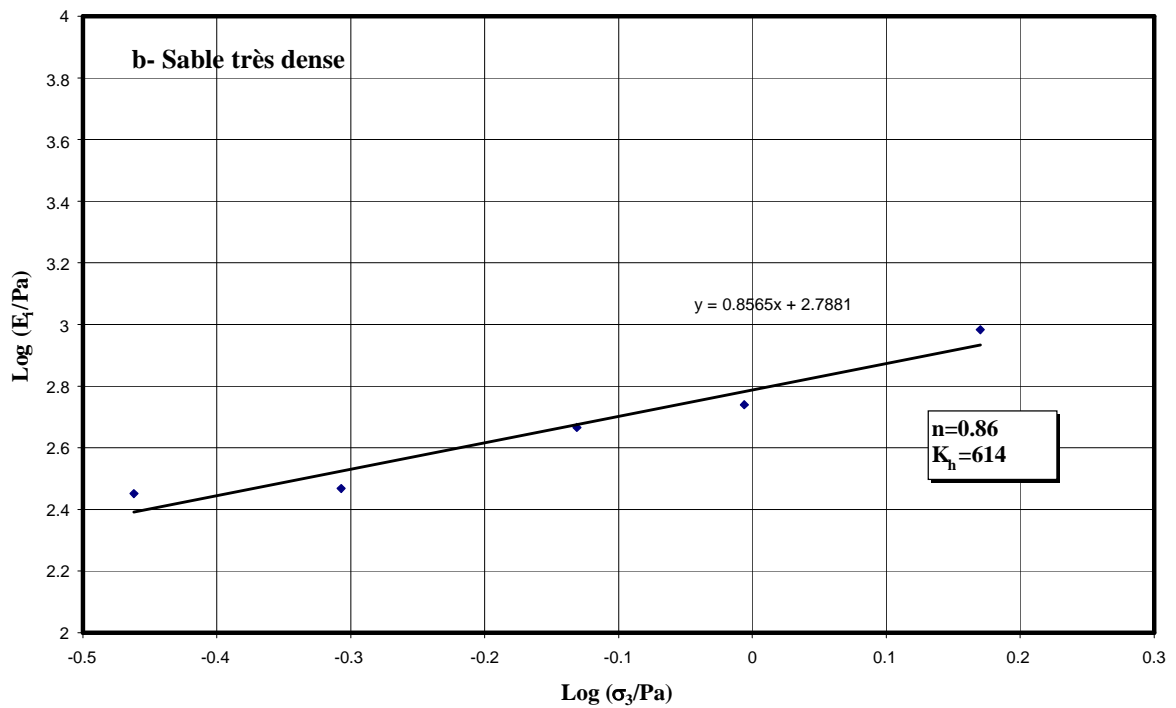
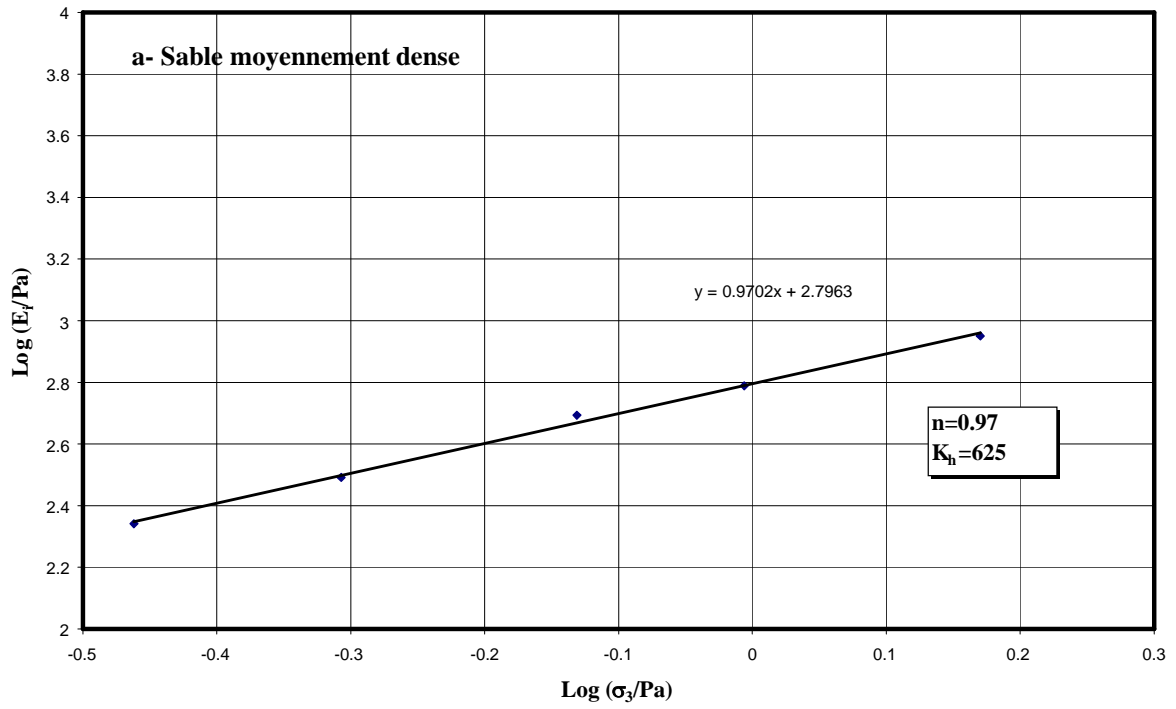


Figure 3.23: Détermination de K_h et n .

- Paramètres K_b et m

Ils ont été déterminés en deux étapes. On a d'abord cherché les valeurs du module de compressibilité volumique initial K_i pour chaque essai triaxial de cisaillement drainé exécuté (tableau 3.2). On a reporté ensuite ces valeurs sur le diagramme de la figure 3.2 et déterminé l'ordonnée à l'origine K_b et la pente m de la droite moyenne correspondante.

Tableau 3.6: Valeurs du module de compressibilité volumique initial K_i .

Essai	σ_3 (kPa)	K_i (kPa)
CID1MD	35	230,1
CID2MD	50	355,5
CID3MD	75	523,6
CID4MD	100	880,8
CID5MD	150	1734,4
CID1TD	35	317,2
CID2TD	50	539,3
CID3TD	75	1974,2
CID4TD	100	1936,6
CID5TD	150	1878,8

On en a déduit :

- pour le sable moyennement dense :
 $K_b = 9.09$
 $m = 1.37$
- pour le sable très dense :
 $K_b = 16.25$
 $m = 1.35$

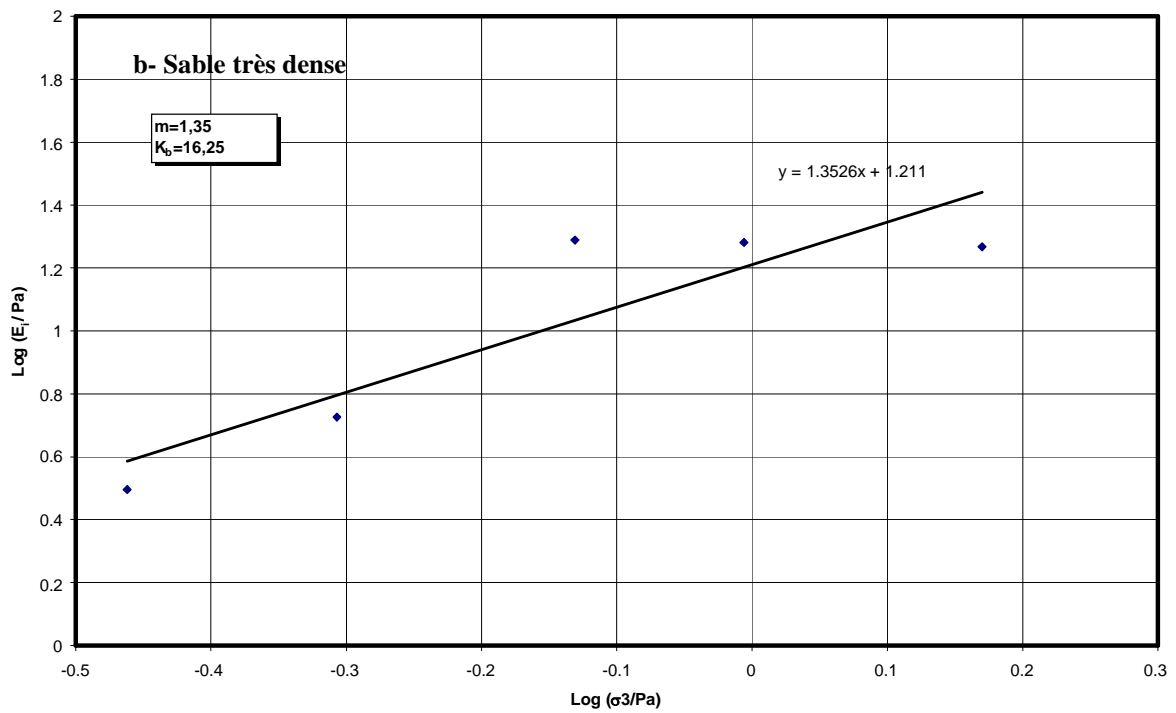
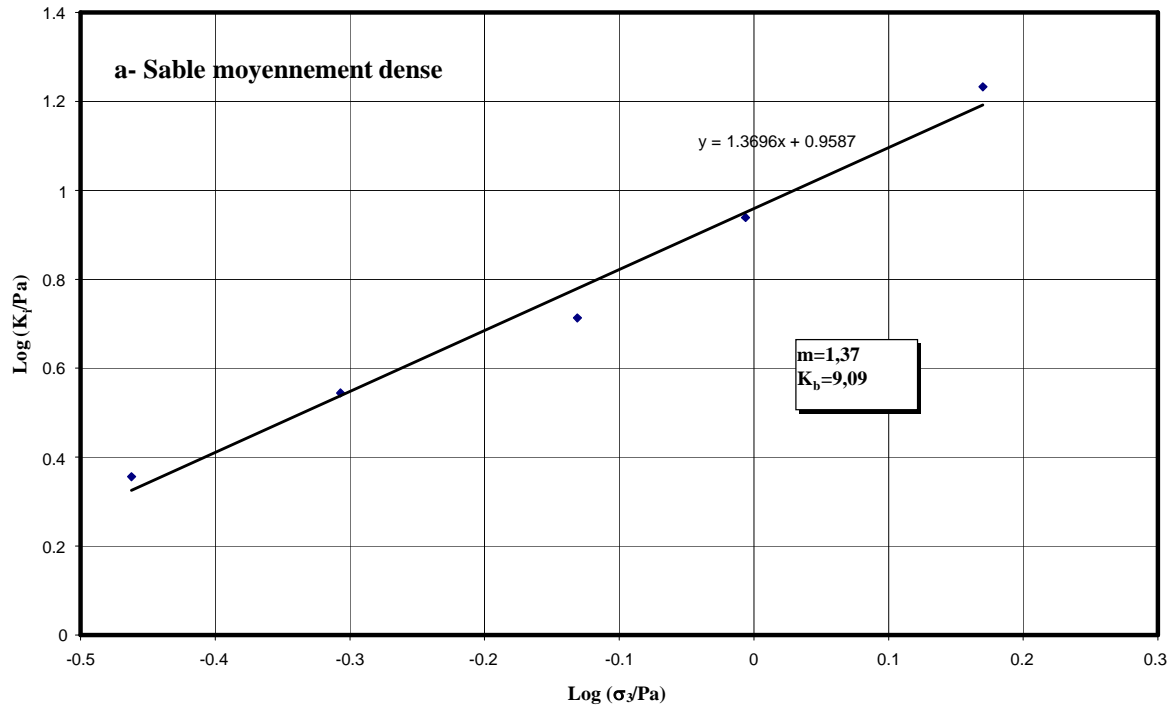


Figure 3.24: Valeurs de K_b et m .

- **Paramètre R_f**

Le tableau 3.3 donne les valeurs de R_f pour chaque essai triaxial de cisaillement drainé exécuté.

Tableau 3.7: Détermination de R_f .

Essai	σ_3 (kPa)	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ (kPa)	$(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ (kPa)	R_f
CID35MD1	35	118.1	112.1	0.95
CID50MD1	50	157.1	160.2	1.02
CID75MD1	75	225.3	240.3	1.07
CID100MD2	100	305.5	320.4	1.05
CID150MD1	150	496.0	480.6	0.97
Moyenne				1.00
CID35D1	35	130.9	118.8	0.91
CID50D1	50	173.8	169.8	0.98
CID75D1	75	228.7	254.7	1.11
CID100D1	100	313.8	339.6	1.08
CID150D1	150	537.8	509.3	0.95
Moyenne				1.00

D'où les valeurs suivantes :

- pour le sable moyennement dense :
 $R_f = 1.0$
- pour le sable très dense :
 $R_f = 1.0$

- **Paramètres c' , φ' et p_a**

Le critère de Mohr-Coulomb donne pour chaque essai triaxial de cisaillement drainé exécuté les valeurs suivantes des paramètres de cisaillement :

- pour le sable moyennement dense :
 $c' = 0$
 $\varphi = 38^\circ$
- pour le sable très dense :
 $c' = 0$
 $\varphi' = 39^\circ$

Le paramètre p_a défini comme une pression de référence, on l'identifie à la pression atmosphérique $p_a = 101.4$ kPa.

3.3.3 Paramètres du modèle HSM

Ils sont au nombre de six : E_{50}^{ref} , m , E_{oed}^{ref} , c' , ϕ' et ψ

- Paramètres E_{50}^{ref} et m

Le paramètre E_{50}^{ref} est défini dans le code PLAXIS par le module d'Young E_{50} correspondant à la contrainte de confinement de référence $\sigma_{réf} = 100$ kPa. Soit donc les valeurs suivantes :

– pour le sable moyennement dense :

$$E_{50}^{ref} = 51.3 \text{ MPa}$$

– pour le sable très dense :

$$E_{50}^{ref} = 41.3 \text{ MPa}$$

Le paramètre m est, selon le code PLAXIS, égal pour les sables à :

$$m=0.5$$

- Paramètre E_{oed}^{ref}

Le module oedométrique est défini en fonction du module d'Young E et du coefficient de Poisson ν à partir de la relation suivante :

$$E_{oed} = \frac{(1-\nu)E}{(1-2\nu)(1+\nu)}$$

Le tableau 3.4 donne les valeurs de E_{oed} pour chaque essai triaxial de cisaillement drainé exécuté.

Tableau 3.8: Valeurs de E_{oed}^{ref} .

Essai	σ_3 (kPa)	E (MPa)	ν	E_{oed}^{ref} (MPa)
CID1MD	35	22.3	0.26	27.3
CID2MD	50	31.5	0.33	46.6
CID3MD	75	50.1	0.36	84.2
CID4MD	100	62.3	0.31	86.4
CID5MD	150	90.6	0.26	110.8
Moyenne		51.4	0.30	71.1
CID1TD	35	28.7	0.26	35.1
CID2TD	50	29.8	0.29	39.0
CID3TD	75	47.1	0.33	69.8
CID4TD	100	55.8	0.35	89.5
CID5TD	150	97.6	0.32	139.6
Moyenne		51.8	0.31	74.6

D'où les valeurs suivantes du paramètre E_{oed}^{ref}

- pour le sable moyennement dense :

$$E_{oed}^{ref} = 71.1 \text{ MPa}$$

- pour le sable très dense :

$$E_{oed}^{ref} = 74.6 \text{ MPa}$$

- **Paramètres c' , φ' et ψ**

Les valeurs des paramètres de cisaillement respectant le critère de Mohr-Coulomb sont les suivantes :

- pour le sable moyennement dense :

$$c' = 0$$

$$\varphi' = 38^\circ$$

- pour le sable très dense :

$$c' = 0$$

$$\varphi' = 39^\circ$$

Toutefois, pour des raisons de calcul numérique, on retient pour la cohésion la valeur recommandée pour le code PLAXIS ($c' > 0.2 \text{ kPa}$) ; soit donc $c' = 1 \text{ kPa}$.

L'angle de dilatance ψ est défini dans le code PLAXIS en fonction de l'angle de frottement interne du sol par la relation suivante :

$$\Psi^\circ = \varphi^\circ - 30$$

Soit donc les valeurs suivantes :

- pour le sable moyennement dense :

$$\psi = 8^\circ$$

- pour le sable très dense :

$$\psi = 9^\circ$$

N.B : Ces valeurs sont légèrement différentes des valeurs déterminées expérimentalement avec une moyenne de $\psi = 12^\circ$.

3.4 SIMULATION DE L'ESSAI TRAXIAL DRAINE

3.4.1 Simulation à l'aide du programme SIMSOL

Les valeurs des paramètres du modèle élastique non linéaire de Duncan et al. (1980) retenues pour la simulation de l'essai triaxial de cisaillement drainé sont regroupées dans le tableau 3.5 pour un programme de simulation identique au programme expérimental (dans lequel les éprouvettes sont soumises aux mêmes contraintes de confinement aussi bien pour le sable moyennement dense que pour le sable très dense).

Tableau 3.9: Valeurs des paramètres du modèle de Duncan et al. (1980).

σ_3 (kPa)	E (MPa)	ν	K_h	K_{ur}	n	K_b	m	R_f	c' (kPa)	ϕ' (°)	p_a (kPa)
Sable moyennement dense											
35	22.3	0.26	625	625	0.97	9.09	1.37	1.00	0	38	101.4
50	31.5	0.33	625	625	0.97	9.09	1.37	1.00	0	38	101.4
75	50.1	0.36	625	625	0.97	9.09	1.37	1.00	0	38	101.4
100	62.3	0.31	625	625	0.97	9.09	1.37	1.00	0	38	101.4
150	90.6	0.26	625	625	0.97	9.09	1.37	1.00	0	38	101.4
Sable très dense											
35	28.7	0.26	614	614	0.86	16.25	1.35	1.00	0	39	101.4
50	29.8	0.29	614	614	0.86	16.25	1.35	1.00	0	39	101.4
75	47.1	0.33	614	614	0.86	16.25	1.35	1.00	0	39	101.4
100	55.8	0.35	614	614	0.86	16.25	1.35	1.00	0	39	101.4
150	97.6	0.32	614	614	0.86	16.25	1.35	1.00	0	39	101.4

3.4.2 Simulation à l'aide du code PLAXIS

Les valeurs des paramètres du modèle élastoplastique avec écrouissage HSM retenues pour la simulation de l'essai triaxial drainé sont regroupés dans le tableau 3.6 pour un programme de simulation identique au programme expérimental (dans lequel les éprouvettes sont soumises aux mêmes contraintes de confinement aussi bien pour le sable moyennement dense que pour le sable très dense).

Tableau 3.10 : Valeurs des paramètres du modèle HSM.

σ_3 (kPa)	E_{50}^{ref} (MPa)	ν	m	E_{oed}^{ref} (kPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)	ψ (°)
Sable moyennement dense							
35	18.4	0.26	0.5	27.3	1	38	8
50	28.7	0.33	0.5	46.6	1	38	8
75	50.1	0.36	0.5	84.2	1	38	8
100	51.3	0.31	0.5	86.4	1	38	8
150	76.7	0.26	0.5	110.8	1	38	8
Sable très dense							
35	18.0	0.26	0.5	35.1	1	39	9
50	28.2	0.29	0.5	39.0	1	39	9
75	37.3	0.33	0.5	69.8	1	39	9
100	41.3	0.35	0.5	89.5	1	39	9
150	80.6	0.32	0.5	139.6	1	39	9

Le modèle géométrique de calcul est constitué d'un cylindre d'élanement 2 (10 cm de diamètre et 20 cm de hauteur), dont on retient juste le quart en raison de la symétrie (figure 3.3).

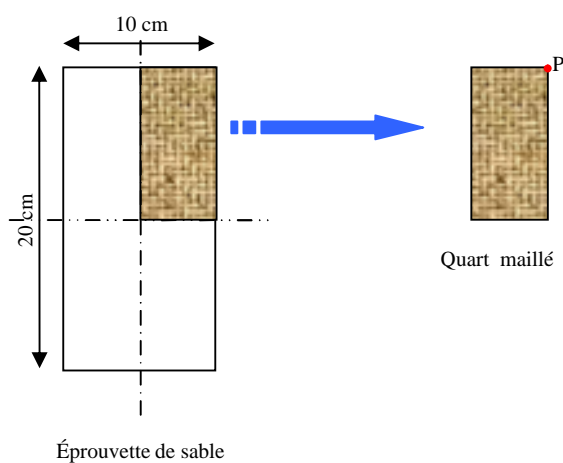


Figure 3.25: Modèle géométrique de calcul.

Le maillage est constitué d'éléments triangulaires à 15 nœuds (figure 3.4a) et les conditions aux limites caractérisées par des frontières supérieure et de droite libres (figure 3.4b) ; les frontières inférieure et de gauche correspondant aux axes de symétrie étant fixes.

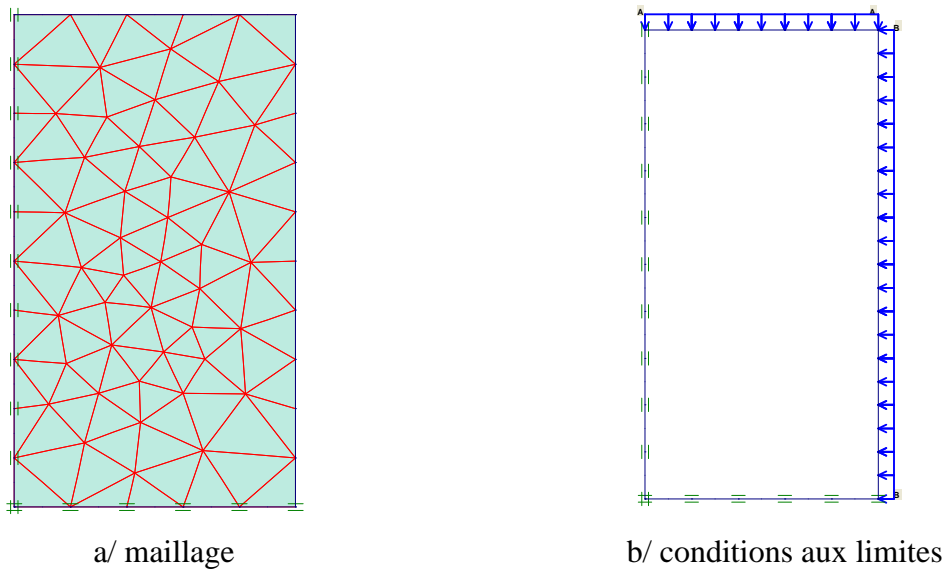


Figure 3.26: Maillage du modèle et conditions aux limites.

- Le chargement du modèle est effectué en deux phases successives (figure 3.5) :
- une phase de mise en confinement par application d’une contrainte isotrope ($\sigma_3 = A = B$) ;
 - une phase de cisaillement par application d’une contrainte axiale croissante ($\sigma_1 = A$) pendant que la contrainte radiale est maintenue constante jusqu’à la rupture ($\sigma_3 = B$).

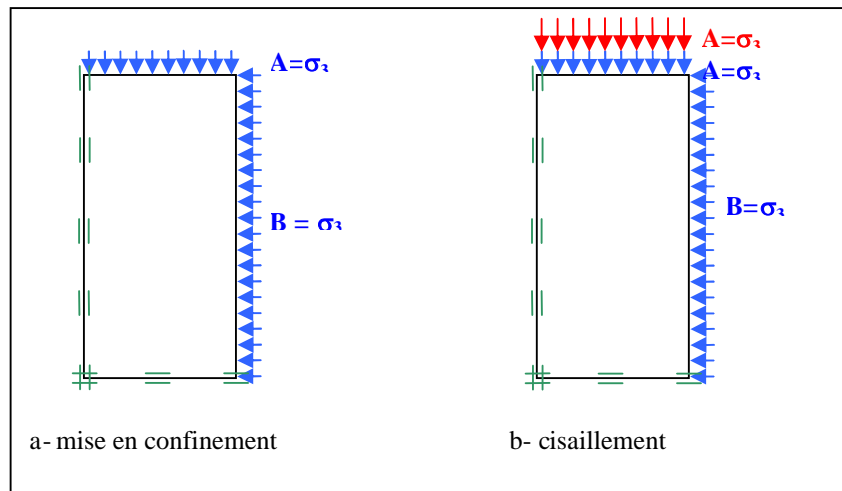


Figure 3.27: Procédure de chargement du modèle.

3.4.3 Présentation des résultats des calculs et discussion

Les figures 3.6a à 3.6e et 3.7a à 3.7e présentent les résultats de simulation de l'essai triaxial drainé pour les sables respectivement moyennement dense et très dense.

Les résultats de cette simulation sont globalement satisfaisants et concordent assez bien avec les résultats expérimentaux aussi bien pour le sable moyennement dense que pour le sable très dense. Toutefois, le modèle HSM semble donner des résultats plus représentatifs du comportement réel du sable que le modèle de Duncan et al. (1980), ceci semble s'expliquer par le comportement dilatant du matériau et par l'existence de déformations plastiques à partir d'un certain seuil de chargement du modèle géométrique. On peut alors penser que les deux modèles peuvent être indifféremment utilisés pour caractériser le comportement des sables soumis à de petites déformations. Tandis que pour les grandes déformations, le modèle HSM semble mieux convenir pour les calculs plastiques. Il présente par ailleurs l'avantage d'être implémenté dans un code de calcul par éléments finis (le code PLAXIS) des ouvrages géotechniques.

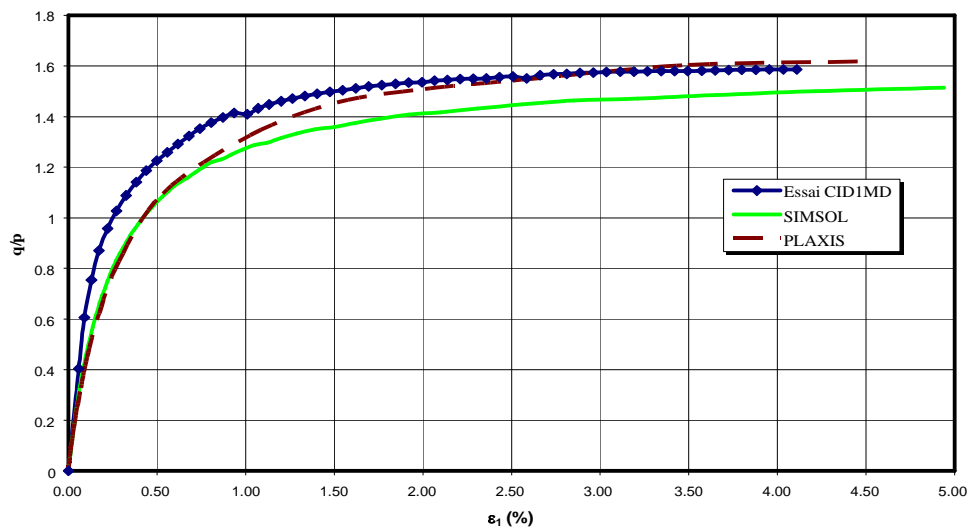
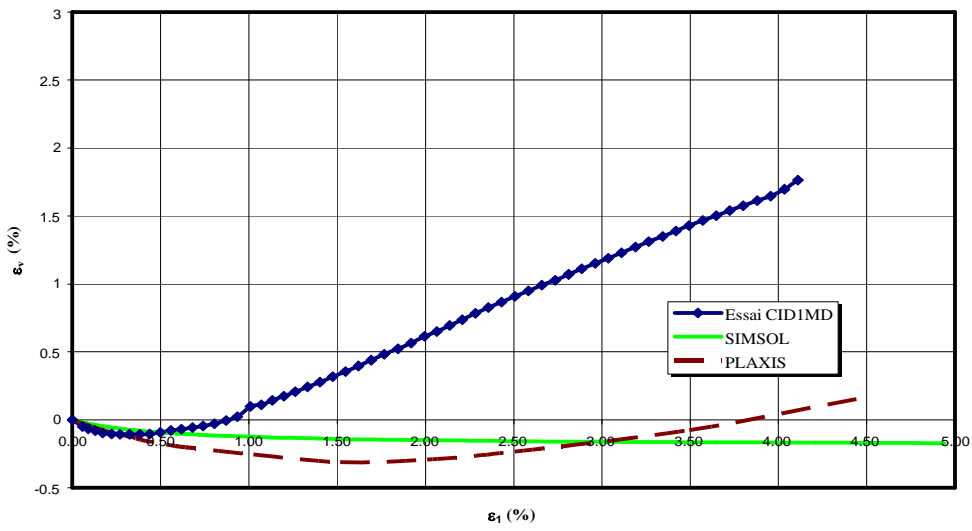
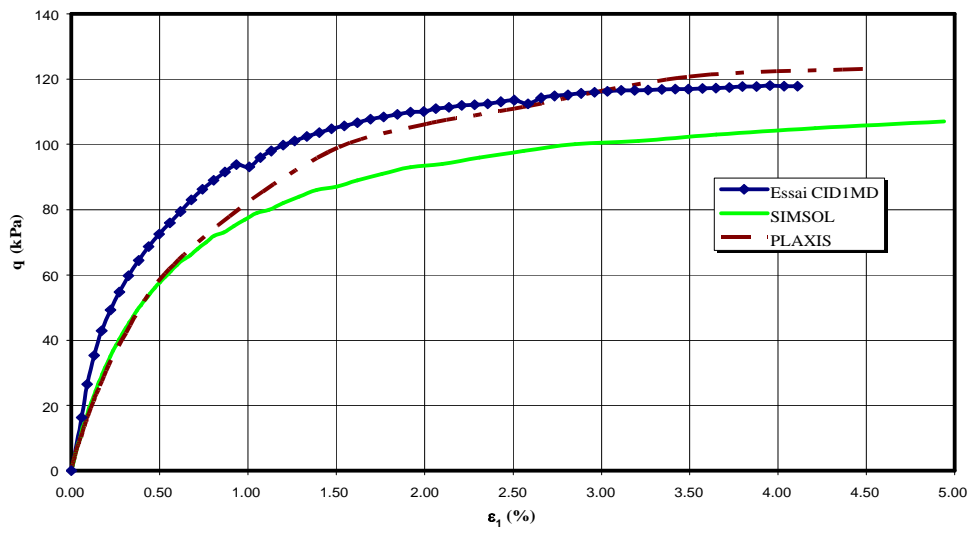


Figure 3.28a: Simulation de l'essai triaxial drainé pour le sable moyennement dense sous $\sigma_3=35$ kPa.

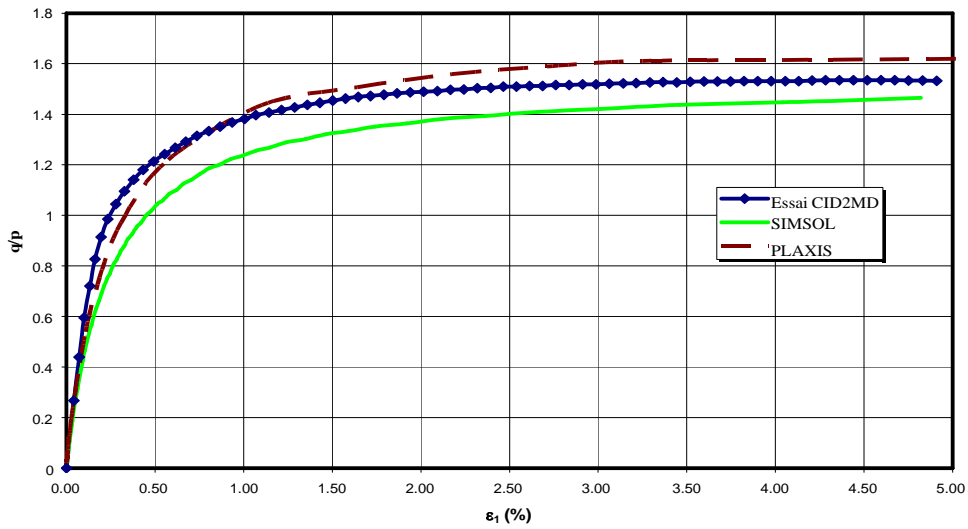
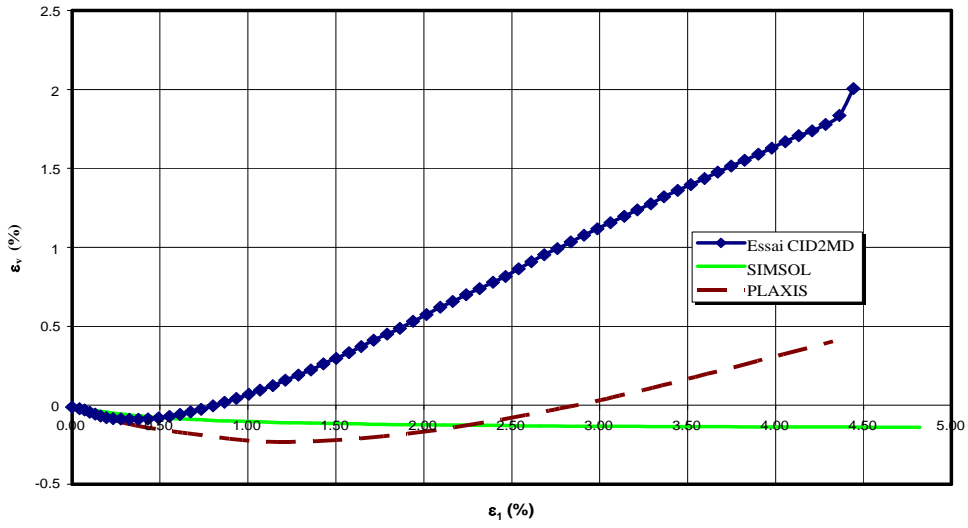
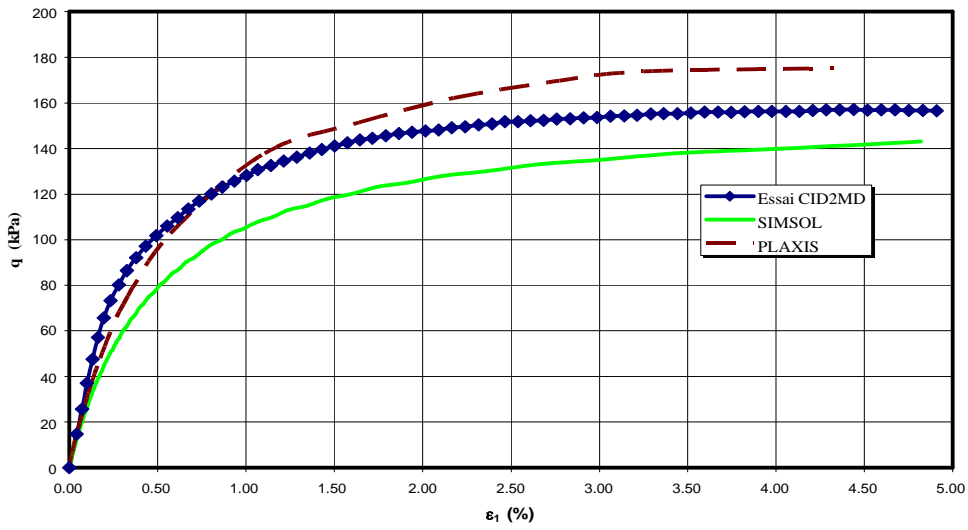


Figure 3.6b: Simulation de l'essai triaxial drainé pour le sable moyennement dense sous $\sigma_3=50$ kPa.

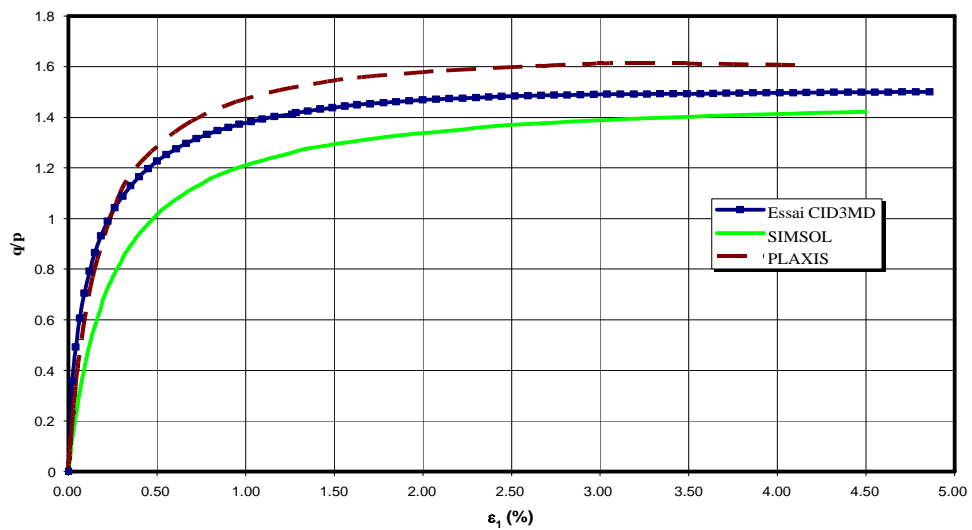
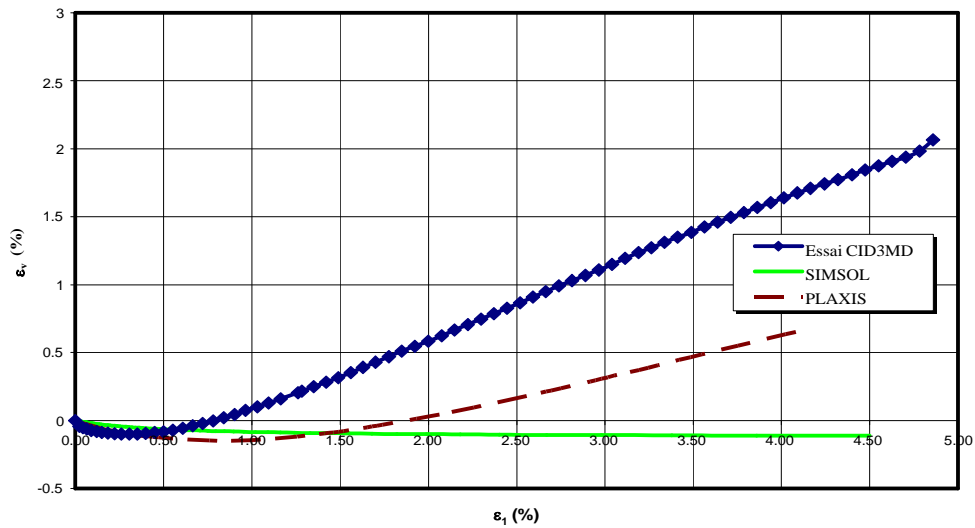
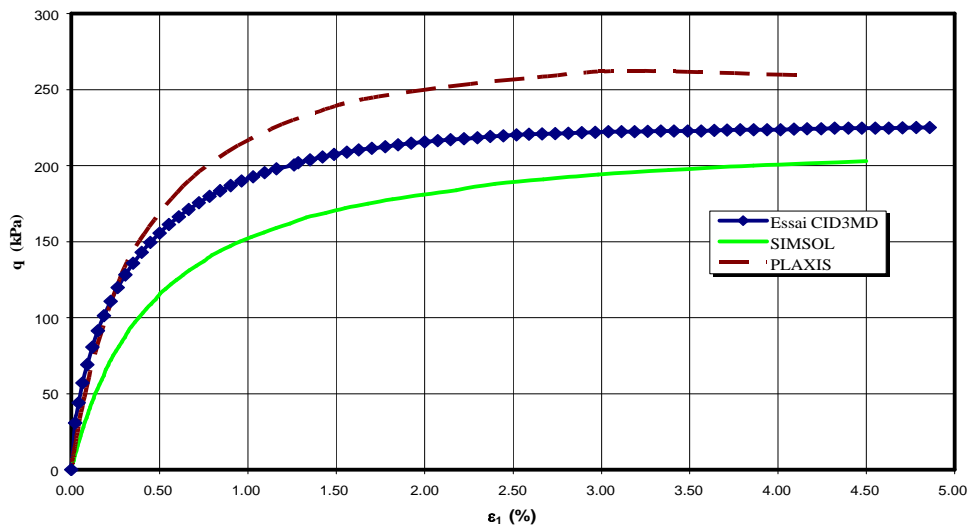


Figure 3.6c: Simulation de l'essai triaxial drainé pour le sable moyennement dense sous $\sigma_3=75$ kPa.

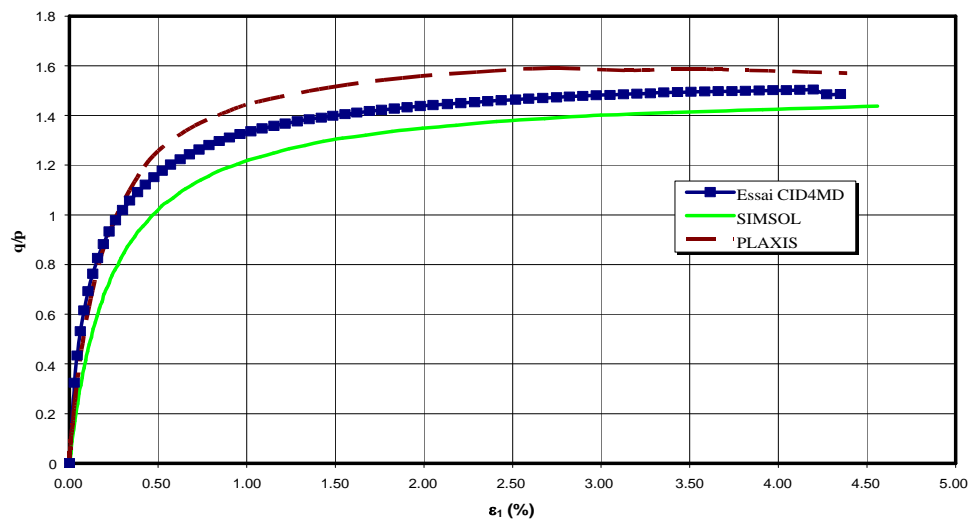
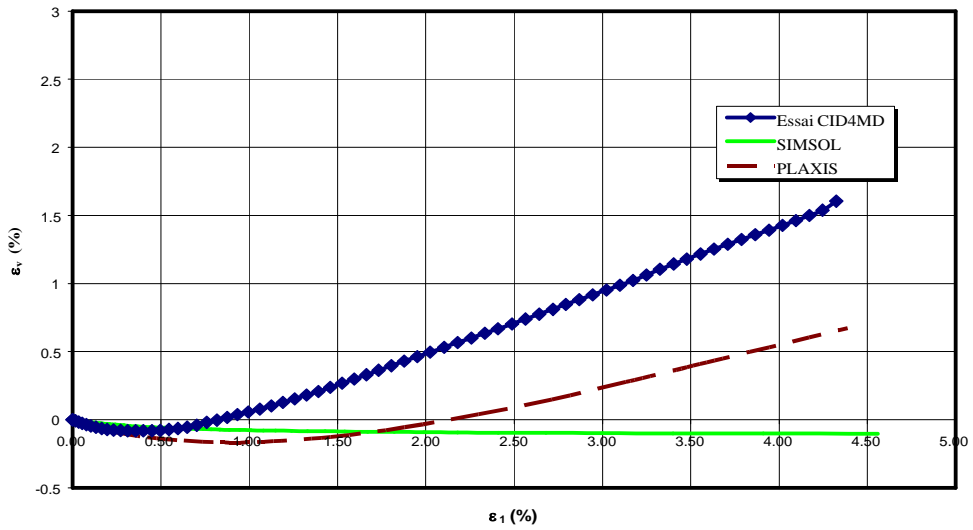
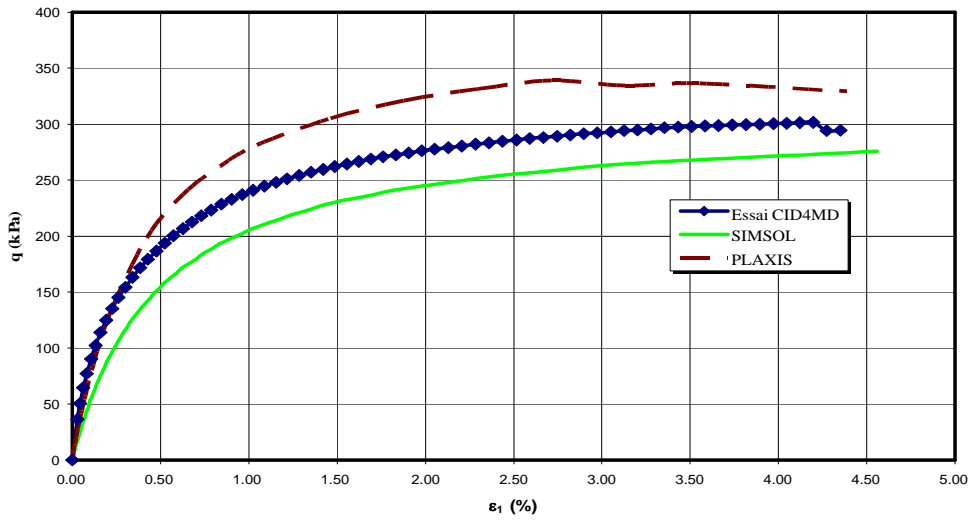


Figure 3.6d: Simulation de l'essai triaxial drainé pour le sable moyennement dense sous $\sigma_3=100$ kPa.

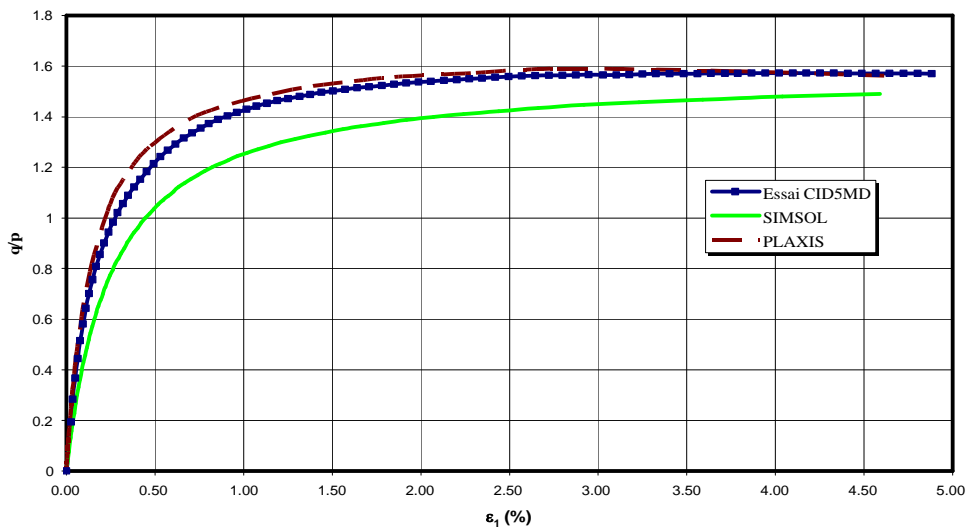
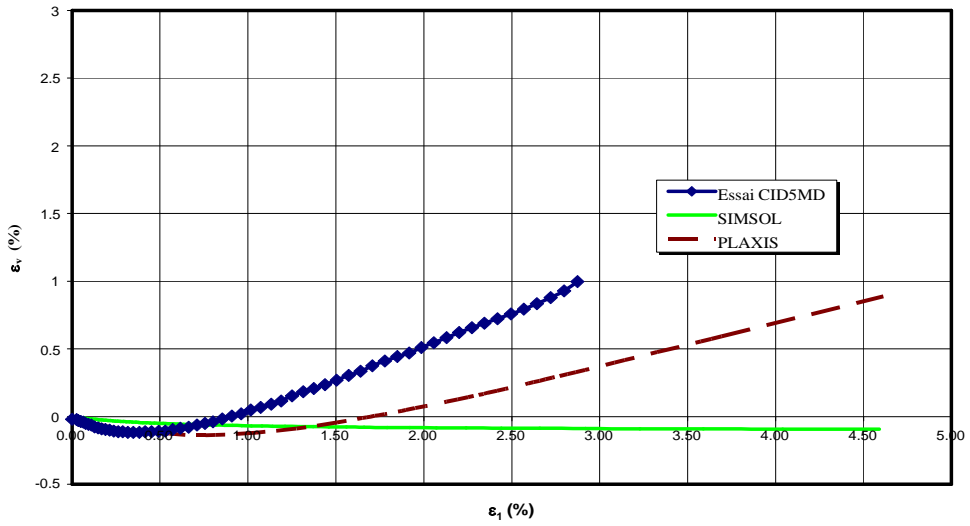
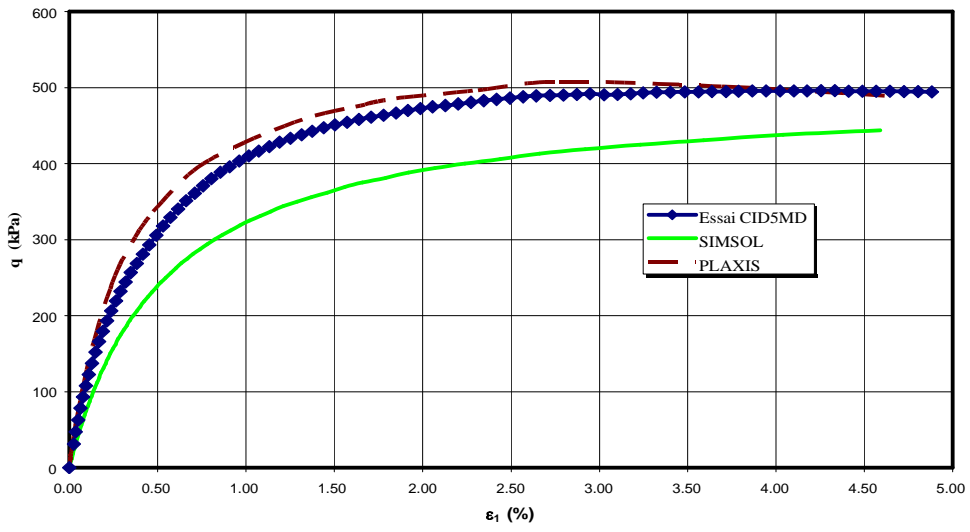


Figure 3.6e: Simulation de l'essai triaxial drainé pour le sable moyennement dense sous $\sigma_3=150$ kPa.

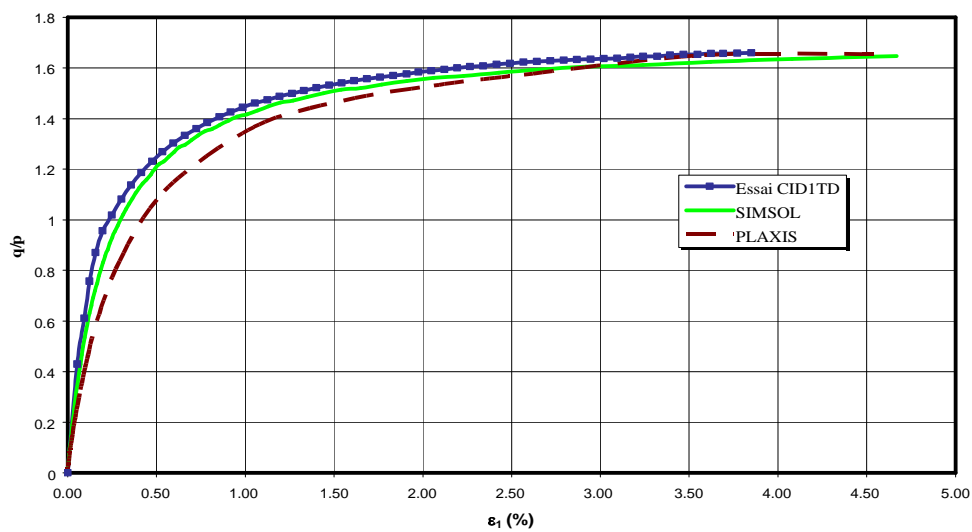
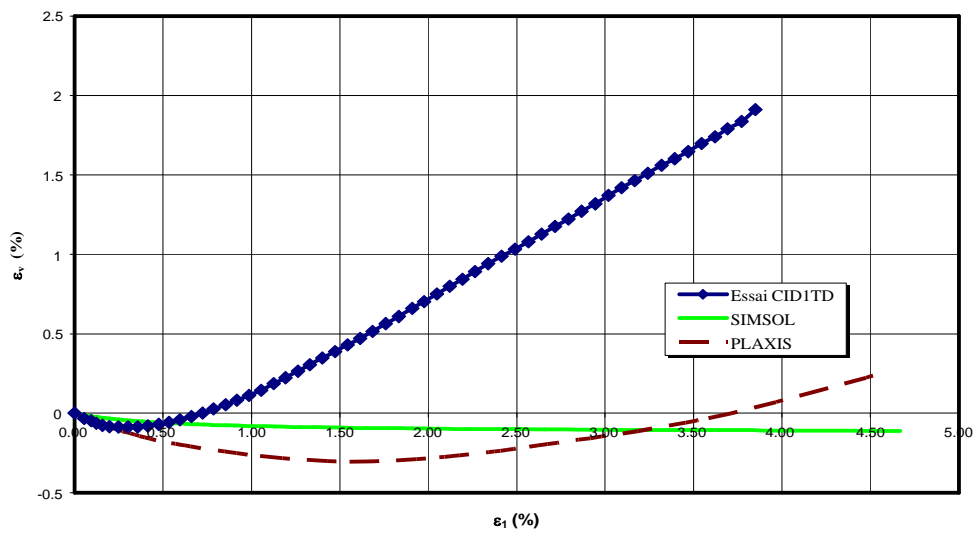
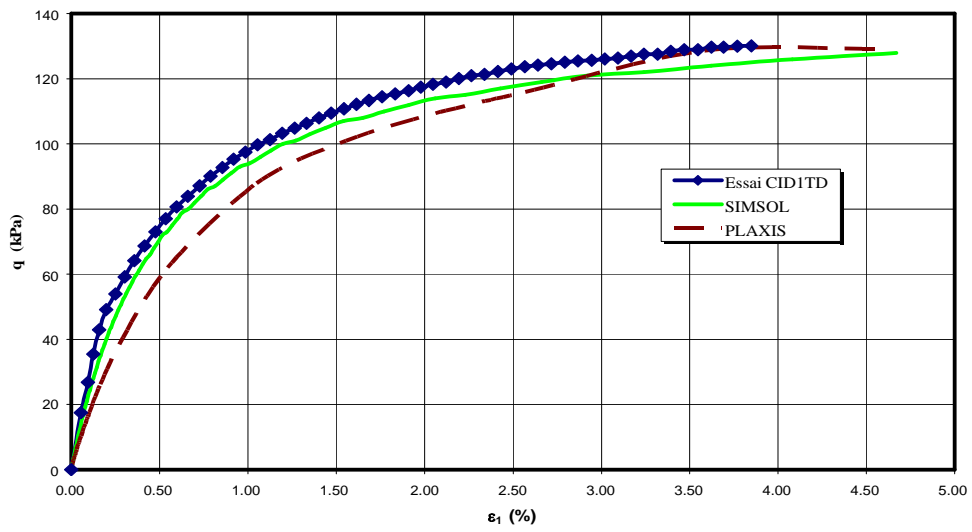


Figure 3.7a: Simulation de l'essai triaxial drainé pour le très dense sous $\sigma_3=35$ kPa.

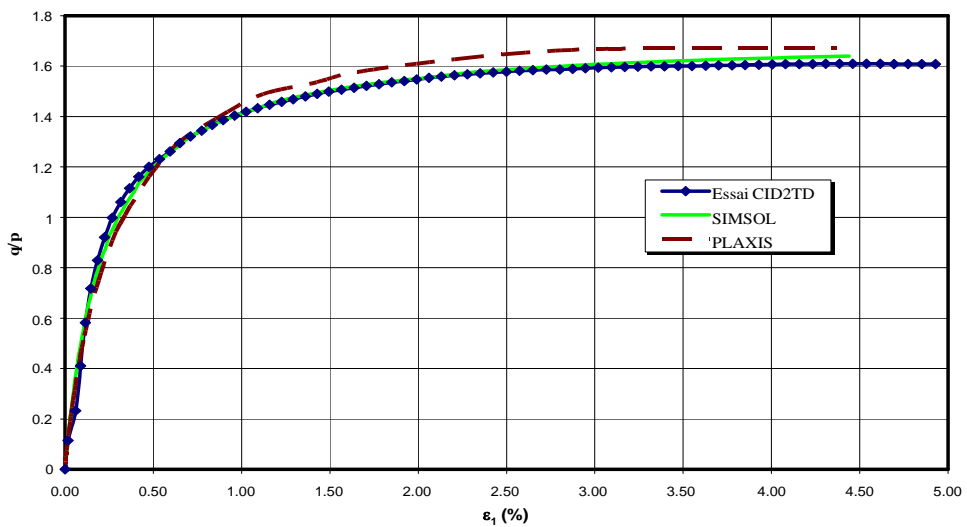
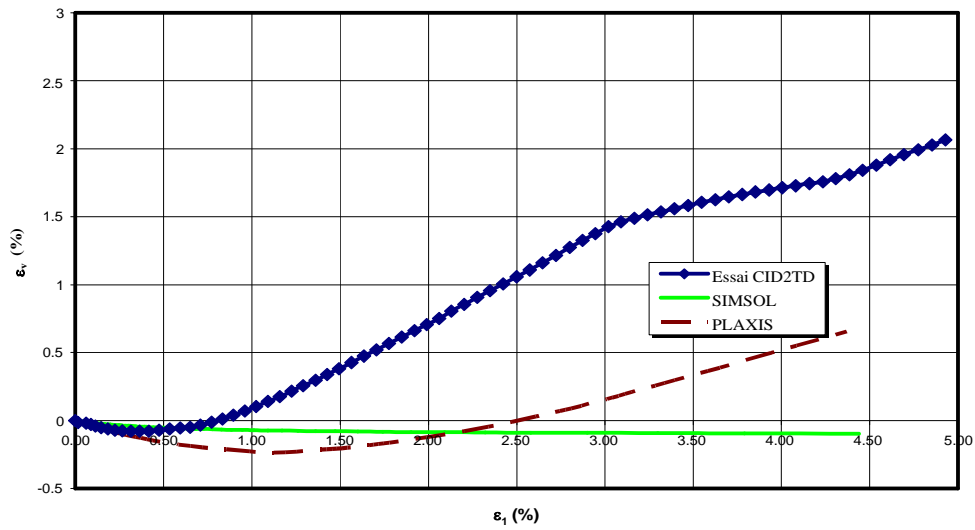
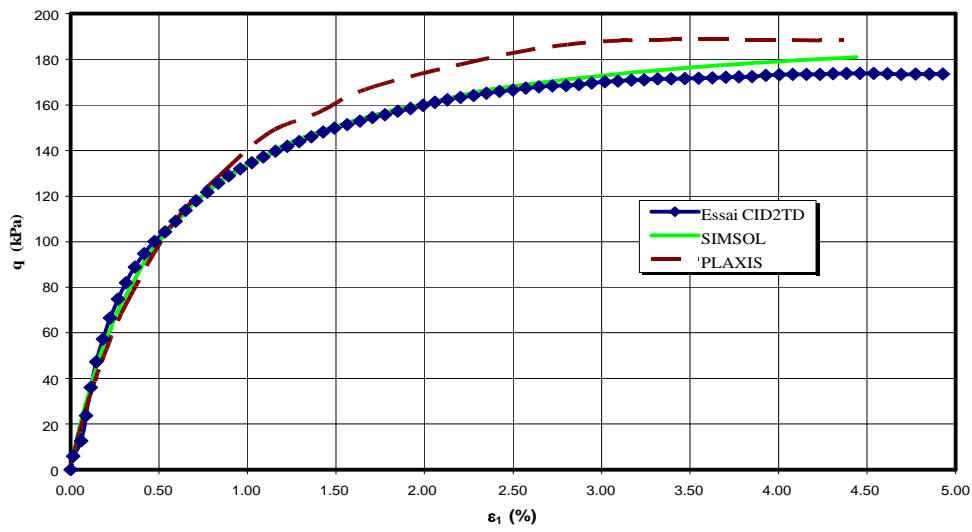


Figure 3.7b: Simulation de l'essai triaxial drainé pour le sable très dense sous $\sigma_3=50$ kPa.

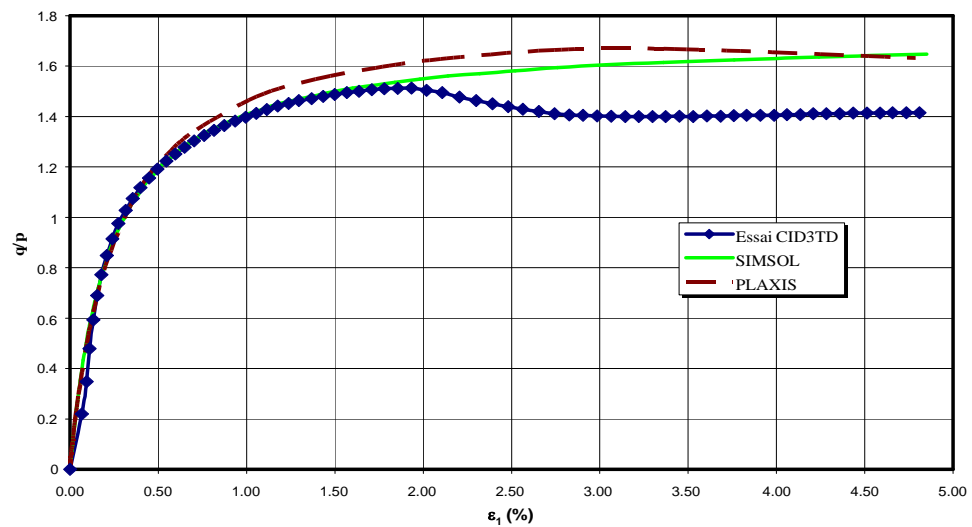
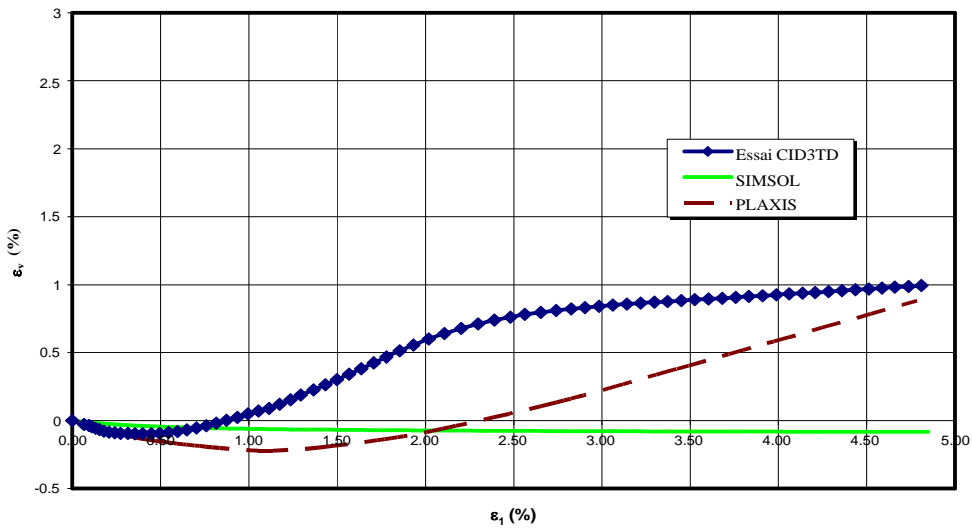
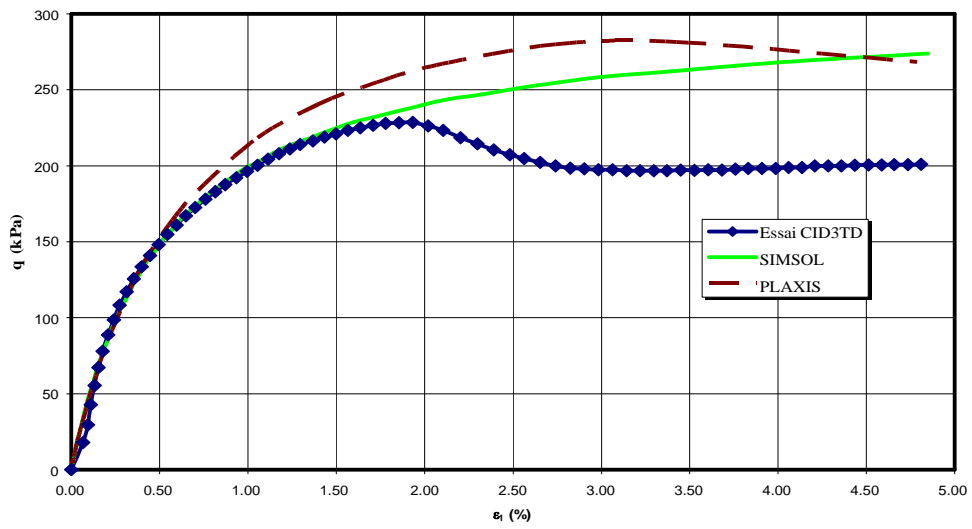


Figure 3.7c: Simulation de l'essai triaxial drainé pour le sable très dense sous $\sigma_3=75$ kPa.

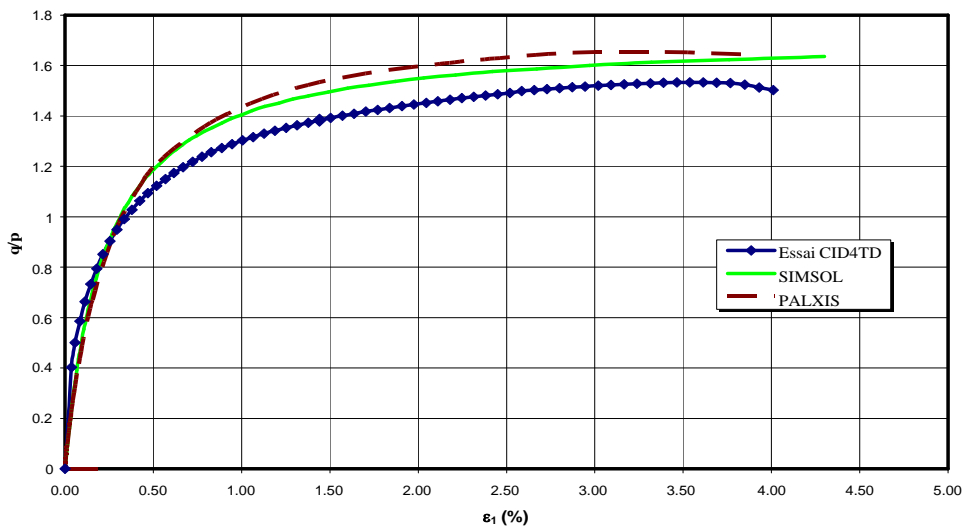
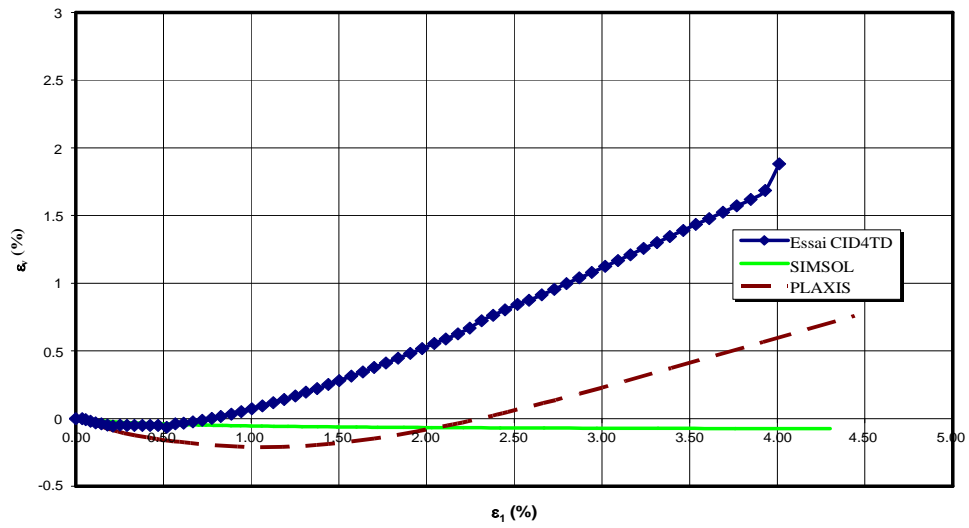
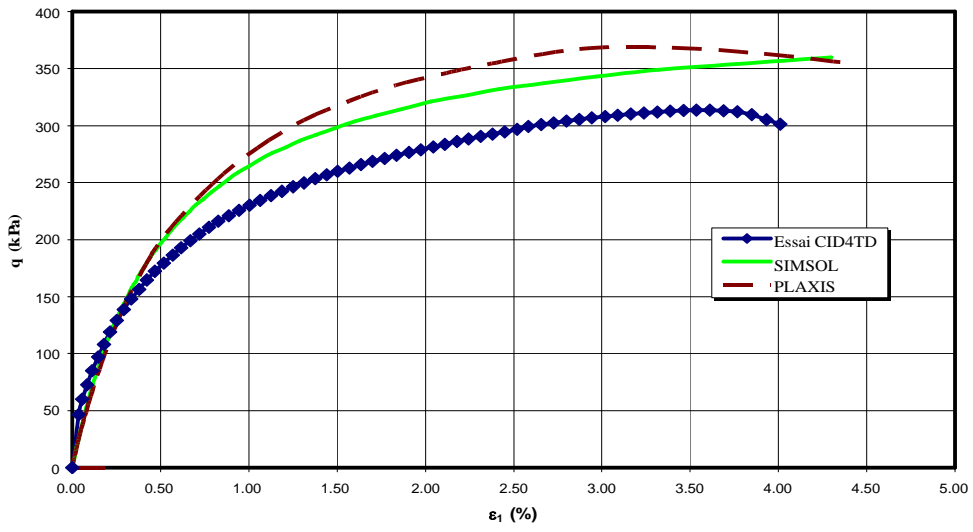


Figure 3.7d: Simulation de l'essai triaxial drainé pour le sable très dense sous $\sigma_3=100$ kPa.

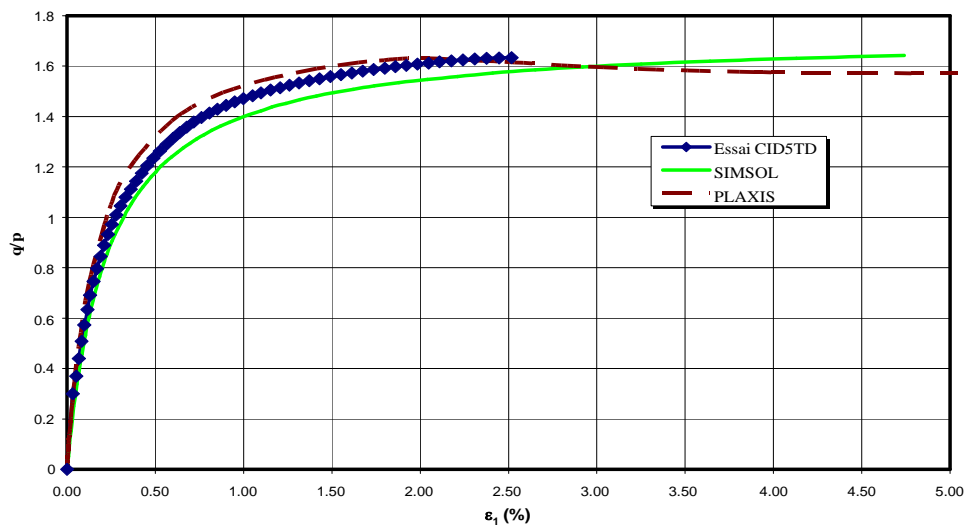
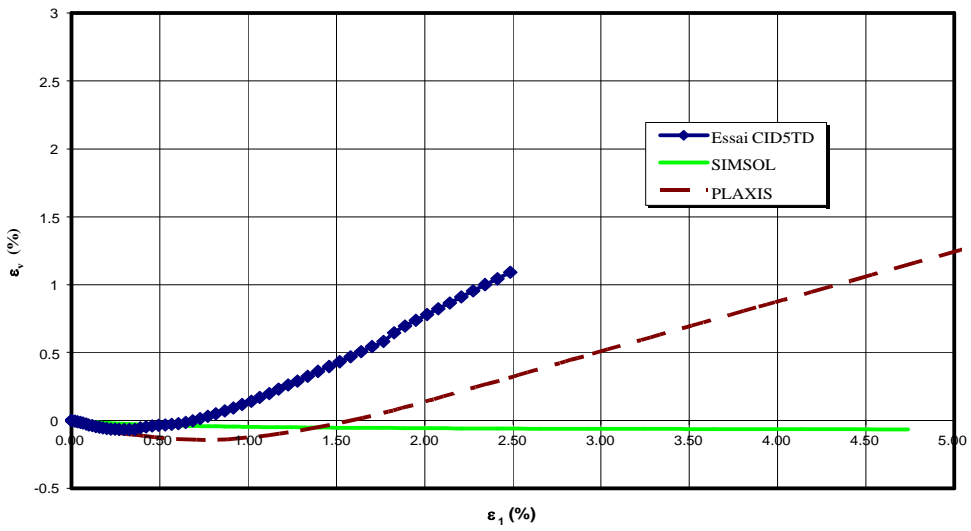
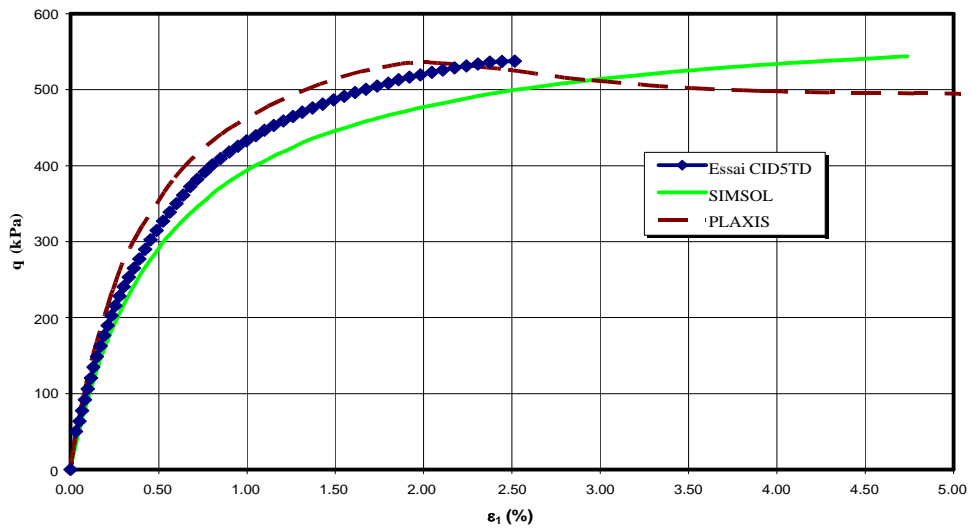


Figure 3.7e: Simulation de l'essai triaxial drainé pour le sable très dense sous $\sigma_3=150$ kPa.

3.5 ANALYSE DE SENSIBILITE AUX PARAMETRES MECANIQUES

Les modèles de comportement, comparés entre-eux, ne donnent pas forcément de résultats concordants, en raison des différences éventuelles de leurs pertinences. Toutefois, le décalage observé entre les courbes expérimentales et les courbes simulées correspondant au modèle le plus pertinent d'entre-eux résulte de l'influence des valeurs choisies de certains paramètres mécaniques qui le caractérise. Une étude paramétrique dans laquelle on fait varier un paramètre du modèle de comportement considéré tout en gardant les autres paramètres constants s'impose afin d'analyser la sensibilité des modèles aux méthodes de détermination de leurs paramètres mécaniques.

3.5.1 Paramètres du modèle de Duncan et al. (1980)

Dans cette analyse effectuée avec le programme SIMSOL, on fait varier chaque paramètre de $\pm 25\%$ tout en gardant les autres paramètres constants. Les valeurs des paramètres retenues sont regroupées dans le tableau 3.7.

Tableau 3.11: Valeurs des paramètres du modèle de Duncan et al. (1980) retenues pour l'étude paramétrique.

Paramètre	E (MPa)	ν	K_h	K_{ur}	n	K_b	m	R_f	ϕ' (°)
Valeur de référence	80	0.3	800	800	0.7	15	2	0.7	35
-25 %	60	0.2	600	600	0.5	11	1.5	0.5	30
+25%	100	0.4	1000	1000	0.9	19	2.5	0.9	40

Les valeurs de référence correspondent, pour un calcul donné, à la valeur constante du paramètre considéré pendant que les autres valeurs sont variables.

3.5.2 Paramètres du modèle HSM

Dans cette analyse effectuée avec le code PLAXIS, on fait varier chaque paramètre de $\pm 25\%$ tout en gardant les autres paramètres constants. Les valeurs des paramètres retenues sont regroupées dans le tableau 3.8.

Tableau 3.12: Valeurs des paramètres du modèle HSM retenues pour l'étude paramétrique.

Paramètres étudiés	E_{50}^{ref} (MPa)	E_{oed}^{ref} (MPa)	ϕ' (°)	ψ (°)
Valeur de référence	60	55	35	5
-25%	30	40	30	0
+25%	90	70	40	10

Les valeurs de référence correspondent, pour un calcul donné, à la valeur constante du paramètre considéré pendant que les autres sont variables.

3.5.3 Présentation des résultats des calculs et discussion

Les résultats détaillés de l'analyse paramétrique sont présentés en annexe A2 pour le modèle de Duncan et al. (1980) et en annexe A3 pour le modèle HSM, lesquels sont synthétisés dans les tableaux respectivement 3.9a à 3.9c et 3.10a à 3.10c.

Tableau 3.9a: Influence des paramètres du modèle de Duncan et al. (1980) sur la courbe (ϵ_1 , q).

Paramètre	Influence de variation des paramètres
E	Pas d'influence sur l'ensemble de la courbe.
ν	Pas d'influence sur l'ensemble de la courbe.
K_h	Influence moyenne sur l'allure de la courbe, mais aux grandes déformations l'influence devient relativement faible.
n	Pas d'influence sur l'ensemble de la courbe.
R_f	L'augmentation de déviateur entraîne une diminution trop importante de la valeur de l'asymptote aux grandes déformations.
ϕ'	Influence très importante sur le niveau de contrainte à la rupture.
K_b	Pas d'influence sur l'ensemble de la courbe.
K_{ur}	Pas d'influence sur l'ensemble de la courbe.
m	Pas d'influence sur l'ensemble de la courbe.

Tableau 3.9b: Influence des paramètres du modèle de Duncan et al (1980) sur la courbe (ϵ_1 , ϵ_v).

Paramètre	Influence de variation des paramètres
E	Pas d'influence sur l'ensemble de la courbe.
ν	Pas d'influence sur l'ensemble de la courbe.
K_h	Influence moyenne sur l'allure de la courbe, mais aux grandes déformations l'influence devient relativement faible.
n	Pas d'influence sur l'ensemble de la courbe.
R_f	L'augmentation de déviateur entraîne une diminution trop importante de déformation volumique.
ϕ'	Influence très importante sur la valeur de l'asymptote aux grandes déformations.
K_b	Influence très importante sur la valeur de l'asymptote aux grandes déformations.
K_{ur}	Pas d'influence sur l'ensemble de la courbe.
m	Influence très faible aux grandes déformations.

Tableau 3.13c: Influence des paramètres du modèle de Duncan et al (1980) sur la courbe (ϵ_1 , q/p).

Paramètre	Influence de variation des paramètres
E	Pas d'influence sur l'ensemble de la courbe.
ν	Pas d'influence sur l'ensemble de la courbe.
K_h	Influence moyenne sur l'allure de la courbe, mais aux grandes déformations l'influence devient relativement faible.
n	Pas d'influence sur l'ensemble de la courbe.
R_f	L'augmentation de déviateur entraîne une diminution trop importante du niveau de contrainte à la rupture.
ϕ'	Influence très importante sur le niveau de contrainte à la rupture.
K_b	Pas d'influence sur l'ensemble de la courbe.
K_{ur}	Pas d'influence sur l'ensemble de la courbe.
m	Pas d'influence sur l'ensemble de la courbe.

Tableau 3.10a: Influence des paramètres du modèle HSM sur la courbe (ϵ_1 , q)

Paramètre	Influence de variation des paramètres
E_{50}^{ref}	L'augmentation de la valeur de E_{50} entraîne une augmentation de la pente initiale de la courbe mais il n'existe pas une grande différence entre les valeurs du déviateur aux grandes déformations ; les valeurs élevées de E_{50} favorisent l'apparition d'un pic.
E_{oed}^{ref}	Faible influence sur la valeur de la contrainte à la rupture et influence notable au cours de la phase de radoucissement.
ϕ'	Très grande influence sur la valeur du déviateur à la rupture.
ψ	Pour des valeurs faibles de ψ pratiquement, pas d'influence sur la courbe. Mais pour des valeurs élevées de ψ (cas d'un sable très dense), le radoucissement de la courbe après le pic augmente.

Tableau 3.10b: Influence des paramètres du modèle HSM sur la courbe (ϵ_1 , ϵ_v)

Paramètre	Influence de variation des paramètres
E_{50}^{ref}	Faible influence sur la courbure à l'état initial.
E_{oed}^{ref}	Influence notable sur l'ensemble de la courbe.
ϕ'	Influence notable sur la courbe à l'état caractéristique.
ψ	Très grande influence sur la pente de la courbe après l'état caractéristique.

Tableau 3.14c: Influence des paramètres du modèle HSM sur la courbe (ϵ , q/p)

Paramètre	Influence de variation des paramètres
E_{50}^{ref}	L'augmentation de la valeur de E_{50} entraîne une augmentation de la pente initiale de la courbe. A la rupture la déférence entre les courbes devient très faible.
E_{oed}^{ref}	Très faible influence sur la valeur de la contrainte à la rupture et influence faible au cours de la phase de radoucissement.
ϕ'	Très grande influence sur la valeur du déviateur à la rupture.
ψ	Pour des valeurs faibles de ψ , pratiquement pas d'influence sur la courbe. Mais pour des valeurs élevées de ψ (cas d'un sable très dense), le radoucissement de la courbe augmente après le pic.

Ces résultats montrent que les deux modèles sont sensibles aux variations de leurs paramètres mécaniques et constituent une preuve supplémentaire de l'influence de la méthode de leur identification.

3.6 SYNTHÈSE

La simulation de l'essai triaxial de cisaillement drainé effectué sur le sable de dune de Boussaâda semble donner des résultats satisfaisants tant pour le modèle élastique non linéaire de Duncan et al. (1980) que pour le modèle élastoplastique HSM. Les résultats de cette simulation sont en bon accord avec les résultats expérimentaux aussi bien pour le sable moyennement dense que pour le sable très dense. La meilleure concordance s'obtient cependant avec le modèle HSM, en raison du comportement dilatant du matériau et des déformations plastiques développées à partir d'un certain seuil de chargement. L'analyse de sensibilité aux paramètres mécaniques semble néanmoins indiquer que le modèle HSM est plus sensible aux variations de ses paramètres constitutifs que le modèle de Duncan et al. (1980), auquel cas l'interprétation des résultats de calcul doit être effectuée avec beaucoup de prudence.

CHAPITRE QUATRE

APPLICATION AU CALCUL D'UNE SEMELLE FILANTE

4.1 INTRODUCTION

Le calcul des fondations a longtemps été basé sur la méthode d'équilibre limite. Cette approche impose les directions des plans de rupture et ne permet pas de tenir compte des déformations préalablement produites. Le développement des outils numériques de calcul sur ordinateurs et les progrès réalisés dans les domaines de l'informatique ont permis de mettre au point des modèles rhéologiques et des algorithmes de résolution conduisant à des modélisations qui prennent mieux en compte le comportement observé des terrains. Le modèle élastoplastique avec écrouissage de type hyperbolique (modèle HSM), implémenté dans le code PLAXIS, a été développé pour décrire le comportement des sols pour lesquels l'état des contraintes dépend de l'état actuel des déformations et du chemin de contraintes suivi, mais le temps n'intervient de façon explicite. Ses paramètres sont complètement identifiables sur des résultats d'essais triaxiaux classiques.

Ce chapitre présente les résultats des calculs de capacité portante d'une semelle filante ancrée dans un massif sableux de caractéristiques comparables à celles du sable de dune de Boussaâda. Il a pour objet de comparer les résultats obtenus par le modèle élastoplastique HSM et par le modèle élastique parfaitement plastique de type Mohr-Coulomb (modèle de référence en géotechnique) aux résultats obtenus par la théorie de Terzaghi (théorie de capacité portante). Les hypothèses retenues pour les calculs et les conditions de leur mise en œuvre sont développées ci-après.

4.2 DONNEES DU PROBLEME ET MISE EN ŒUVRE DES CALCULS

4.2.1 Modèle géométrique considéré

On considère une semelle filante de largeur $B=1\text{m}$, reposant directement sur un massif de sable comparable au sable de dune de Boussaâda. Les frontières latérales choisies sont suffisamment éloignées de la semelle pour que les conditions aux frontières n'aient pas d'influence sur le comportement du modèle (figure 4.1).

On envisage dans les calculs deux cas de figures :

- une semelle rigide (indéformable), représentée par une condition de déplacement vertical imposé aux noeuds situés à l'interface ; le déplacement horizontal n'étant pas imposé (interface lisse) et le déplacement augmente continûment de zéro jusqu'à la rupture ;
- une semelle souple (très déformable), représentée par une condition de pression uniforme appliquée directement à la surface du sol ; les déplacements verticaux et horizontaux n'étant pas imposés et la contrainte appliquée augmente continûment jusqu'à la rupture.

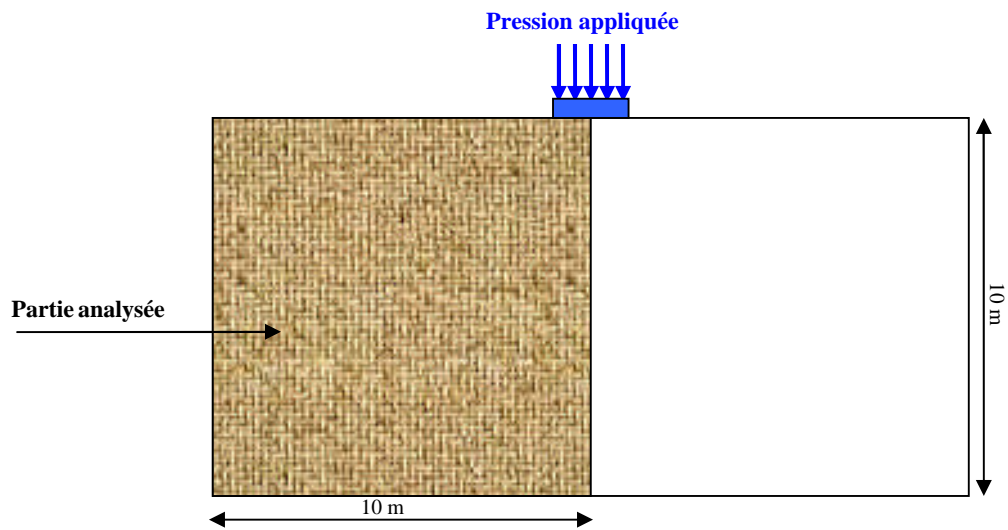


Figure 4.29: Modèle géométrique considéré.

4.2.2 Maillage réalisé et conditions aux limites fixées

Le maillage est réalisé dans les conditions bidimensionnelles (états plans de contraintes et de déformations). Il est constitué d'éléments triangulaires à 15 nœuds et affiné dans les zones où de forts gradients risquent d'apparaître (figure 4.2).

Les conditions aux limites fixées sont les suivantes : déplacements horizontaux et verticaux bloqués à la base du massif et déplacements verticaux bloqués sur les parois latérales du massif.

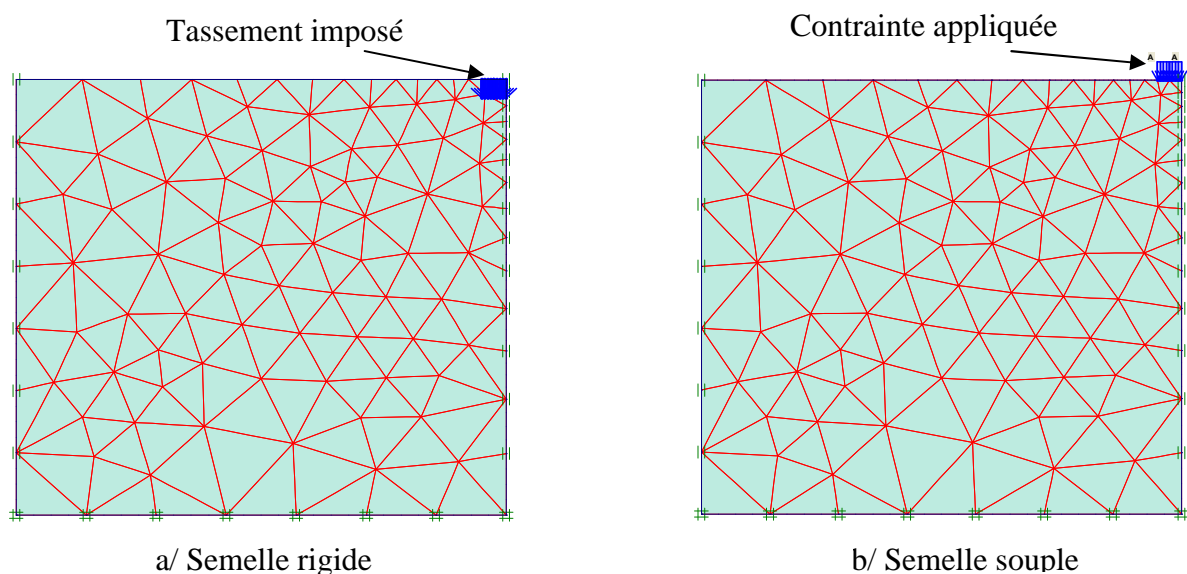


Figure 4.30: Maillage et conditions aux limites.

4.2.3 Modèles de comportement adoptés

Les paramètres mécaniques des deux modèles de comportement du sable retenus pour les calculs sont regroupés dans les tableaux 4.1 pour le modèle de Mohr-Coulomb et 4.2 pour le modèle HSM.

Tableau 4.15: Paramètres du modèle de Mohr-Coulomb.

γ (kN/m ³)	E (MPa)	ν	ϕ (°)	ψ (°)
16.5	50	0.3	38	8

Tableau 4.16: Paramètres du modèle HSM.

γ (kN/m ³)	E_{50}^{ref} (MPa)	m	E_{oed}^{ref} (MPa)	ν	ϕ (°)	ψ (°)
16.5	50	0.5	70	0.3	38	8

4.2.4 Phasage des calculs et procédure de chargement

Les calculs effectués comportent deux étapes successives :

- la première pour générer le champ des contraintes initiales dans le massif ;
- la seconde pour créer les contraintes appliquées (ou les déplacements imposées) destinées à simuler le chargement progressif de la semelle. Les efforts induits sont pondérés par les coefficients multiplicateurs définis ci-après.

Les calculs s'effectuant en plasticité, c'est donc le mode de chargement incrémental (Incremental multipliers) qui a été choisi. Ainsi :

- pour la semelle rigide, le coefficient multiplicateur du déplacement fixé est de $M_{disp}=0.1\text{ m}$;
- pour la semelle souple, le coefficient multiplicateur de la pression uniforme appliquée est de $M_{loadA}=10\text{ kPa}$.

L'incrémentation se poursuit jusqu'à l'apparition des points plastifiés.

4.3 RESULTATS DES CALCULS ET DISCUSSION

Les figures 4.3 à 4.8 présentent les résultats détaillés et comparatifs des calculs (maillage déformé, isovalues des déplacements verticaux, directions des contraintes principales, points plastifiés et évolution de la contrainte en fonction du tassement de la semelle).

Les courbes, représentant l'évolution de la contrainte appliquée sur la base de la fondation en fonction du tassement subi, présentent au début (pour des faibles déformations) une droite linéaire dans laquelle le sol est caractérisé par un comportement élastique linéaire, puis des déformations plastiques évoluant avec l'augmentation du chargement. Les valeurs de la contrainte limite données par le modèle de Mohr-Coulomb sont plus élevées à celles données par le modèle HSM (tableau 4.3).

La contrainte limite déterminée par la théorie de Terzaghi, est donnée par l'expression suivante :

$$q_{lim} = 0.5\gamma BN_{\gamma} + cN_c + q_0N_q \quad (4.1)$$

dans laquelle N_{γ} , N_q et N_c désignent les facteurs de portance.

Dans le cas présent, on a un sable ($c = 0$) et la semelle est supposée posée en surface du massif ($q_0=0$), la formule précédente s'écrit :

$$q_{lim} = 0.5\gamma BN_{\gamma}$$

soit donc, pour $\gamma=16.5 \text{ kN/m}^3$ et $\varphi=38^\circ$, $q_{lim}=656 \text{ kPa}$.

La comparaison des valeurs de la contrainte limite calculées par la méthode des éléments finis et par la théorie de Terzaghi montre que l'écart est de l'ordre de 13.69 % pour la semelle rigide et 8.14 % pour la semelle souple, pour le modèle de Mohr-Coulomb et supérieur à 20 % (relativement élevé), pour le modèle HSM.

Tableau 4.17: Valeurs de la contrainte limite.

	Semelle rigide		Semelle souple	
	MC	HSM	MC	HSM
Contrainte limite (kPa)	566.24	467.2	602.6	513.77
Ecart relatif (%)	13.69	28.78	8.14	21.68

Le calcul à l'aide du code PLAXIS des tassements limites induits est conduit en utilisant le modèle de Mohr-Coulomb de la manière suivante :

- pour la semelle rigide, on impose un déplacement au massif tant qu'il est élastique ($s_i=5 \text{ mm}$), puis l'on déduit la valeur de la contrainte correspondante ;
- pour la semelle souple, on impose une pression uniforme au massif tant qu'il est élastique ($q=100 \text{ kPa}$), puis l'on déduit la valeur du tassement correspondant.

Le tassement immédiat calculé par la théorie de l'élasticité est donné par l'expression suivante :

$$s_i = C_f \frac{(1-\nu^2)qB}{E} \quad (4.2)$$

d'où :

$$q = E \frac{s_i}{C_f (1-\nu^2)B} \quad (4.3)$$

tels que :

E- module d'Young ;

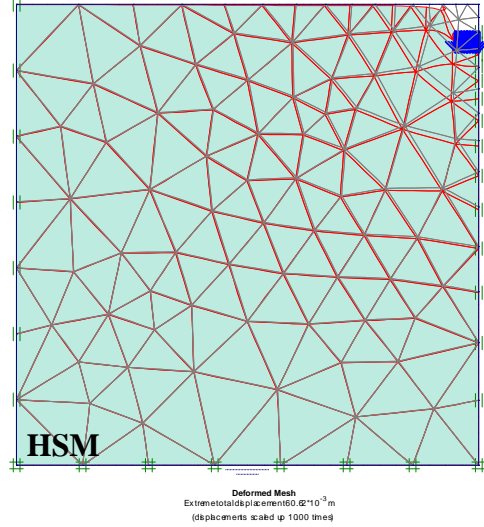
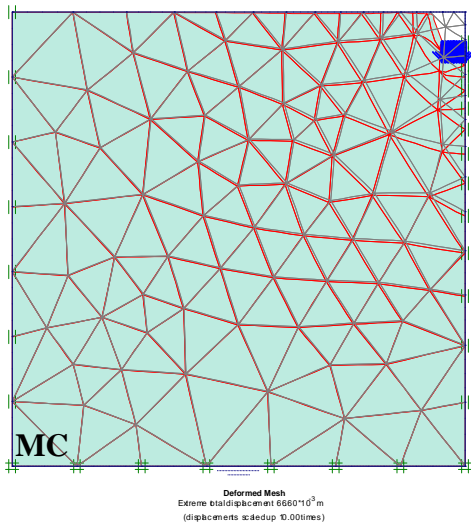
ν - coefficient de Poisson ;

C_f - coefficient fonction de la forme de fondation (Giroud, 1972) égal à $C_f = 2.13$ pour une semelle filante rigide et $C_f = 2.56$ pour une semelle filante souple.

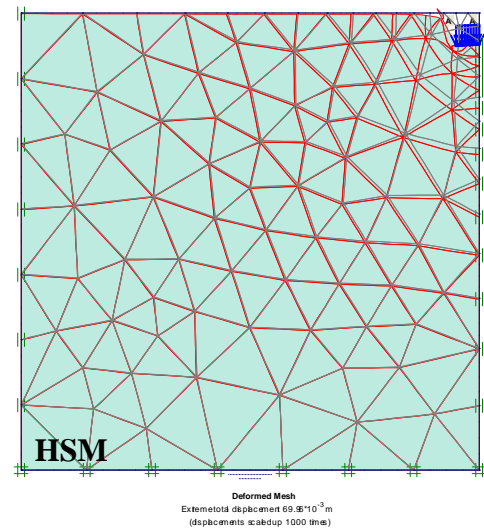
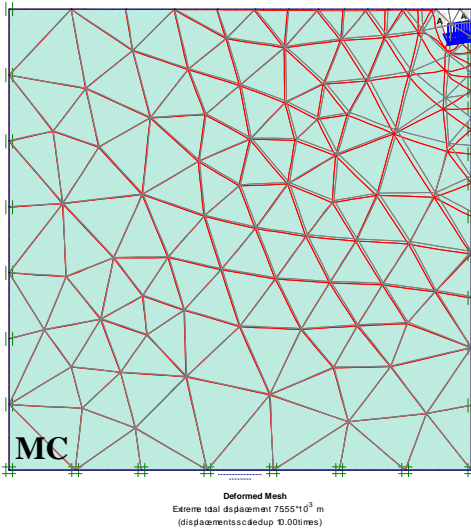
Le tableau 4.4 regroupe les résultats des calculs. Ces résultats montrent que, pour un modèle de comportement donné, l'évolution de la contrainte appliquée à la base de la semelle en fonction du tassement calculé au centre de la semelle est pratiquement la même pour les semelles rigide et souple (figure 4.8). Les résultats des calculs de la contrainte limite permettent de constater que le calcul en plasticité est plus sécuritaire que le calcul en équilibre limite par la théorie de Terzaghi. Cependant, le modèle élastoplastique avec écrouissage (type HSM) est plus avantageux que le modèle de Mohr-Coulomb. Ceci provient vraisemblablement du fait que le modèle de comportement permet de reprendre une partie des efforts, la semelle étant de ce fait moins chargée. L'écart relatif entre la valeur de la contrainte limite calculée par la méthode des éléments finis est de l'ordre de 17.82 % pour la semelle rigide et de 2.52 % pour la semelle souple.

Tableau 4.18: Valeurs de la contrainte et du tassement limites.

	Semelle rigide		Semelle souple	
	Elasticité	Eléments finis	Elasticité	Eléments finis
Pression limite (kPa)	119.62	98.3	100	100
Tassement limite (cm)	0.500	0.500	0.492	0.504
Ecart relatif (%)	17.82		2.52	

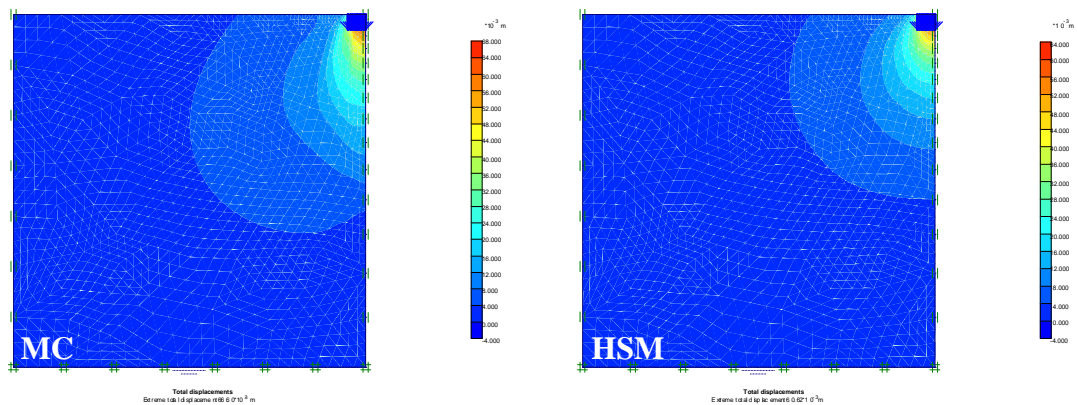


a/ Semelle rigide

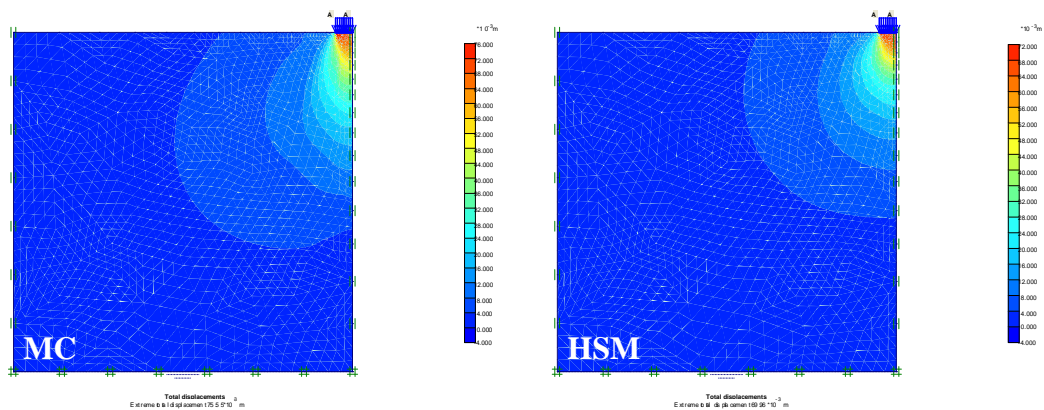


b/ Semelle souple

Figure 4.31: Maillage déformé.

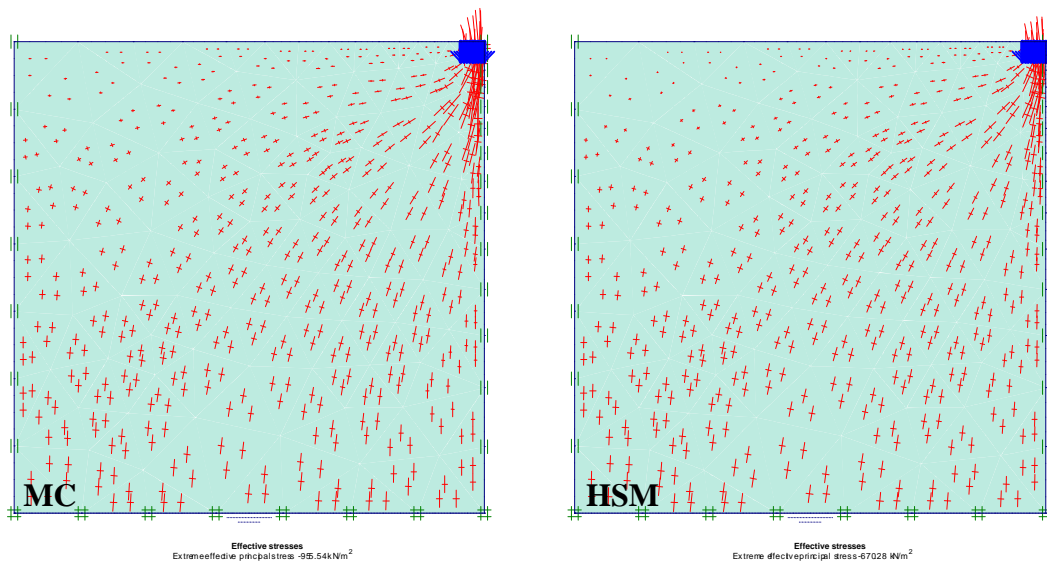


a/ Semelle rigide

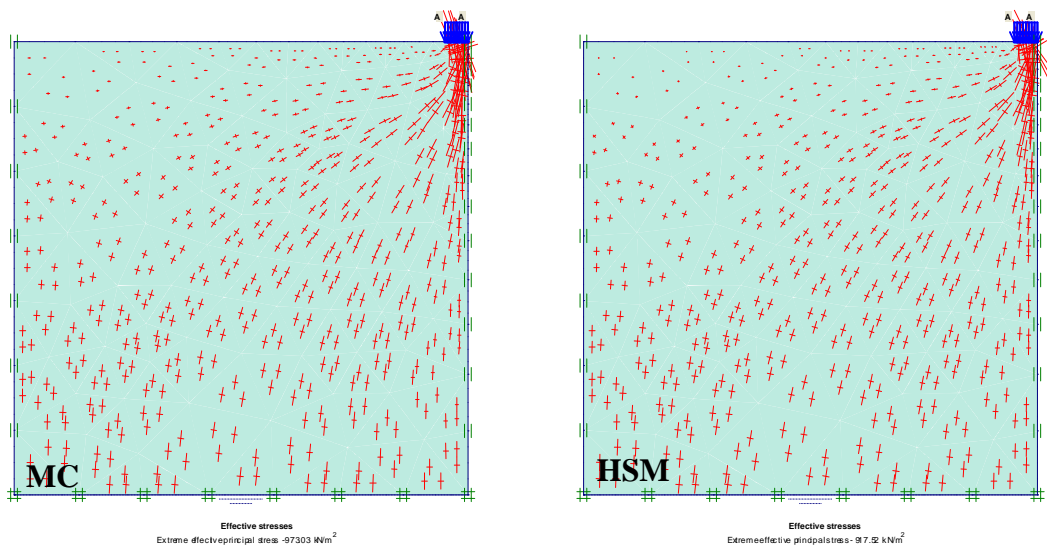


b/ Semelle souple

Figure 4.32: Isovaleurs des déplacements verticaux (tassements).

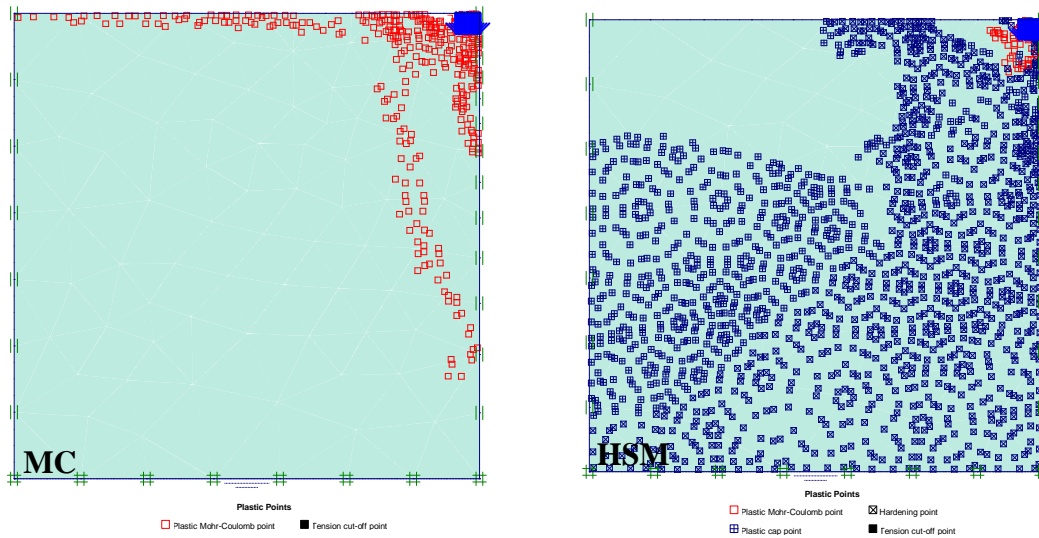


a/ Semelle rigide

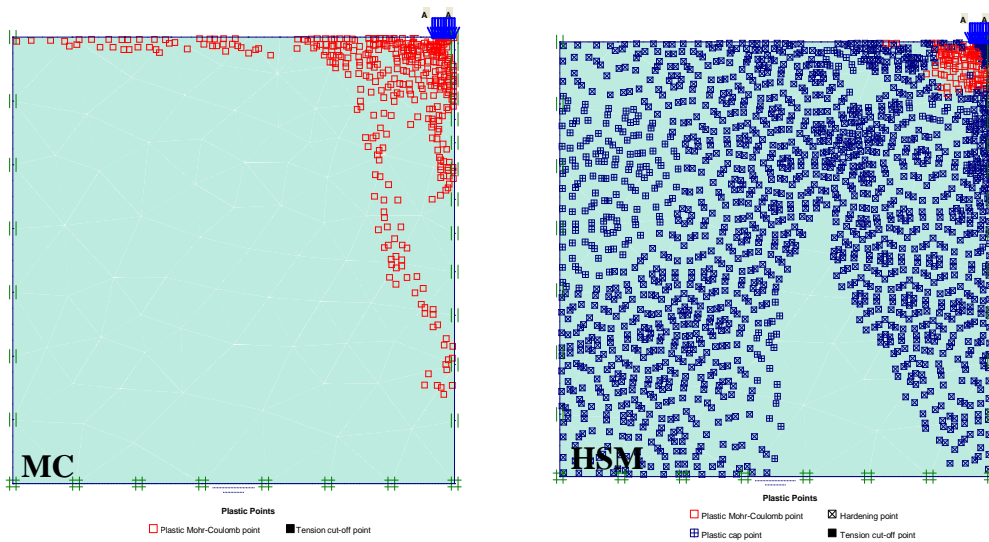


b/ Semelle souple

Figure 4.33: Directions des contraintes principales.



a/ Semelle rigide



b/ Semelle souple

Figure 4.34: Points plastifiés.

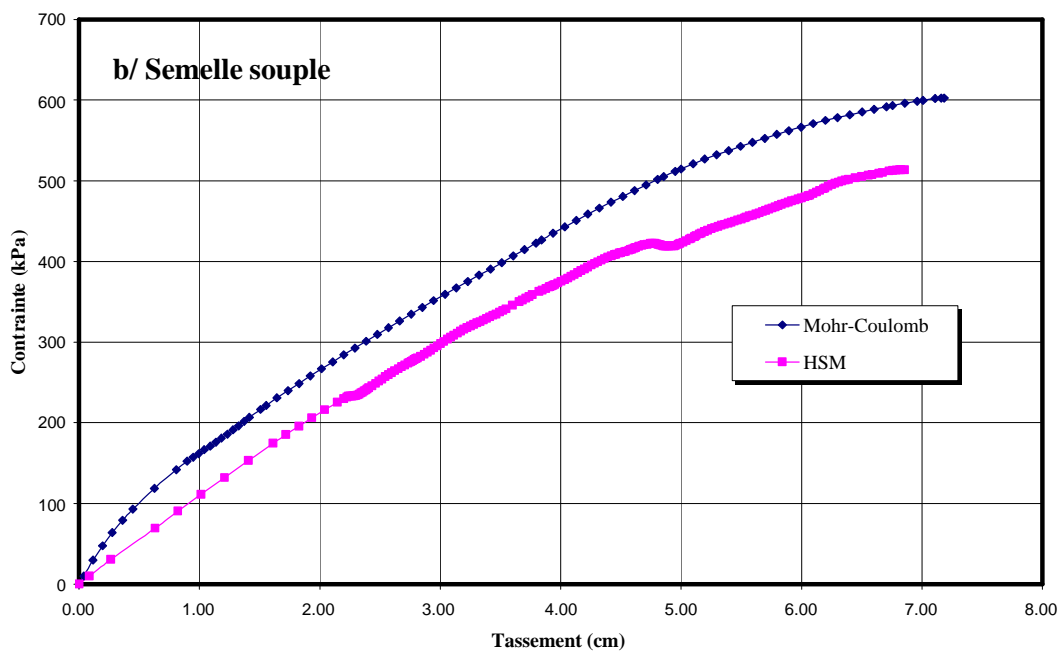
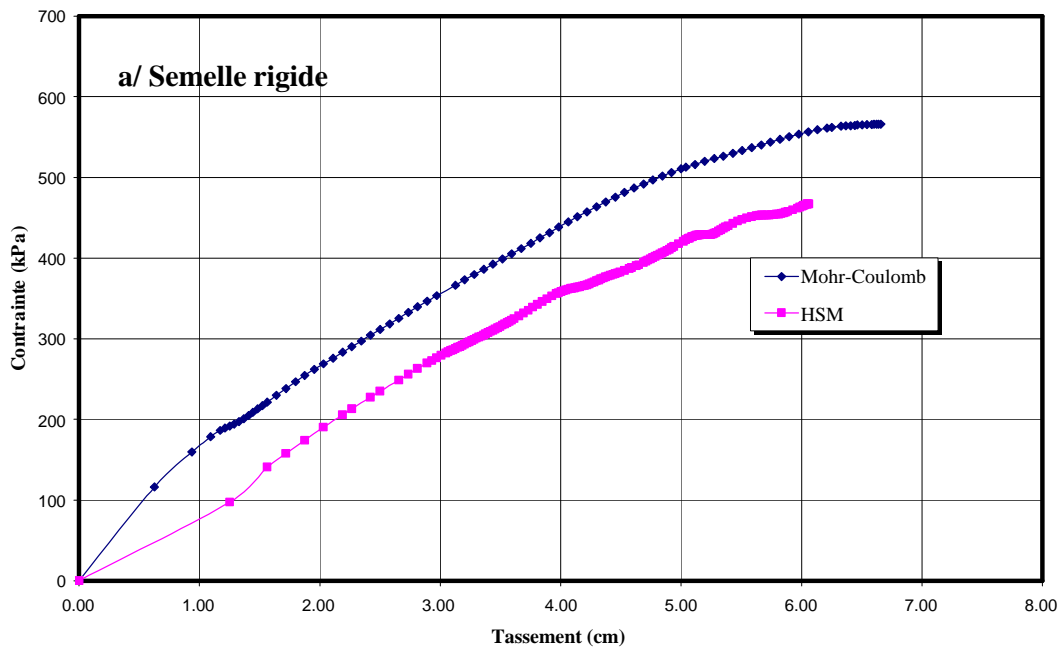


Figure 4.35: Evolution de la contrainte appliquée à la base de la semelle en fonction du tassement calculé au centre de la semelle.

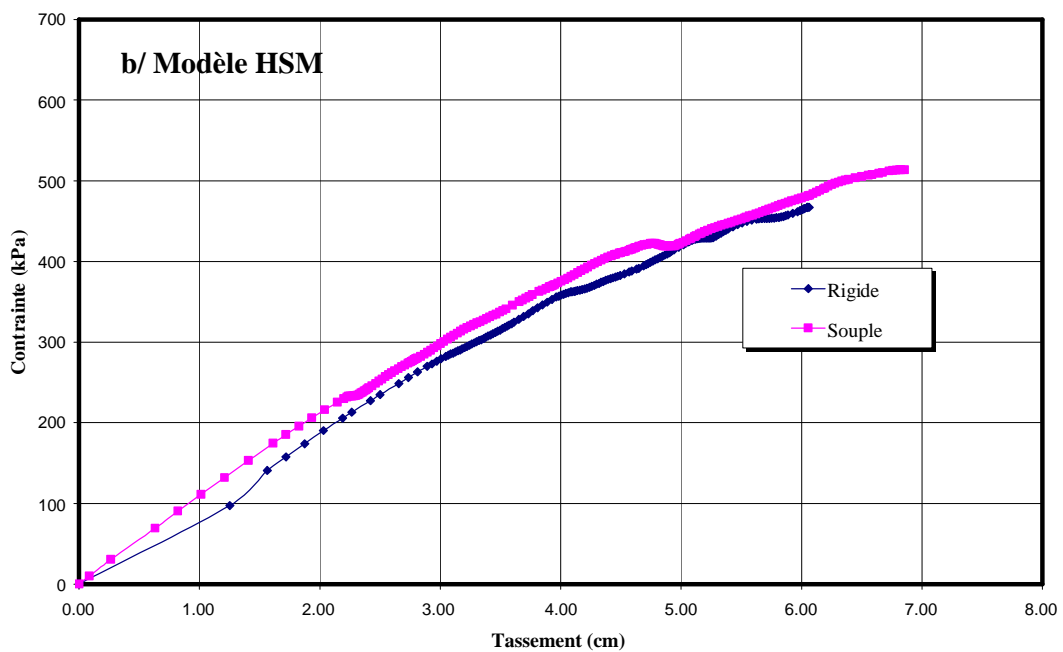
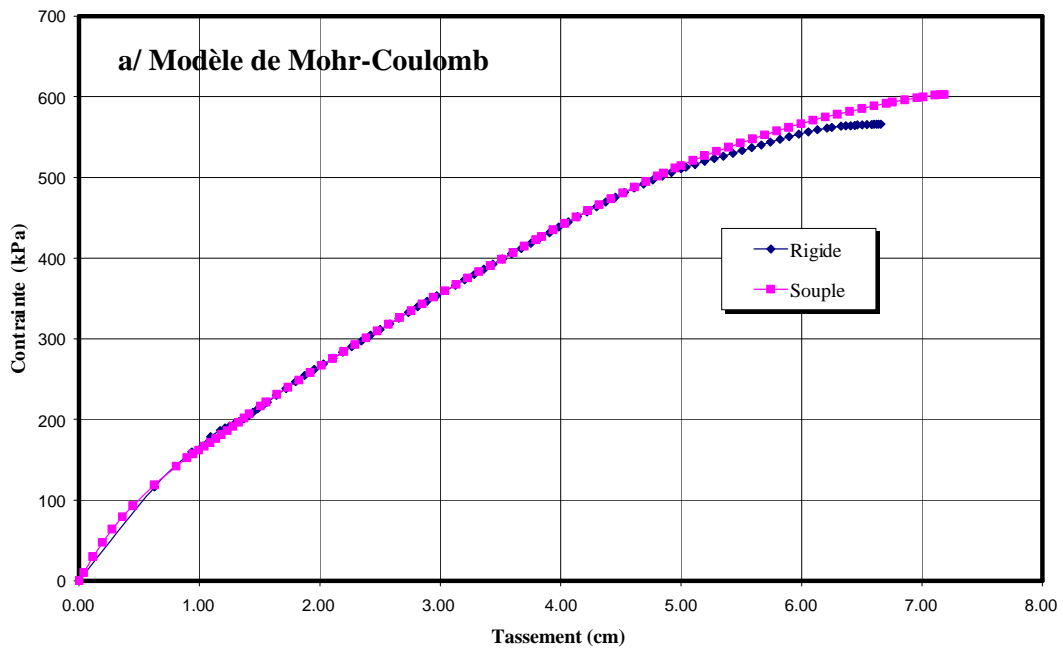


Figure 4.36: Evolution de la contrainte appliquée à la base de la semelle en fonction du tassement calculé au centre de la semelle.

4.4 ANALYSE DE SENSIBILITE AUX PARAMETRES

Compte tenu des résultats précédents, on a limité volontairement les calculs présentés ci-après au cas de la semelle rigide ancrée dans un massif sableux ; des calculs semblables conduisent aux mêmes conclusions dans le cas de la semelle souple. Aussi, l'analyse est-elle limitée à l'influence du maillage et des paramètres significatifs des deux modèles de comportement élastoplastiques précédemment considérés (module d'Young E , coefficient de Poisson ν , angle de frottement interne φ et angle de dilatance ψ).

4.4.1 Influence du maillage

Pour étudier l'effet de la densité de maillage sur la courbe pression-tassement, trois types de maillage ont été considérés (figure 4.9) :

- maillage grossier dans lequel le modèle géométrique est discrétisé en 176 éléments ;
- maillage moyen dans lequel le modèle géométrique est discrétisé en 353 éléments ;
- maillage fin dans lequel le modèle géométrique est discrétisé en 676 éléments.

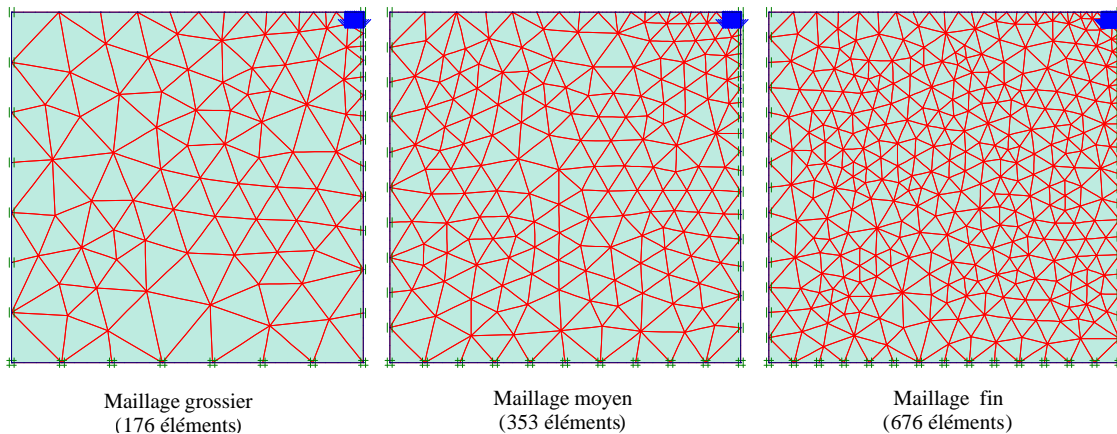


Figure 4.37: Différents maillages considérés.

Les valeurs des contraintes limites obtenues pour le maillage fin sont plus petites que celles obtenues pour les maillages moyen et grossier pour des déplacements limites très proches (figure 4.10). Les valeurs limites des contraintes obtenues et les tassements correspondants sont regroupées dans le tableau 4.5.

Tableau 4.19: Influence du maillage.

Taille de maillage	Mohr-Coulomb			HSM		
	Grossier	Moyen	Fin	Grossier	Moyen	Fin
Tassement limite (cm)	6.66	6.29	6.52	6.06	6.52	6.31
Contrainte limite (kPa)	566.24	574.55	557.62	467.20	515.12	458.59

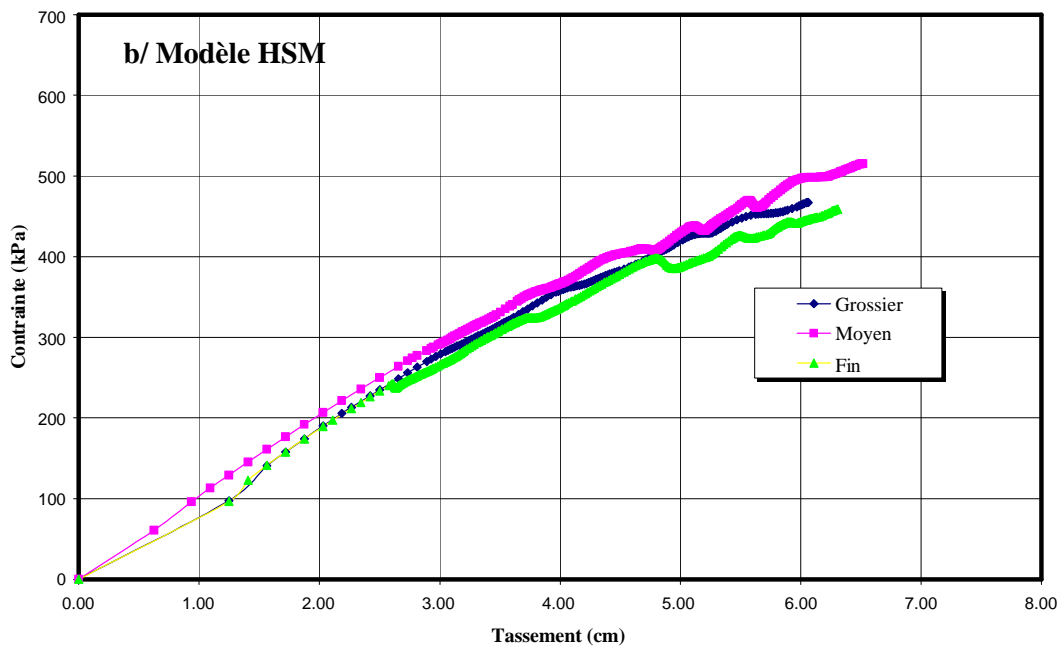
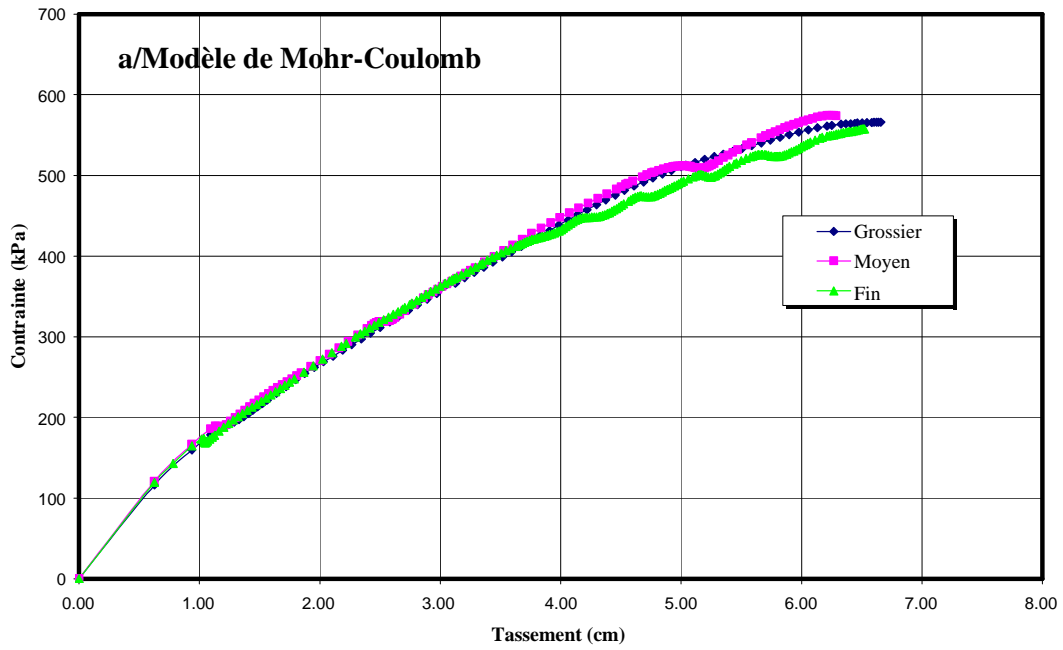


Figure 4.38: Influence du maillage.

4.4.2 Influence de E

La figure 4.11 montre une grande influence du module d'Young E sur la pente initiale des courbes « contrainte-tassement » ; l'augmentation de E réduit la déformabilité du terrain. Le tableau 4.7 rassemble les valeurs des contraintes limites et des tassements correspondants. La contrainte limite croit avec le module d'Young, tandis le tassement limite décroît.

Tableau 4.20: Influence de E.

Module d'Young E (MPa)	Mohr-Coulomb			HSM		
	30	60	90	30	60	90
Tassement limite (cm)	12.07	6.32	4.14	13.58	5.8	4.42
Contrainte limite (kPa)	569.77	580.85	590.01	531.89	501.6	520.19

4.4.3 Influence de ν

La variation du coefficient de Poisson ν montre une influence notable sur la courbe « contrainte-tassement » (figures 4.12). L'augmentation de ν réduit la déformabilité du terrain. Le tableau 4.7 regroupe les résultats des calculs obtenus.

Tableau 4.21: Influence de ν .

Coefficient de Poisson ν	Mohr-Coulomb			HSM		
	0.2	0.3	0.4	0.2	0.3	0.4
Tassement limite (cm)	6.66	6.13	4.41	8.17	6.13	4.41
Contrainte limite (kPa)	566.24	587.72	592.99	513.56	587.72	592.99

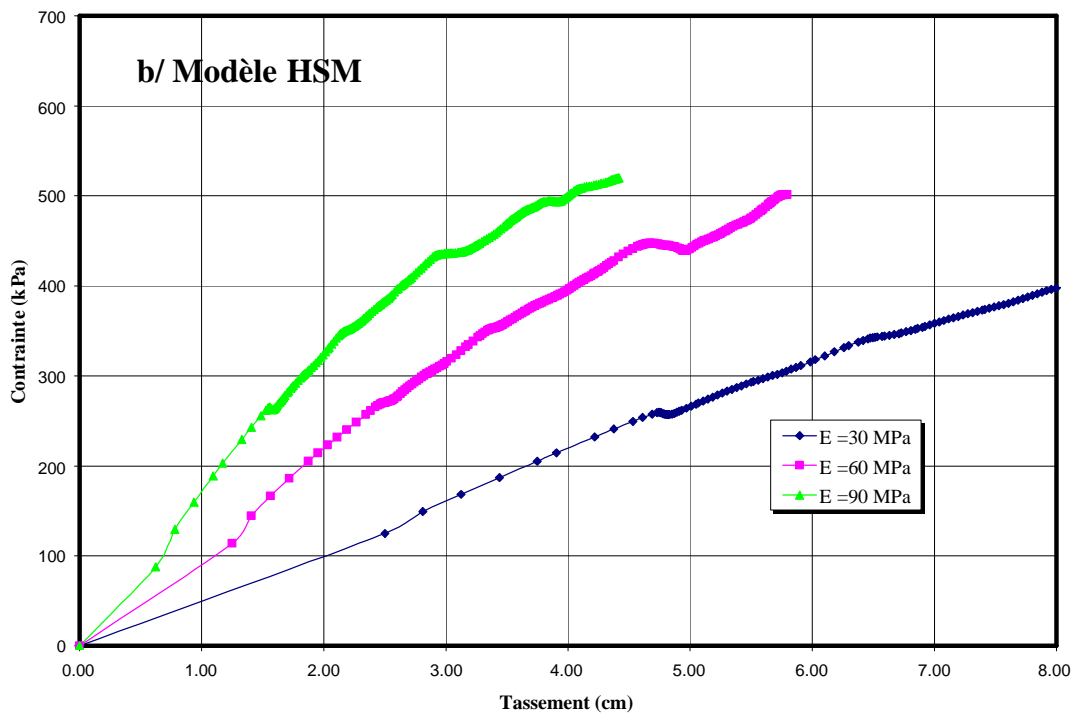
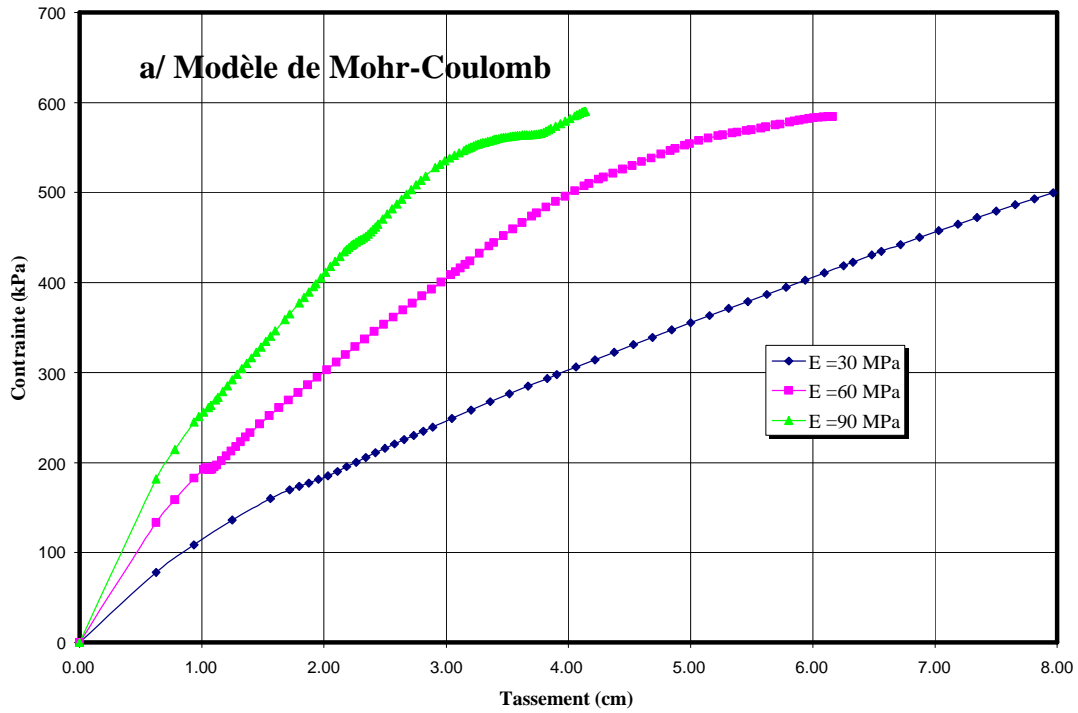


Figure 4.39: Influence de E.

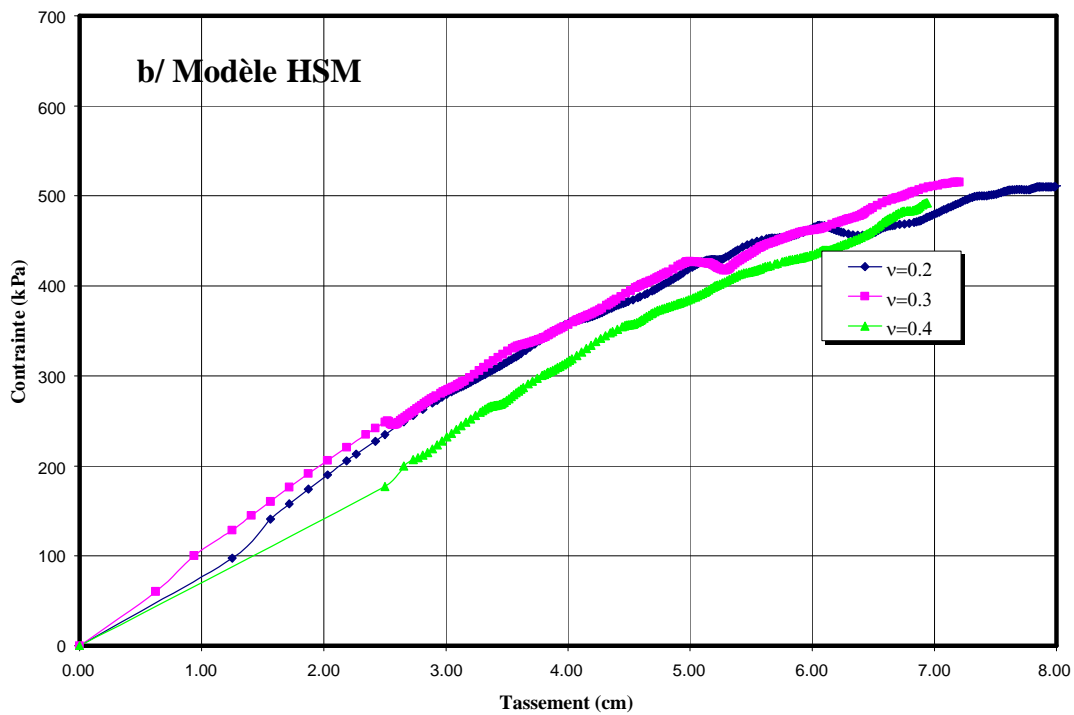
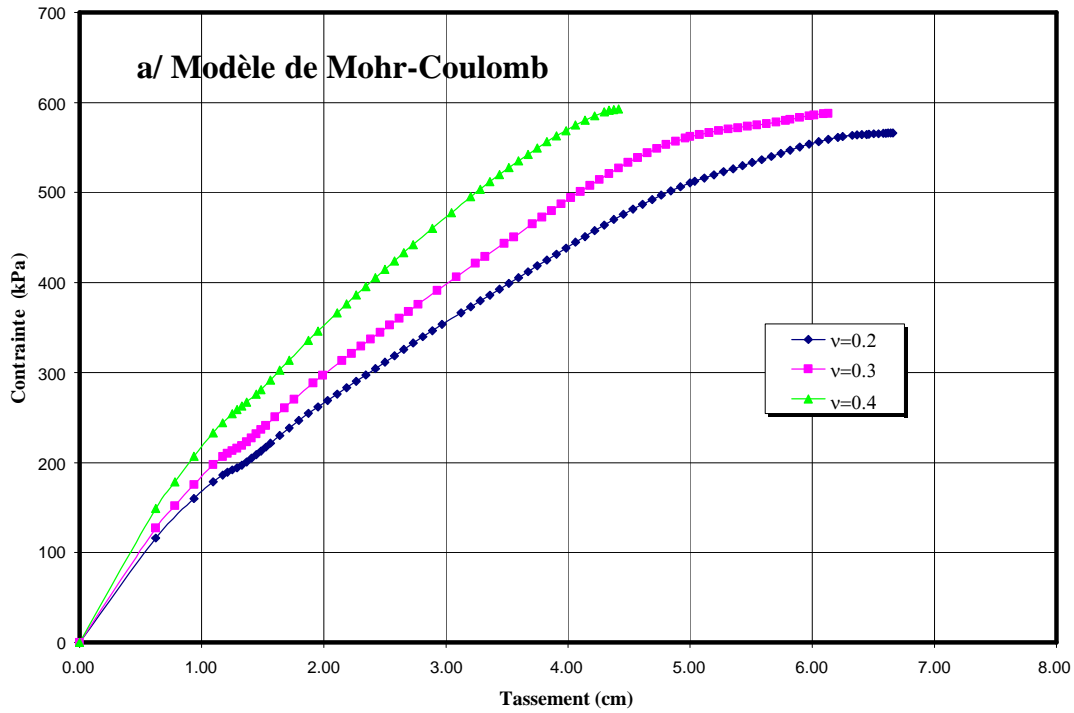


Figure 4.40: Influence de v .

4.4.4 Influence de ϕ

La figure 4.13 montre une très grande influence de l'angle de frottement interne ϕ sur la valeur de la contrainte limite ; l'augmentation de ϕ améliore la résistance au cisaillement du sol. Le tableau 4.8 regroupe les résultats des calculs obtenus.

Tableau 4.22: Influence de ϕ .

	Mohr-Coulomb			HSM		
Angle de frottement ϕ (°)	30	35	40	30	35	40
Tassement limite (cm)	3.06	4.72	8.87	5.00	7.25	9.02
Contrainte limite (kPa)	183.90	364.94	777.01	176.29	352.40	692.00

4.4.5 Influence de ψ

La figure 4.14 montre l'effet de l'angle de dilatance ψ sur l'évolution de la contrainte appliquée en fonction du tassement induit. Le tableau 4.9 regroupe les résultats des calculs obtenus.

Tableau 4.23: Influence de ψ .

	Mohr-Coulomb			HSM		
Angle de dilatance ψ (°)	0	5	10	0	5	10
Tassement limite (cm)	5.14	5.29	6.8	5.31	6.44	7.42
Contrainte limite (kPa)	385.78	527.42	603.98	366.9	451.86	537.73

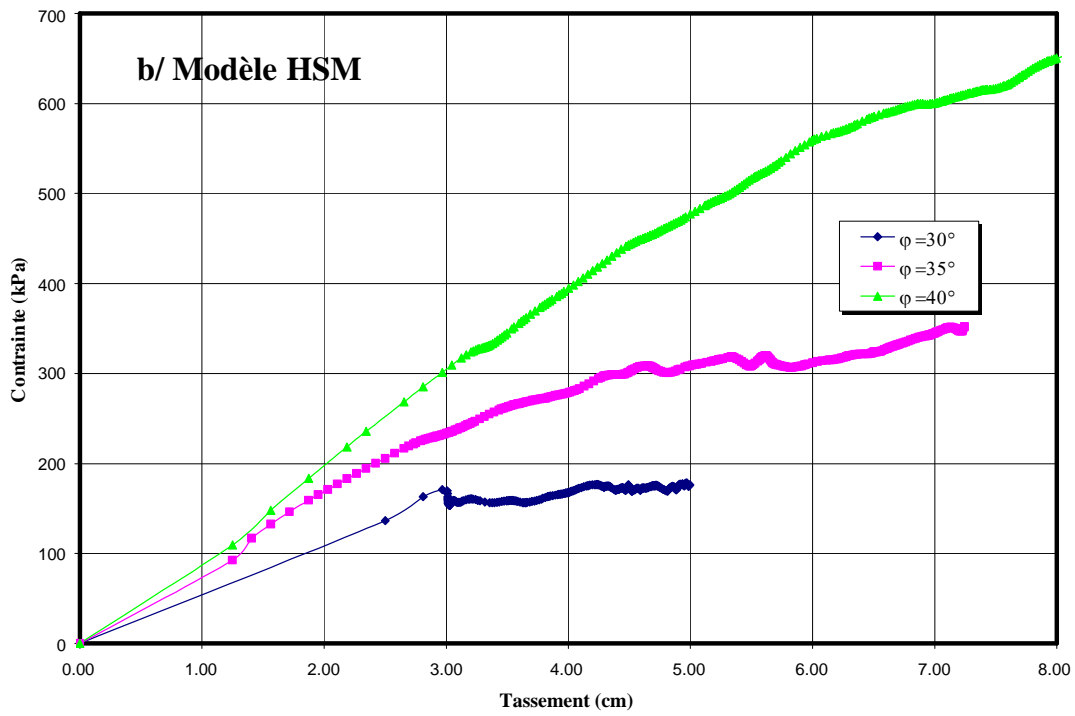
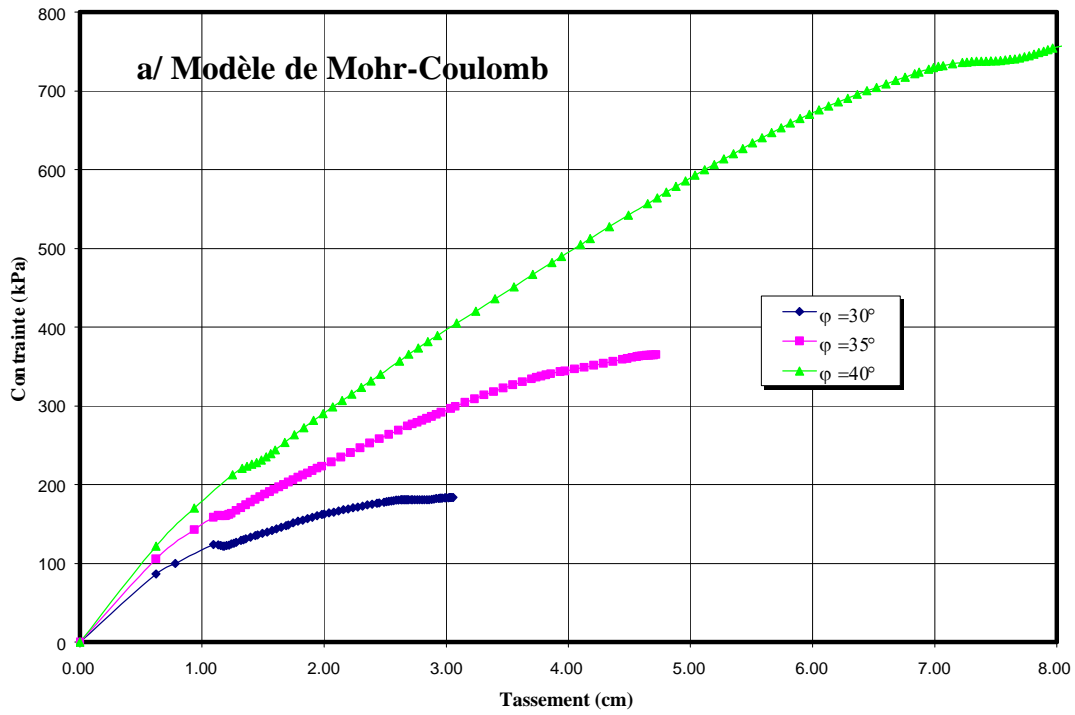


Figure 4.41: Influence de φ .

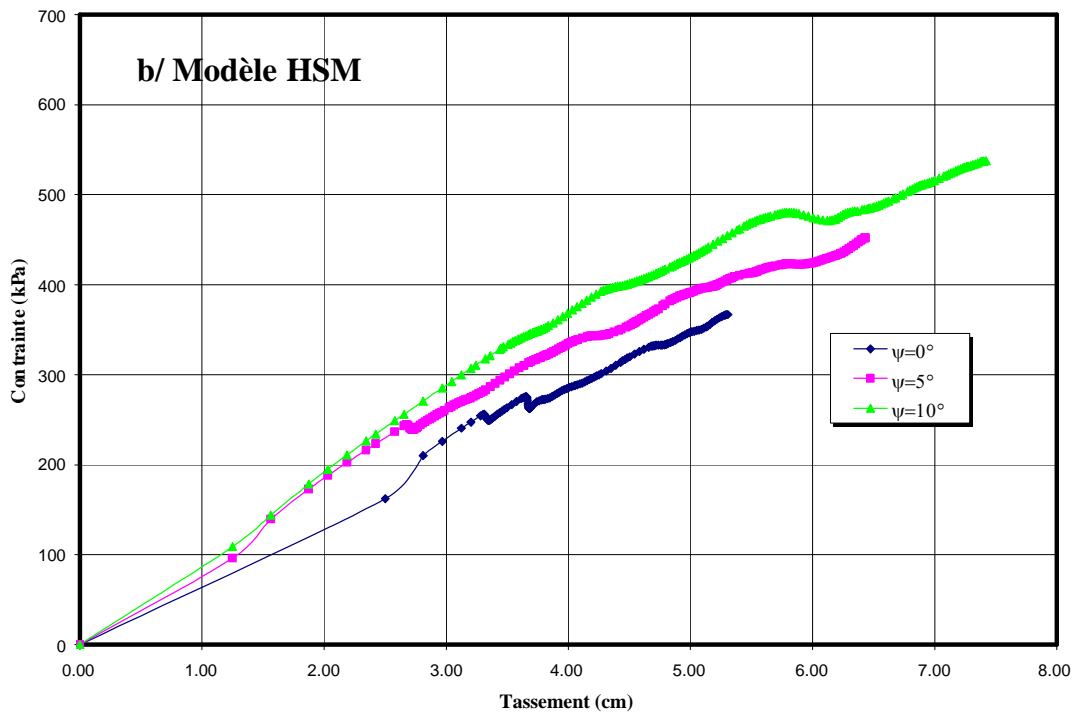
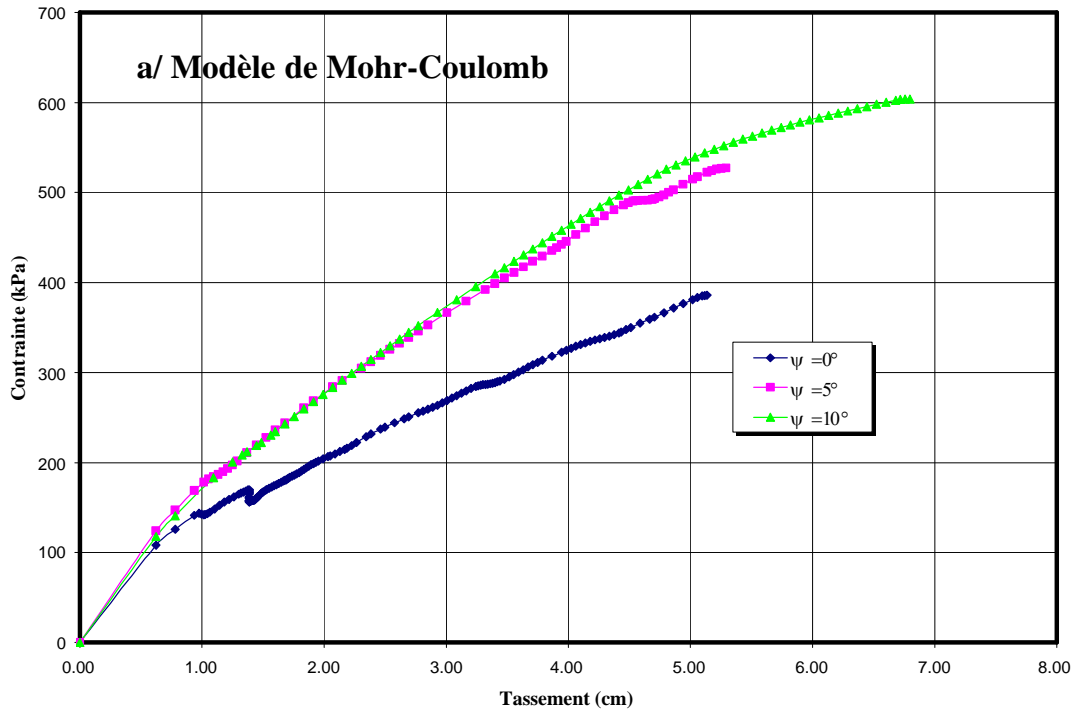


Figure 4.42: Influence de ψ .

4.5 SYNTHÈSE

L'analyse des tassements subis par une fondation superficielle sous l'effet de la pression appliquée en utilisant un modèle de comportement élastique parfaitement plastique de type Mohr-Coulomb et un modèle élastoplastique avec écrouissage de type HSM ne montre pas de différences notables entre les comportements d'une semelle rigide et d'une semelle souple. Les paramètres d'état initial E et ν , ainsi que le paramètre ψ caractéristique de la dilatance des sables ont un effet considérable sur la courbe « pression-tassement ».

CONCLUSIONS GENERALES

Le travail présenté dans ce mémoire avait pour finalité de caractériser expérimentalement et numériquement le comportement d'un sable de dune prélevé dans la partie nord de la ville de Boussaâda, où quelques désordres plus ou moins importants apparaissent fréquemment dans les constructions fondées sur des massifs sableux d'origine éolienne (dunes de sable).

La synthèse bibliographique effectuée sur le comportement des sables sous sollicitations homogènes a montré que la réponse de ce type de sols aux sollicitations qui leur sont appliquées est générée fondamentalement par leur compacité initiale (sable dense ou sable lâche) et par les conditions de drainage imposées (cisaillement drainé ou non drainé). Divers modèles de comportement spécifiques leur ont été développés, mais leur validation n'est que partiellement mise en évidence. On a retenu essentiellement deux modèles hyperboliques caractérisés par un critère de rupture de type Mohr-Coulomb, l'un élastique non linéaire (modèle de Duncan et al., 1980) et l'autre élastoplastique avec écrouissage (modèle de Schanz et al., 1999), pour lesquels l'état de contraintes dépend de l'état actuel des déformations et du chemin de contraintes suivi, mais le temps n'intervient pas de manière explicite.

L'étude expérimentale de caractérisation du sable de dune de Boussaâda a comporté des essais d'identification classique et deux séries d'essais triaxiaux de cisaillement drainés correspondant chacune à une compacité donnée du sable. Ce sable est identifié comme un sable propre mal gradué. Contrairement à l'état très dense, les courbes de cisaillement obtenues à l'état moyennement dense ne présentent pas de pics, mais tendent vers une asymptote. Les courbes de déformation volumique présentent une contractance initiale suivie assez rapidement d'une phase de dilatance assez marquée. Ces résultats confirment l'essentiel des connaissances déjà acquises sur le comportement drainé des sables (sables de rivières ou sables de plages) et montrent que les paramètres de comportement de ce sable (caractéristiques élastiques, caractéristiques de déformation volumique, caractéristiques de cisaillement et de rupture) sont largement influencés par les conditions initiales de compacité et par les contraintes de confinement qui lui sont appliquées. Sa résistance au cisaillement, notamment, augmente avec la densité, tandis que sa déformabilité diminue.

La simulation numérique effectuée a permis de valider les deux modèles hyperboliques retenus à partir des données expérimentales acquises sur le sable de dune de Boussaâda. Cette simulation a été réalisée à l'aide du programme SIMSOL de simulation des essais triaxiaux pour le modèle de Duncan et al. (1980) et à l'aide du code PLAXIS de calcul par éléments finis pour le modèle de Schanz et al. (1999) –appelé modèle HSM-. Les résultats des calculs globalement satisfaisants, pour les deux modèles et concordent assez bien avec les résultats expérimentaux aussi bien pour le sable moyennement dense que très dense. La meilleure concordance s'obtient avec le modèle HSM en raison du caractère dilatant du matériau et des déformations plastiques développées à partir d'un certain seuil de chargement du modèle géométrique. L'analyse paramétrique effectuée semble néanmoins indiquer que le modèle HSM est relativement sensible aux variations de ses paramètres mécaniques et constitue une preuve supplémentaire de l'influence de la méthode de leur identification.

L'application au calcul d'une semelle filante ancrée dans un massif sableux de caractéristiques comparables à celles du sable de dune de Boussaâda effectuée à l'aide du code PLAXIS a permis de comparer entre eux les résultats des calculs obtenus par le modèle HSM et par le modèle de Mohr-Coulomb (modèle de référence en géotechnique) aux résultats obtenus par la théorie de capacité portante de Terzaghi. Les résultats obtenus montrent que le calcul en plasticité est plus avantageux que le modèle de Mohr-Coulomb. Ceci provient vraisemblablement du fait que le modèle de comportement permet de reprendre une partie des efforts, la semelle étant de ce fait moins chargée. L'analyse paramétrique effectuée semble indiquer que les paramètres d'état initial (paramètres élastiques) comme les paramètres de déformation plastique (angle de dilatance) et de cisaillement (cohésion et angle de frottement) ont un effet considérable sur la courbe de tassement.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

AFNOR. (1995). Géotechnique, Essais de reconnaissance des sols, recueil de normes françaises, T1.

BENNECER F. (2004). Comportement non drainé des sables argileux dans l'essai triaxial, Mémoire de magister, Université de M'sila, 82 pages.

BUDHU M. (1999). Soil mechanics and foundations. John willy & sons. Inc. New York.576 pages.

CANOU J., BENAHMED N., DUPLA J.C., DE GENNARO V. (1999). Comportement mécanique et liquéfaction des sables.

COQUILLAY S. (2005). Prise en compte de la non linéarité du comportement des sols soumis à de petites déformations pour le calcul des ouvrages géotechniques, Thèse de doctorat, ENPC, Paris, 249 pages.

DJEDID A. (1986). Etude du comportement du sable sur chemins non drainé, Mémoire de DEA, Université de Joseph Fourier, Grenoble, France.

FINGE BOUSAID Z. (2004). Contribution à l'étude du comportement non drainé des sables lâches surconsolidés et anisotropes, Thèse de doctorat, INSA de Lyon, France.

FLAVIGNY E., FORAY P. (1986). Comportement mécanique des sables sur chemins non drainés et liquéfaction, 1^{er} Colloque de génie parasismique, St-Rémy-les-Chevreuse, France, pp. 23-31.

HOLTZ R., KOVACS W. (1991). Introduction à la géotechnique. Ecole polytechnique de Montréal, Canada, 808 pages.

KACPRZAK G. (2006). Etude du comportement mécanique des mélanges sables/argiles, Thèse de doctorat, INSA de Lyon, France.

KHEMISSA M. (2001). Comportement des sols fins sous sollicitations homogènes. Communication au 1^{er} Séminaire national de génie civil, Centre universitaire de Tébessa, 27 et 28 mai 2001.

KHEMISSA M. (2004). Comparaison de deux modèles pour l'analyse de la convergence des tunnels. Bulletin des LPC, N°250-251, pp. 135-146.

KHEMISSA M. (2004). Modélisation des sols. Cours de DEA, Université de M'sila.

LADJAL S. (2004). Modélisation des non linéarités de comportement des sols fins sous sollicitations homogènes : application à la simulation des résultats d'essais triaxiaux. Mémoire de magister, Université de M'sila, 150 pages.

LIU C., B.EVETT J. (1990). Soil properties, testing, measurement and evaluation, Prentice Hall, 375 pages

MAGNAN J.P. (1991). Résistance au cisaillement. Techniques de l'ingénieur. C216, 25 pages.

MAGNAN J.P., MESTAT Ph. (1997). Lois de comportement et modélisation des sols. Techniques de l'ingénieur. C218, 23 pages.

MAGNAN J.P. (2000). Cours de mécanique des sols et des roches. Ecole nationale des ponts et chaussées.

MESTAT Ph., PRAT M. (1999). Ouvrages en interaction. HERMES Science Publications, pp. 27-67

MESTAT Ph. (2000). De la rhéologie des sols à la modélisation des ouvrages géotechniques. Etudes et recherches des LPC, LCPC, Paris, 236 pages.

MESTAT Ph., BERTHELON J.P. (2001). Modélisation par éléments finis des essais sur fondations superficielles à Labenne. Bulletin des LPC, N°234, pp 57-78.

PLAXIS (2002). Finite element code for soils and rock analyses. Professioneel version, Balkema/Rotterdam/Brookfield.

SCHANZ T., VERMEER P.A., BONNIER P.G., (1999). Formulation and verification of the Hardening-Soil Model. International Journal of Numerical Analysis Methods in geomechanics.

SIMSOL (2004). Programme de simulation des essais triaxiaux. Version 1.

ANNEXES

ANNEXE A1

Résultats détaillés des essais triaxiaux de cisaillement drainés sur le sable de dune de Boussaâda.

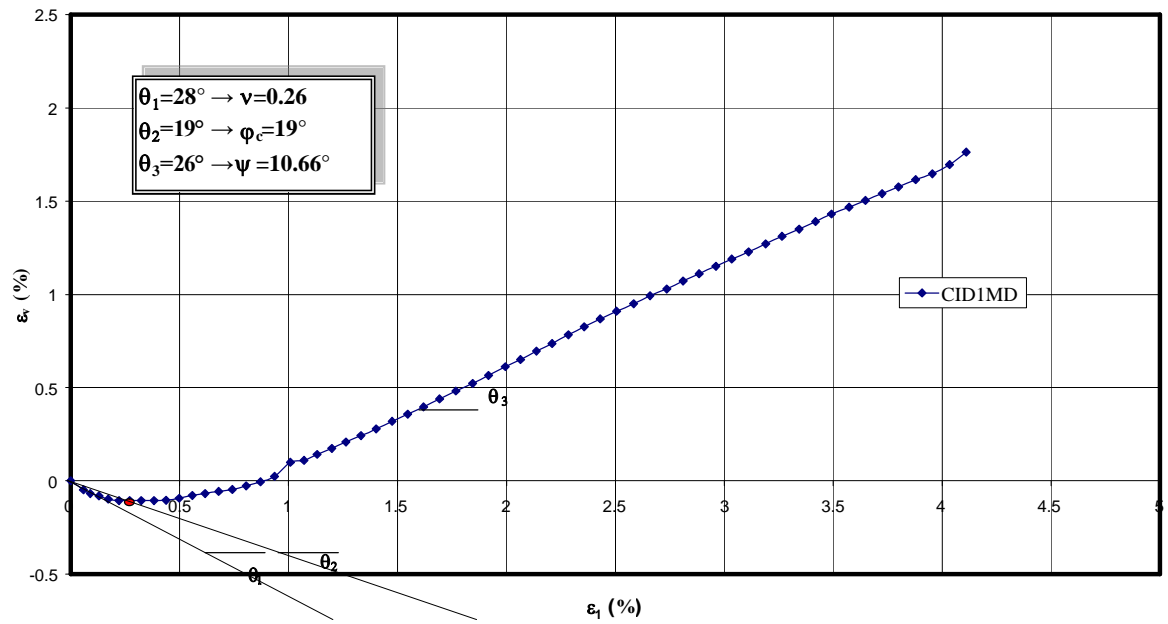
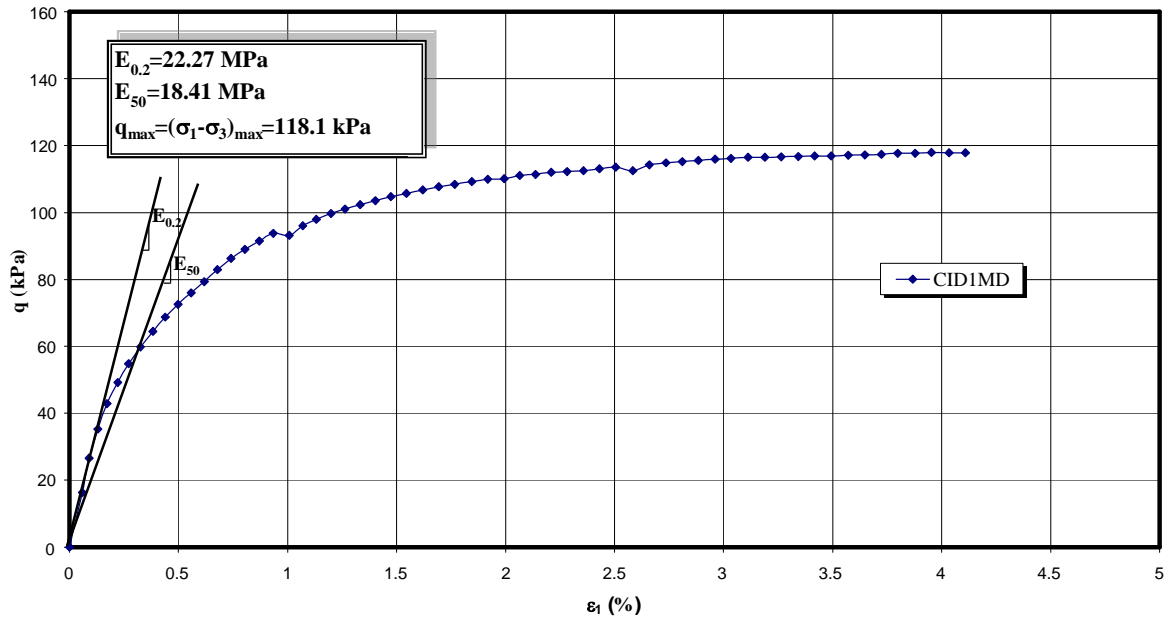


Figure A1.43: Résultats de l'essai CID1MD ($\sigma_3 = 35 \text{ kPa}$).

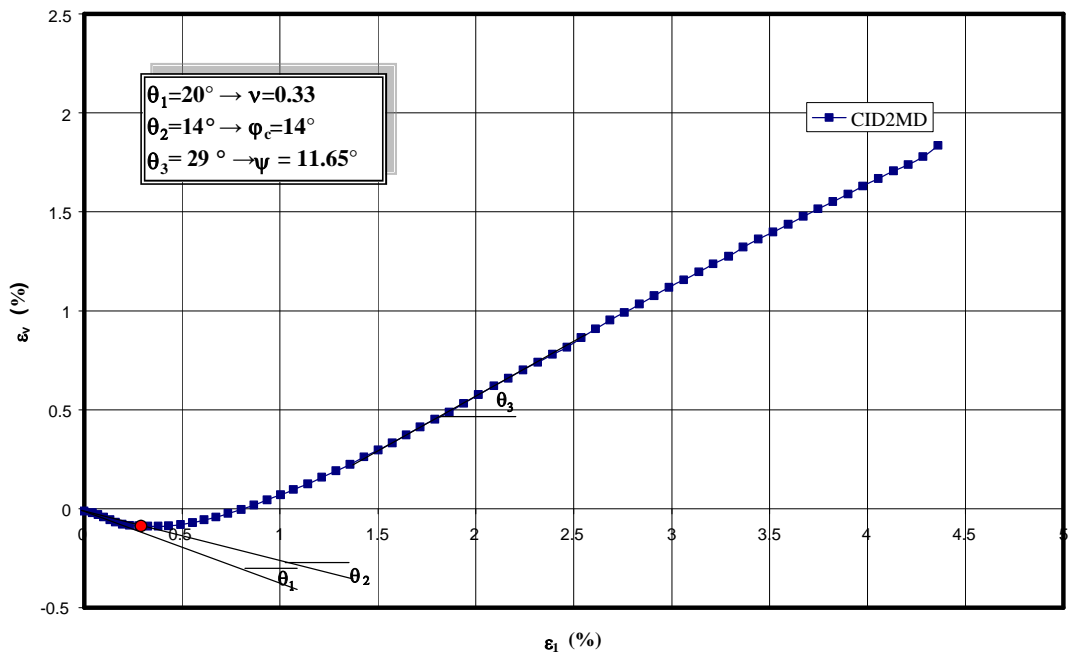
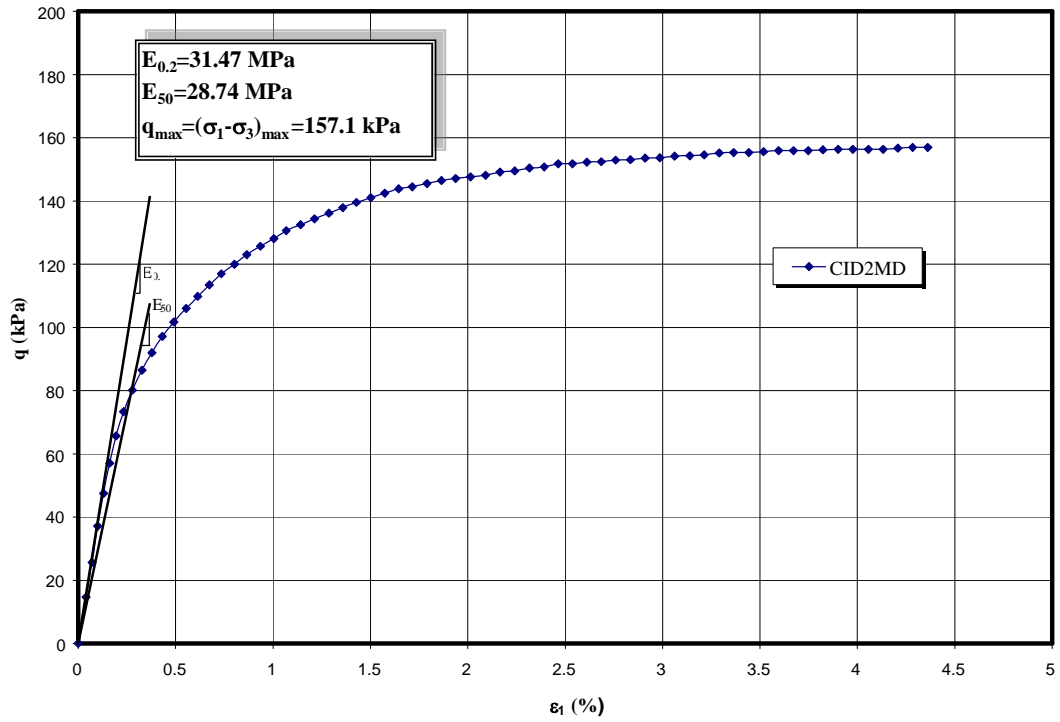


Figure A1.44: Résultats de l'essai CID2MD ($\sigma_3 = 50 \text{ kPa}$).

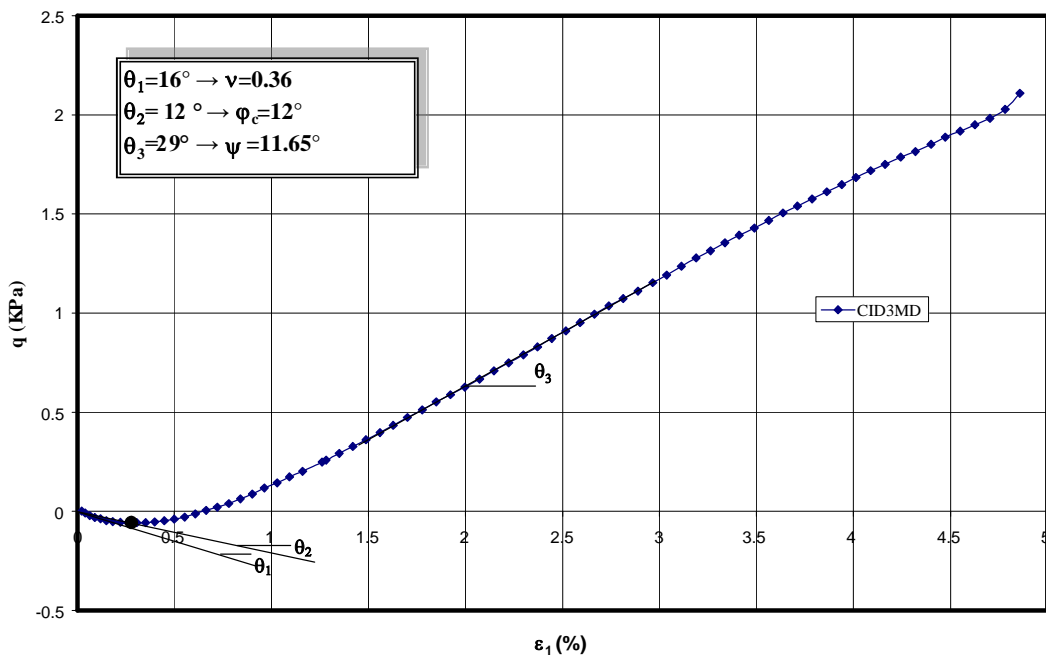
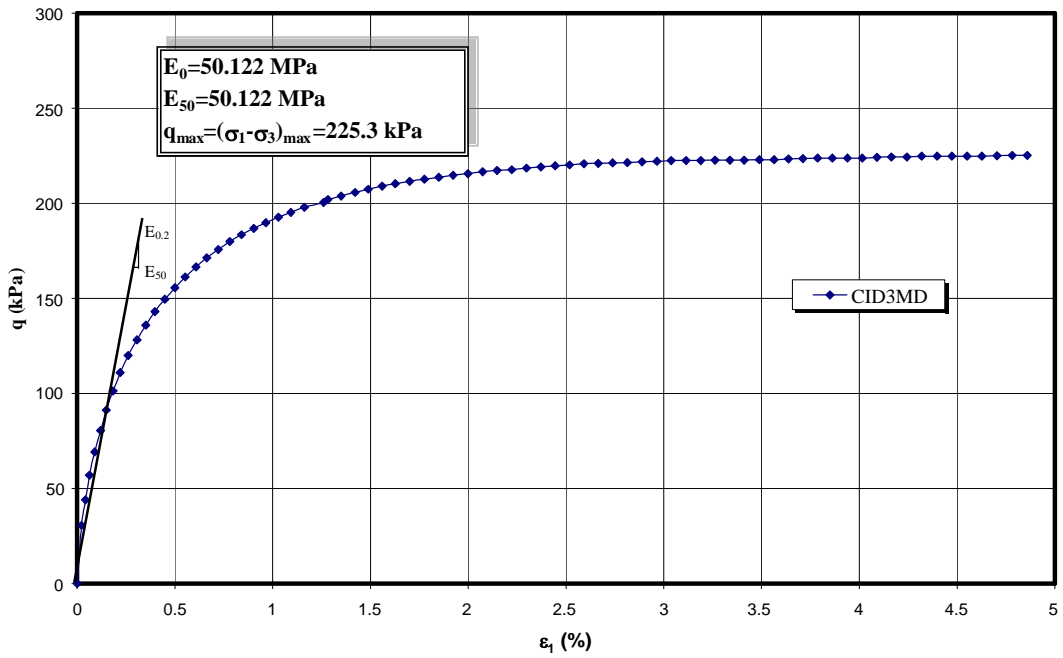


Figure A1.45: Résultats de l'essai CID3MD ($\sigma_3 = 75 \text{ kPa}$).

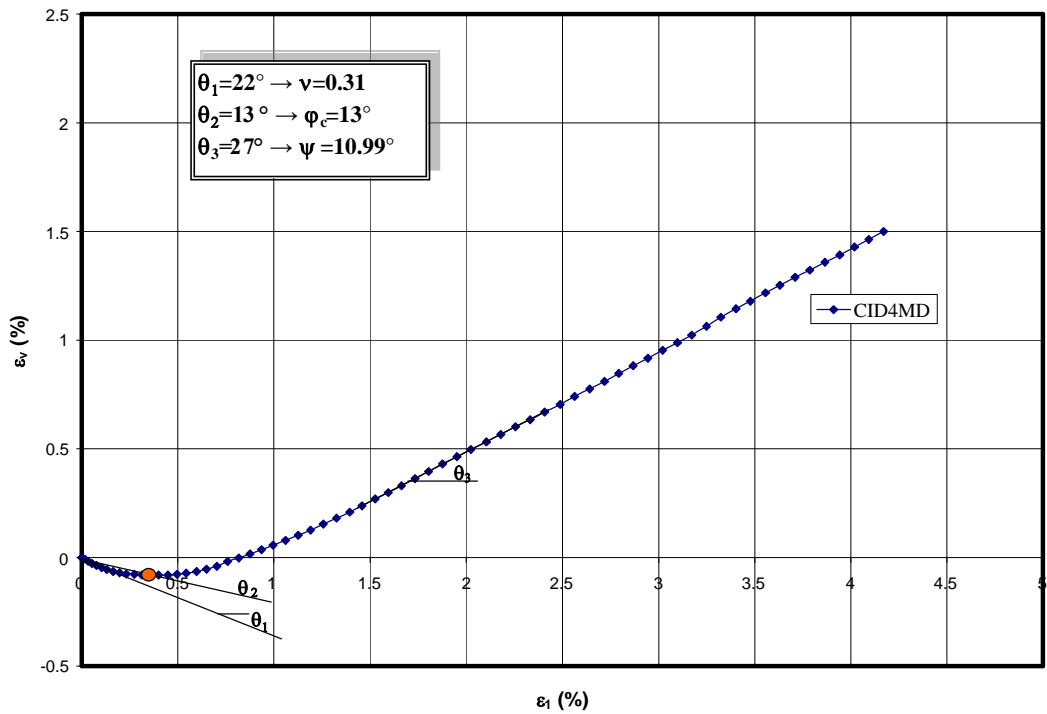
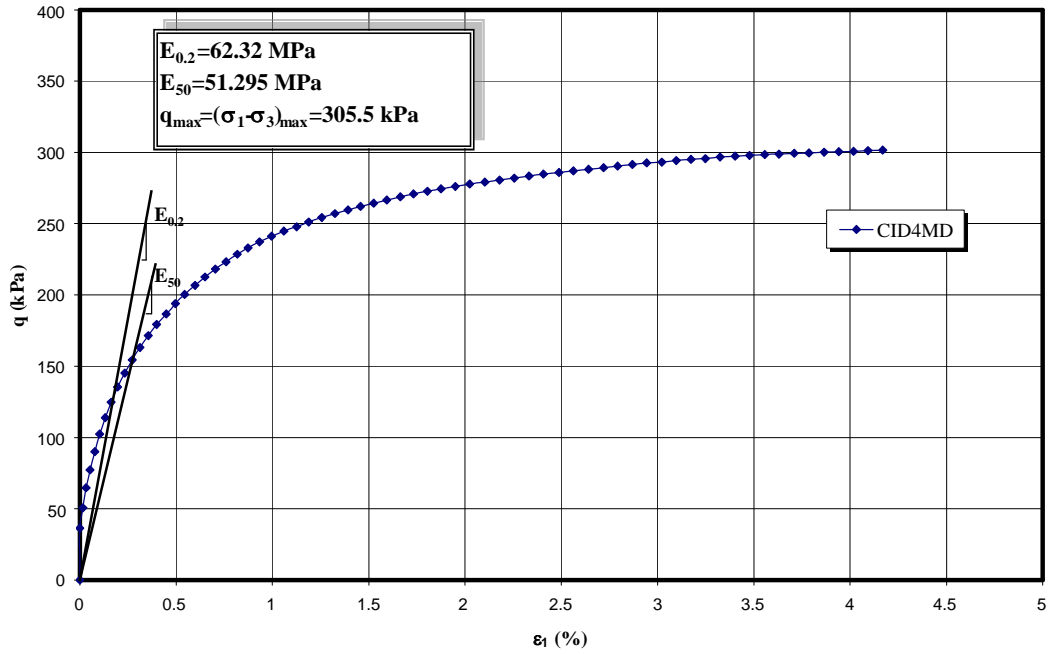


Figure A1.46: Résultats de l'essai CID4MD ($\sigma_3 = 100 \text{ kPa}$).

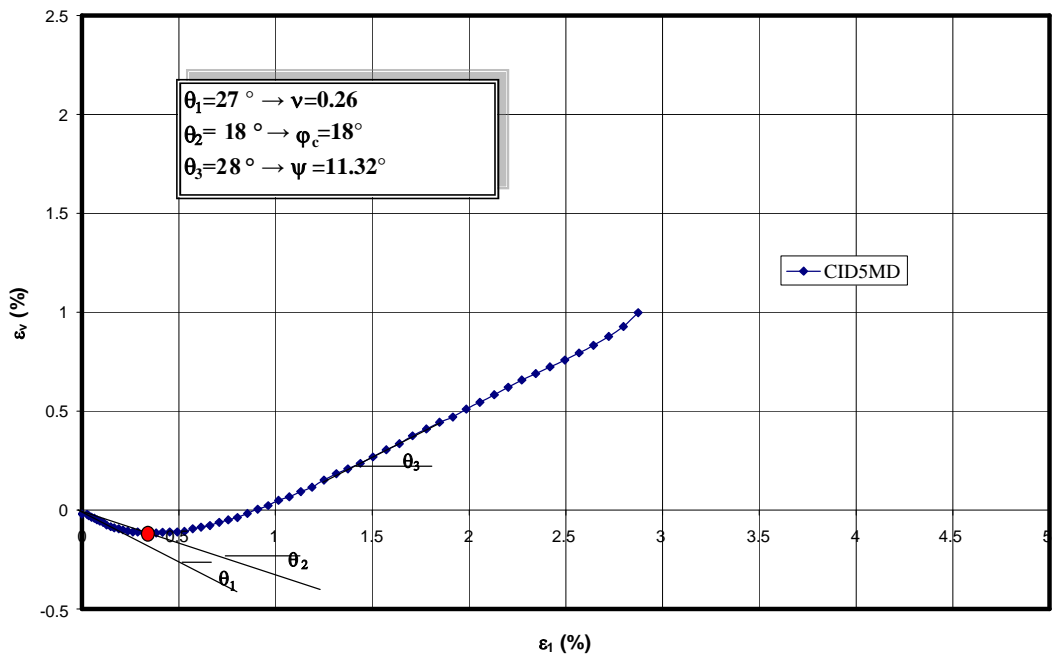
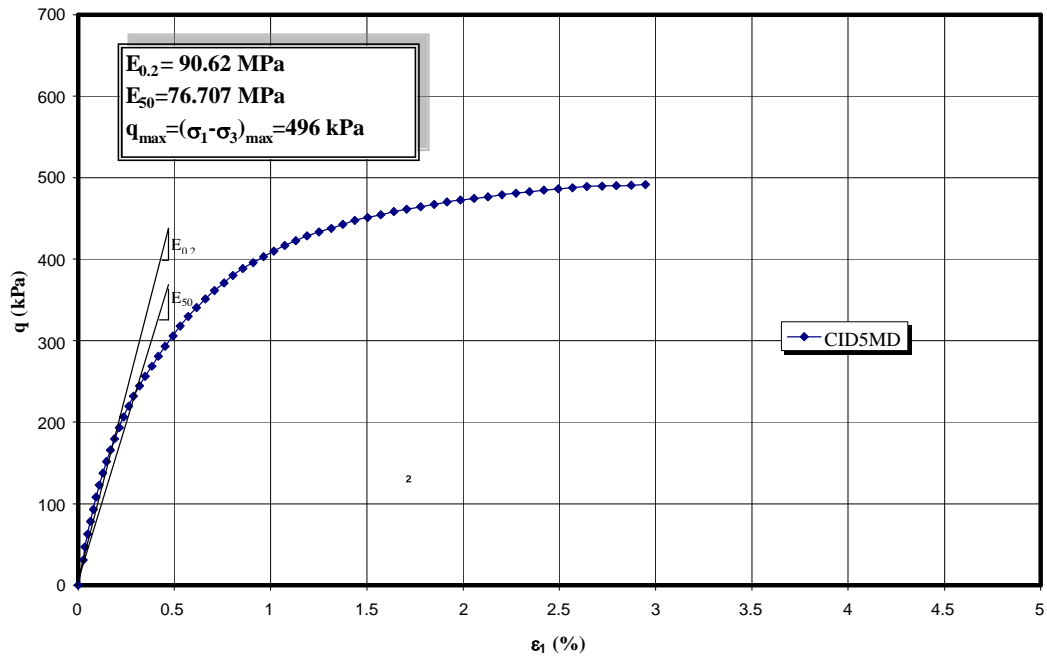


Figure A1.47: Résultats de l'essai CID5MD ($\sigma_3 = 150 \text{ kPa}$).

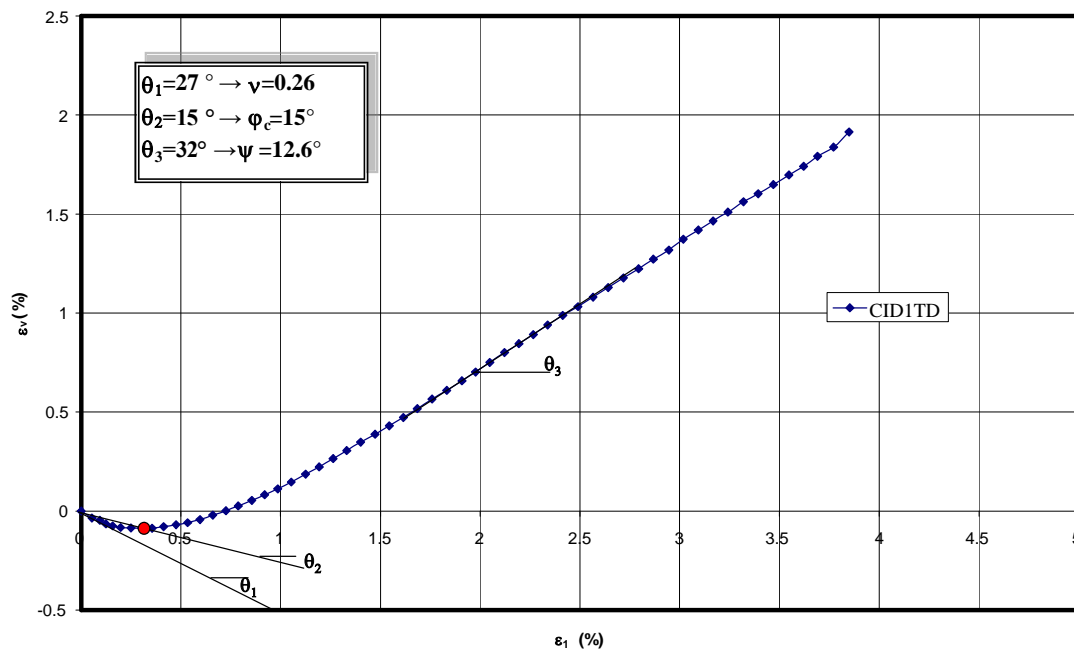
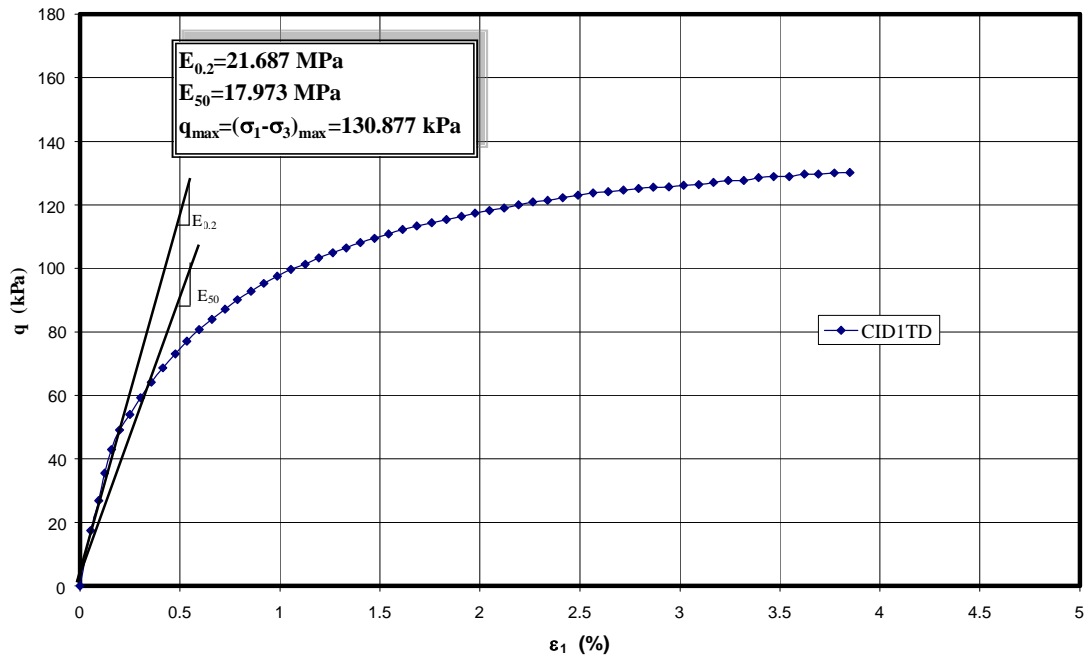


Figure A1.48: Résultats de l'essai CID1TD ($\sigma_3 = 35 \text{ kPa}$).

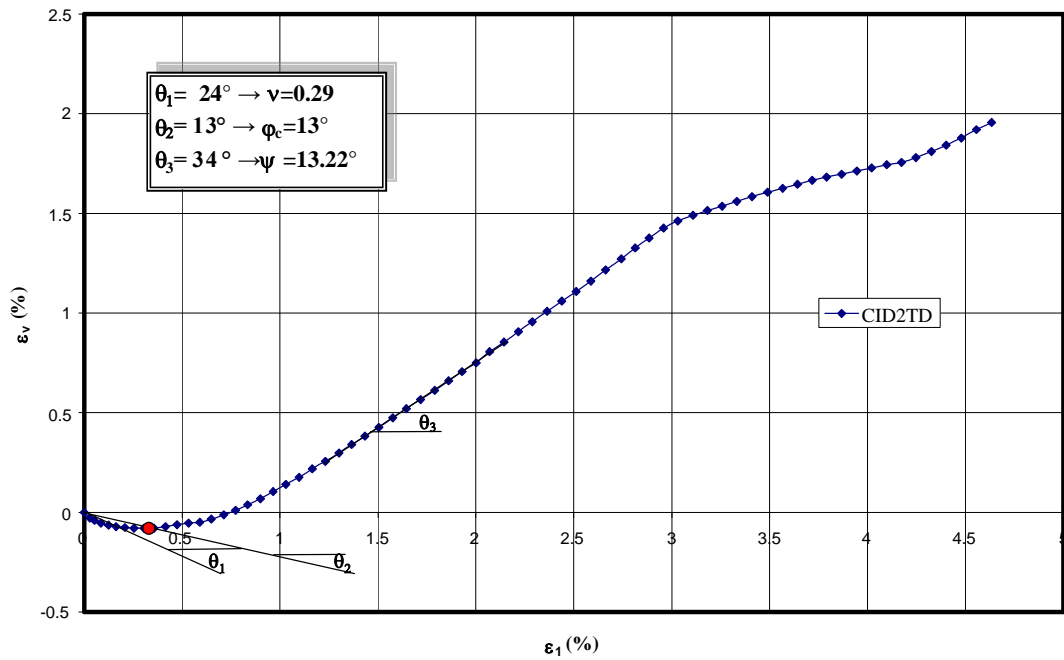
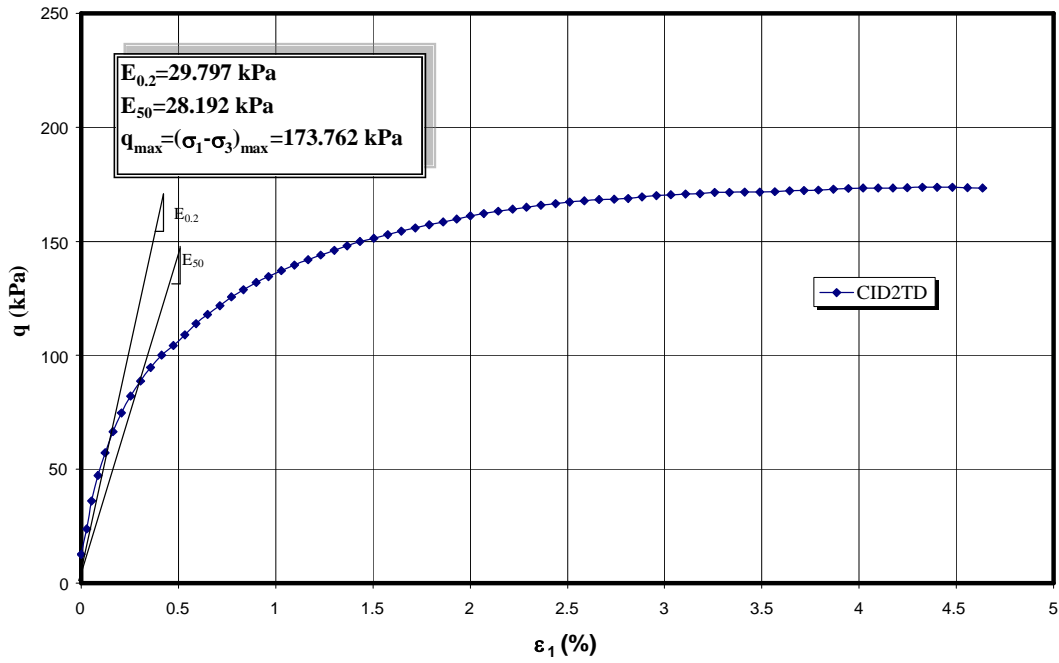


Figure A1.49: Résultats de l'essai CID2TD ($\sigma_3 = 50 \text{ kPa}$).

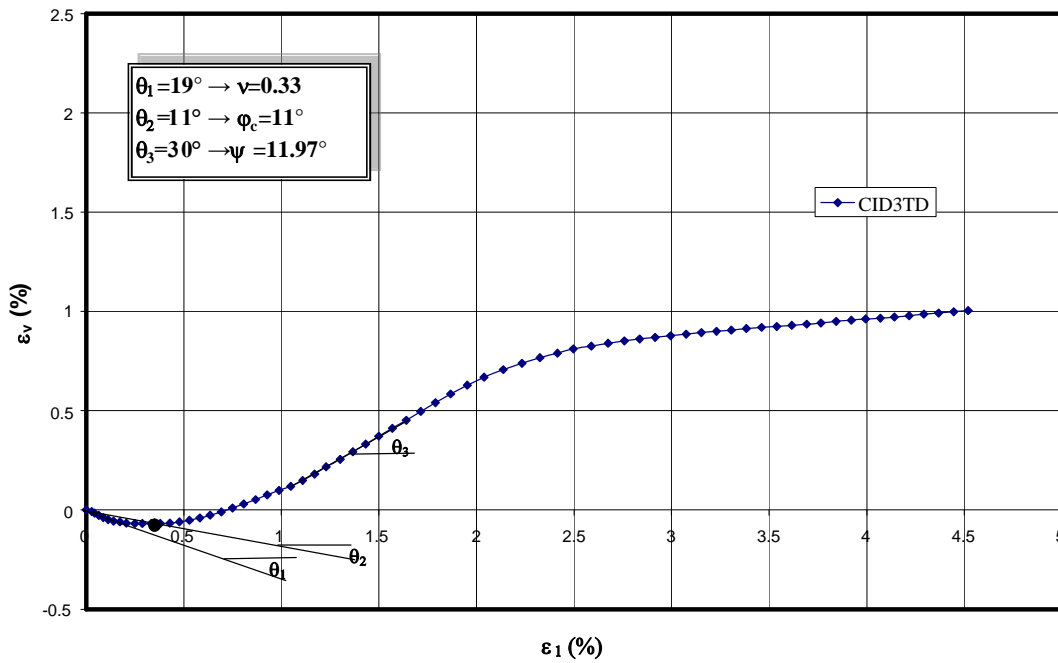
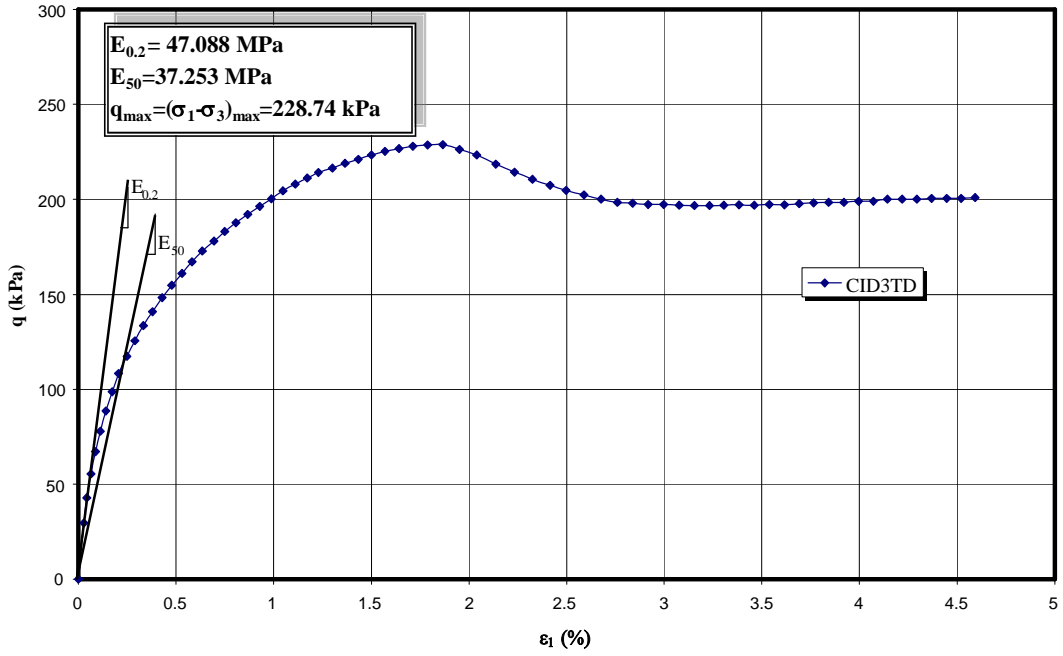


Figure A1.50: Résultats de l'essai CID3TD ($\sigma_3 = 75 \text{ kPa}$).

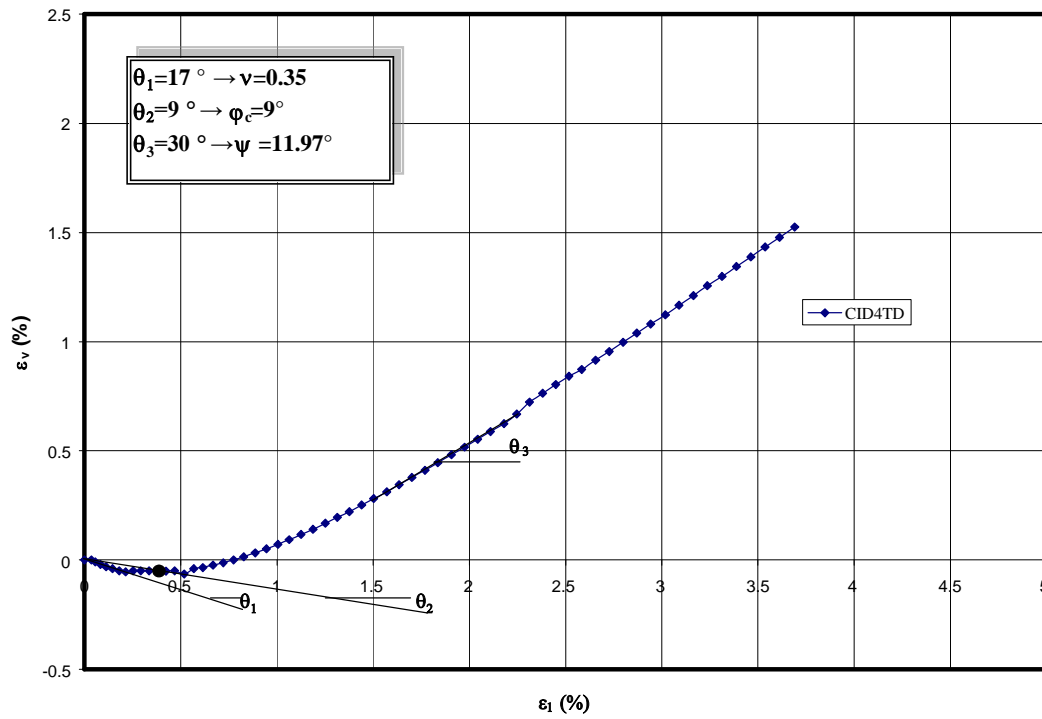
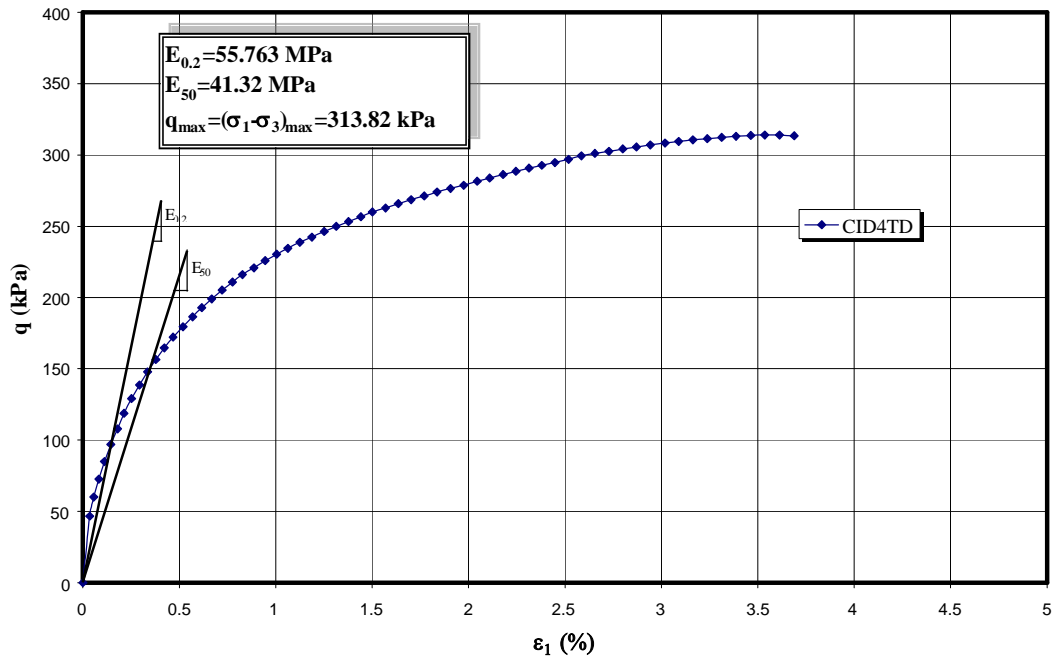


Figure A1.51: Résultats de l'essai CID4TD ($\sigma_3 = 100 \text{ kPa}$).

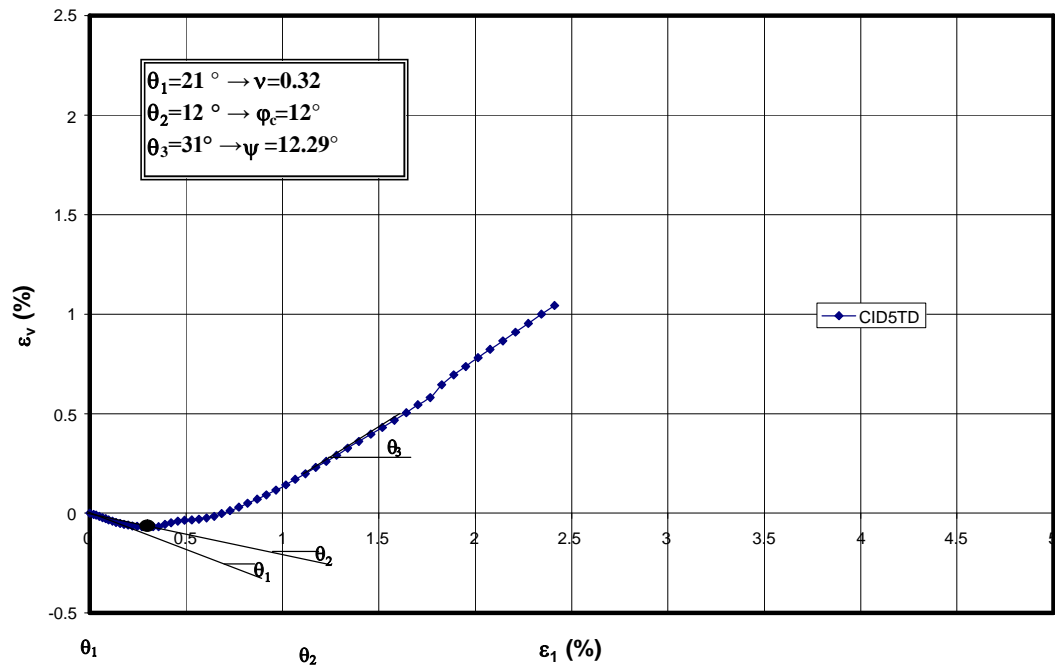
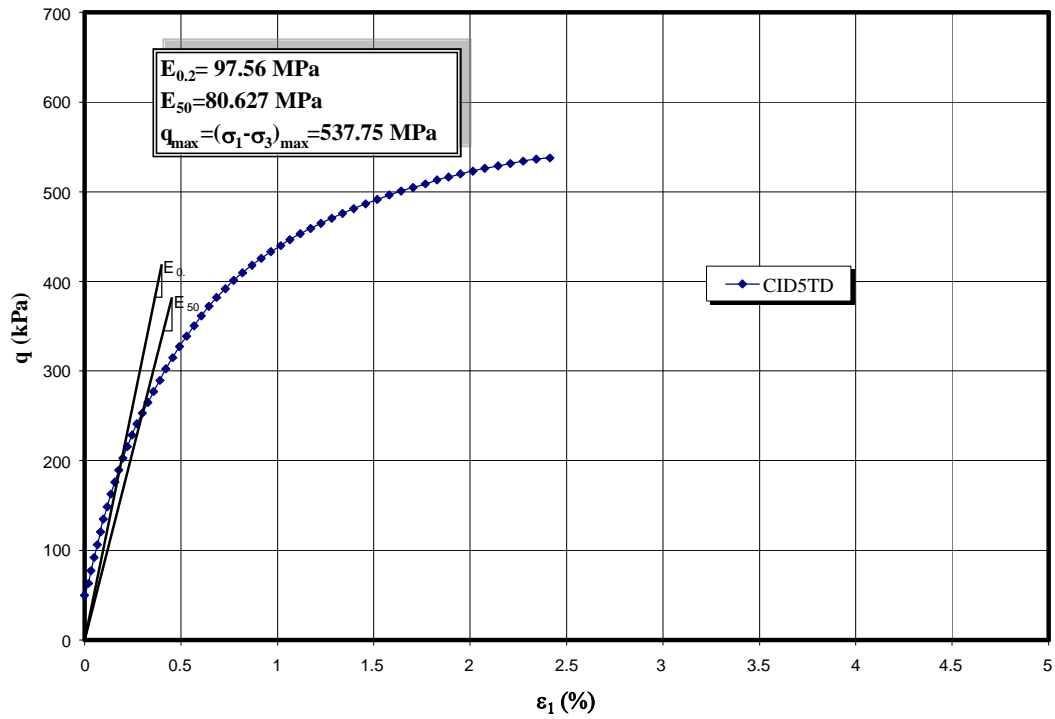


Figure A1.52: Résultats de l'essai CID5TD ($\sigma_3 = 150 \text{ kPa}$).

ANNEXE A2

**Résultats de l'analyse de sensibilité
aux paramètres du modèle de Duncan et al. (1980).**

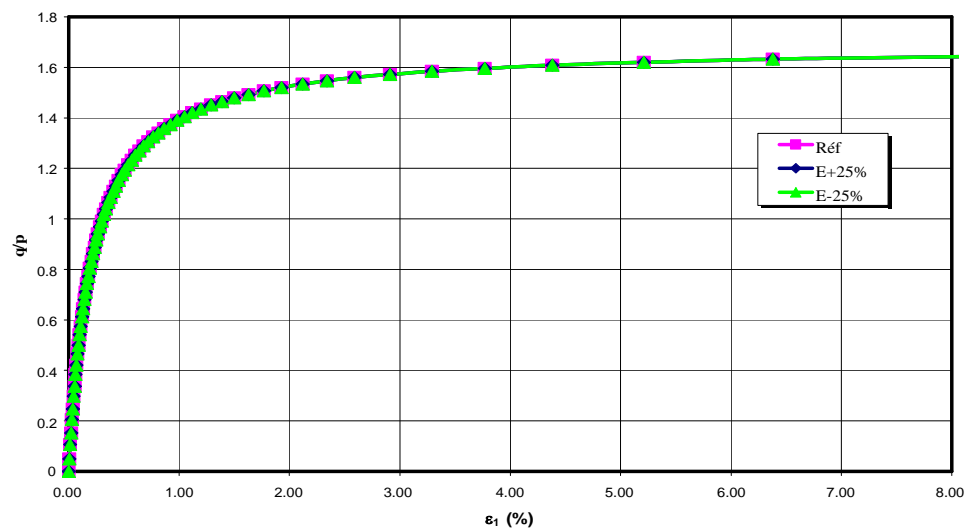
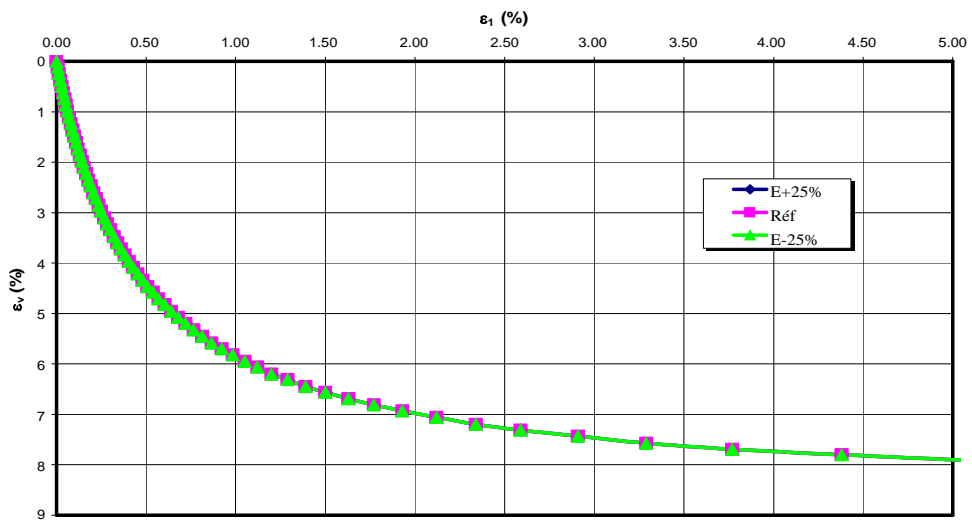
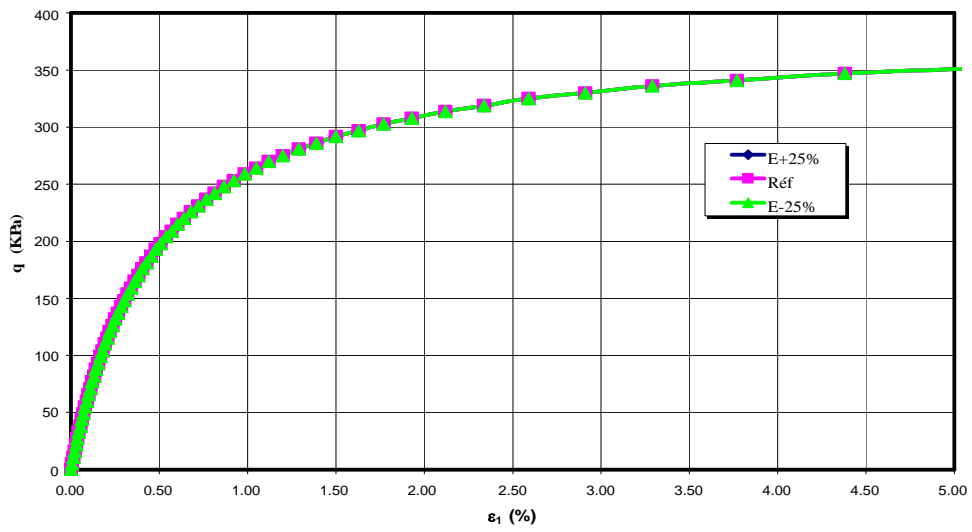


Figure A2.53: Influence de E.

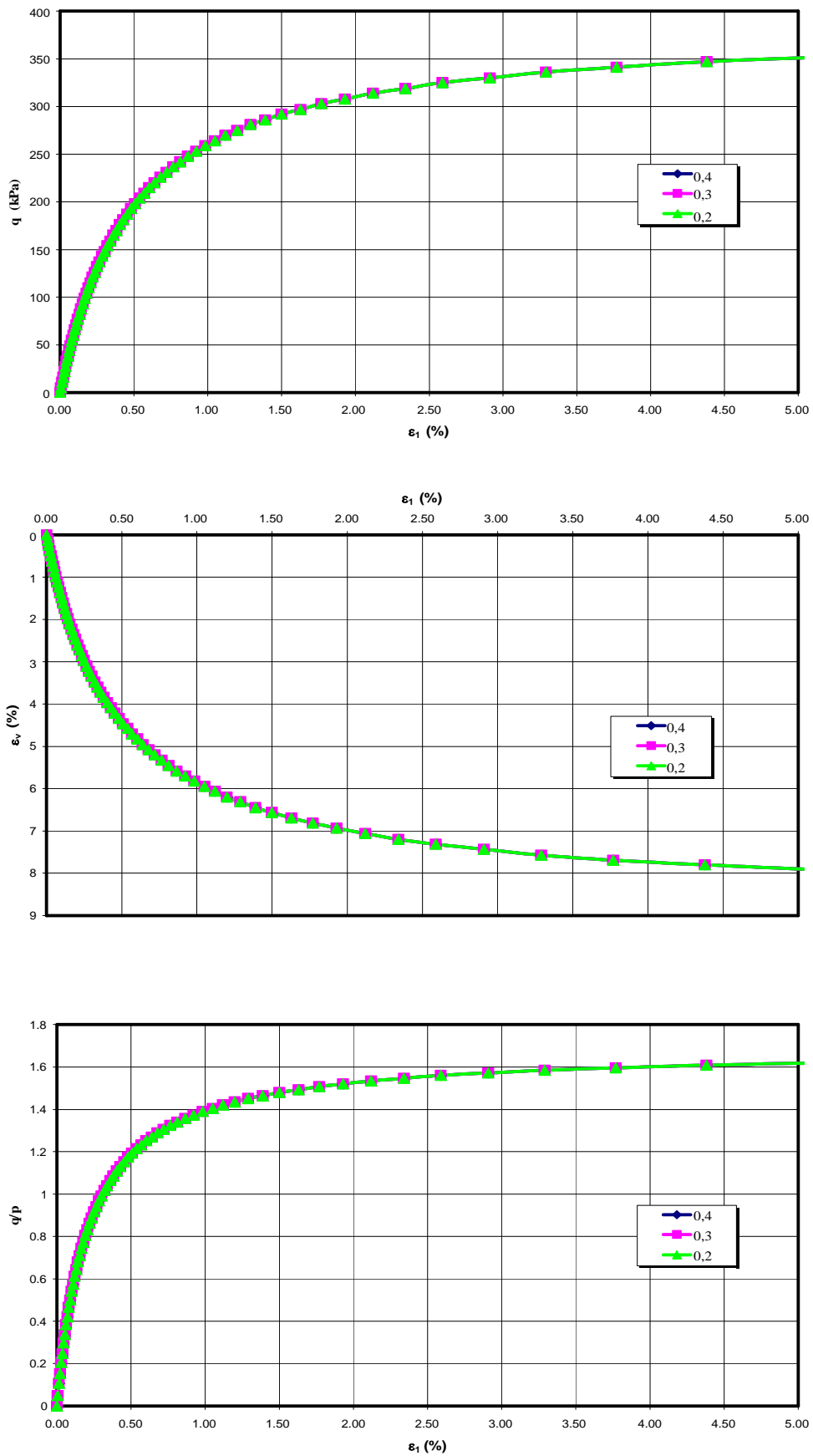


Figure A2.54: Influence de v .

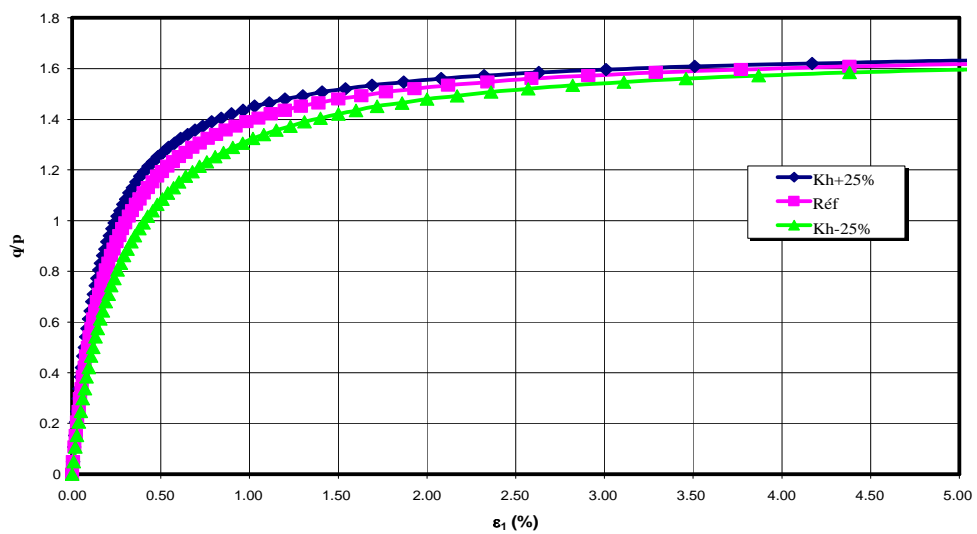
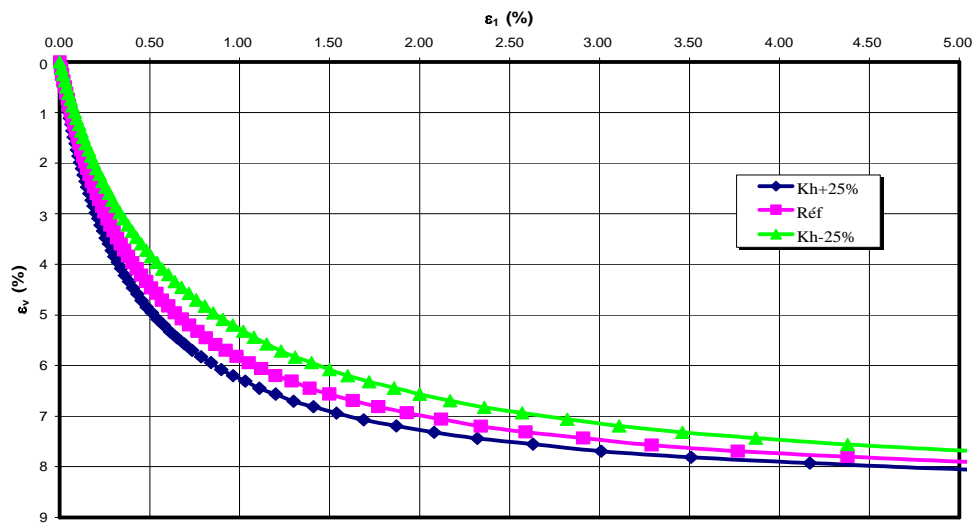
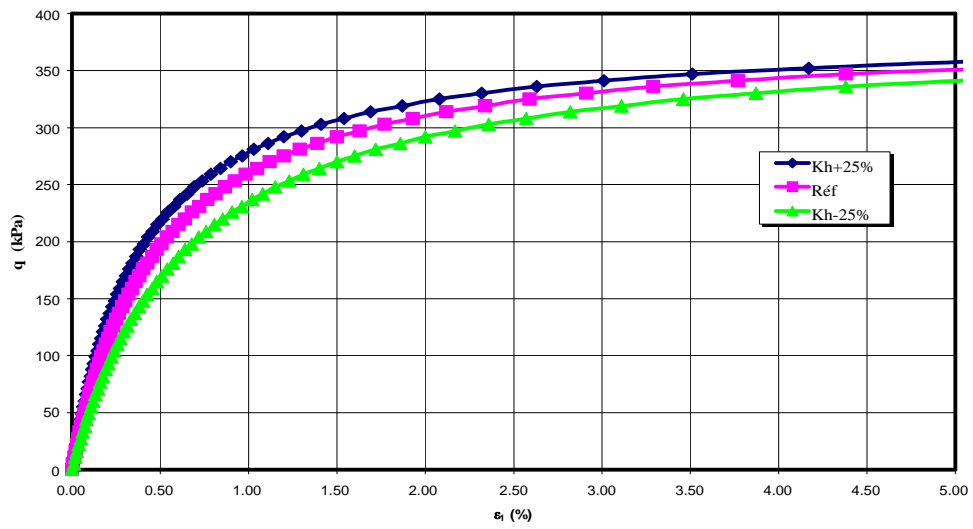


Figure A2.55: Influence de K_h .

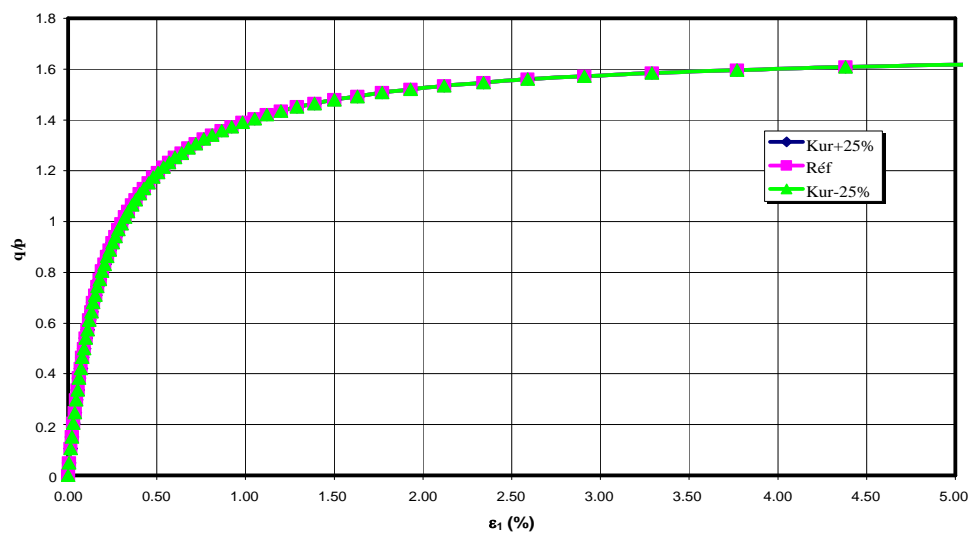
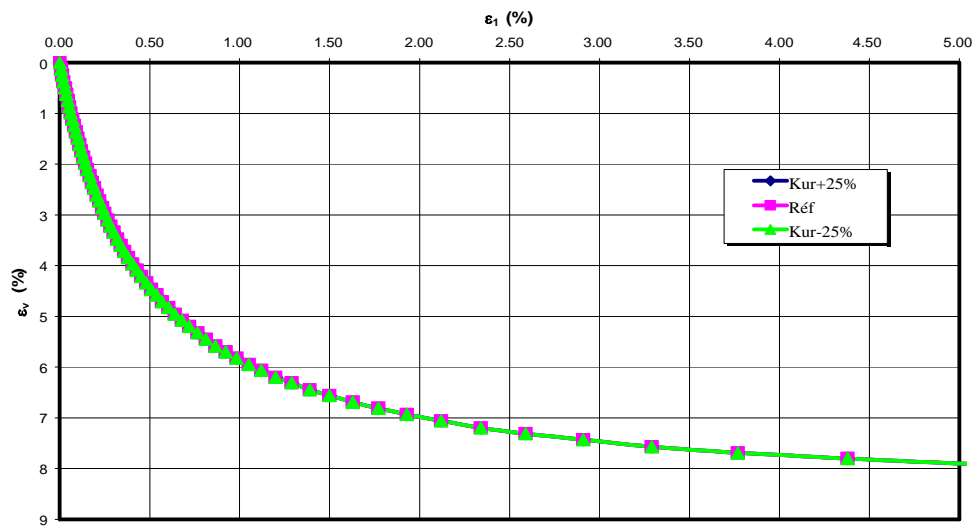
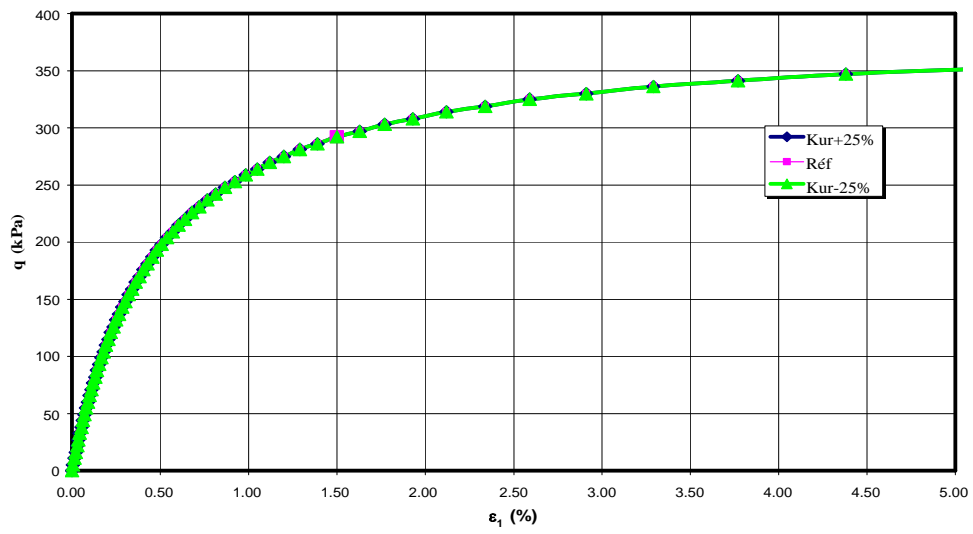


Figure A2.56: Influence de K_{ur} .

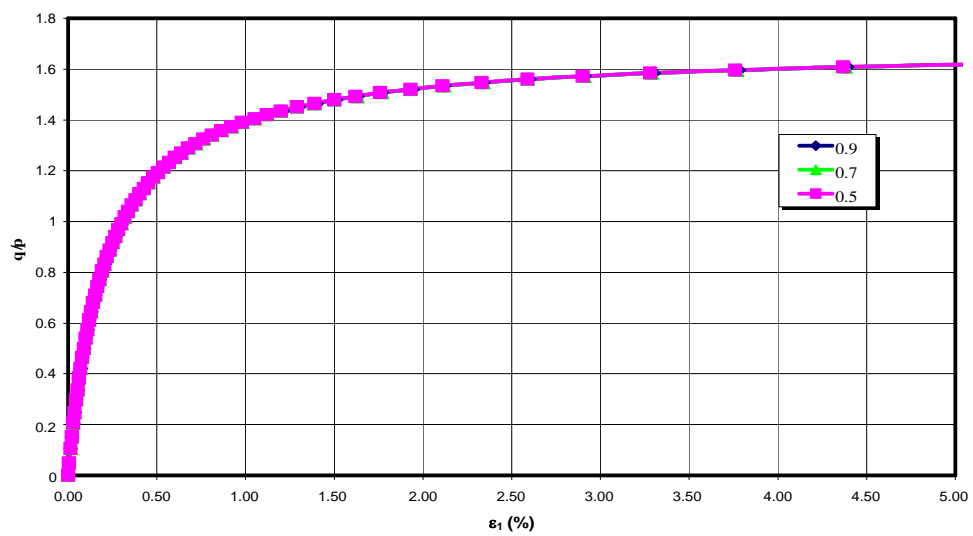
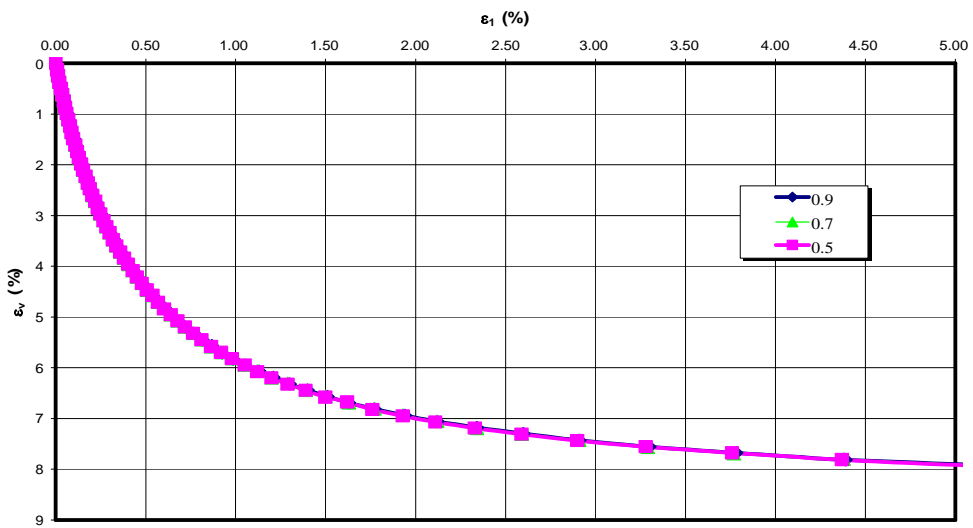
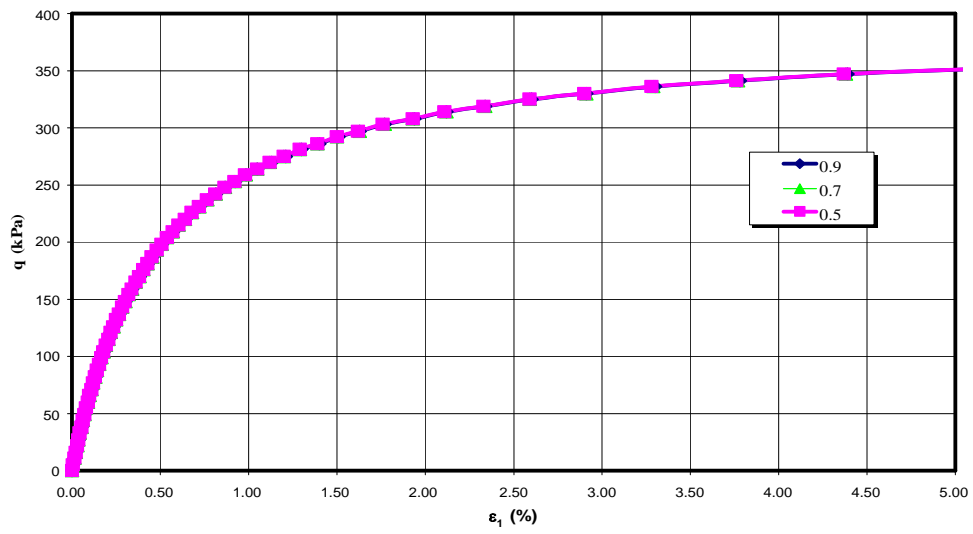


Figure A2.57: Influence de n .

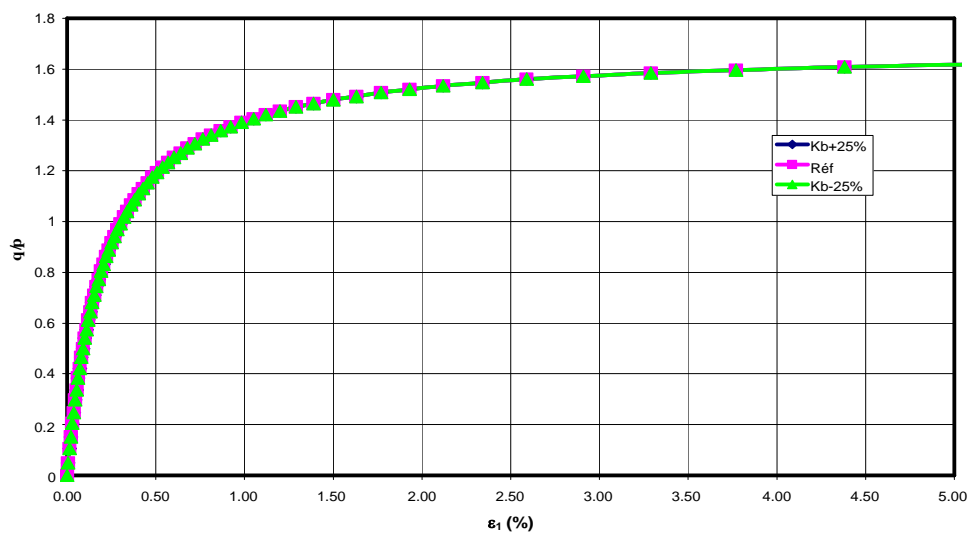
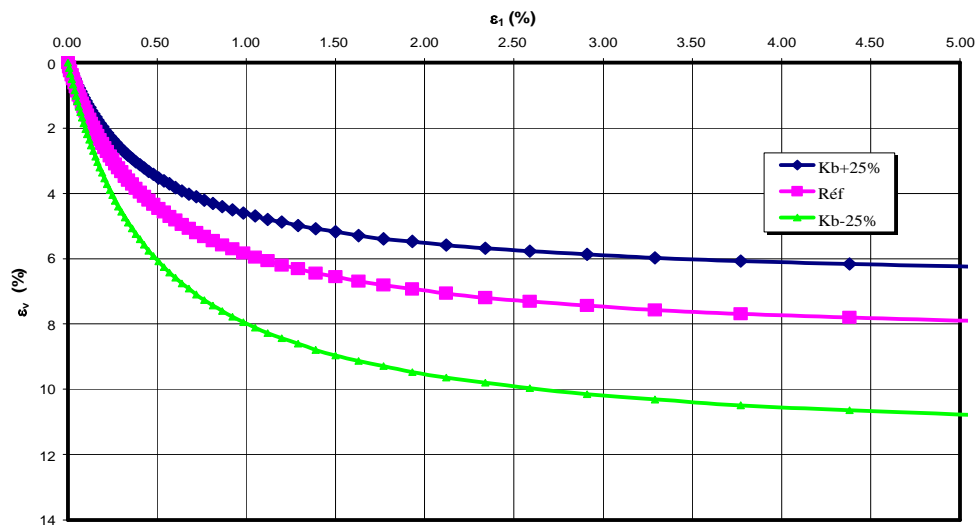
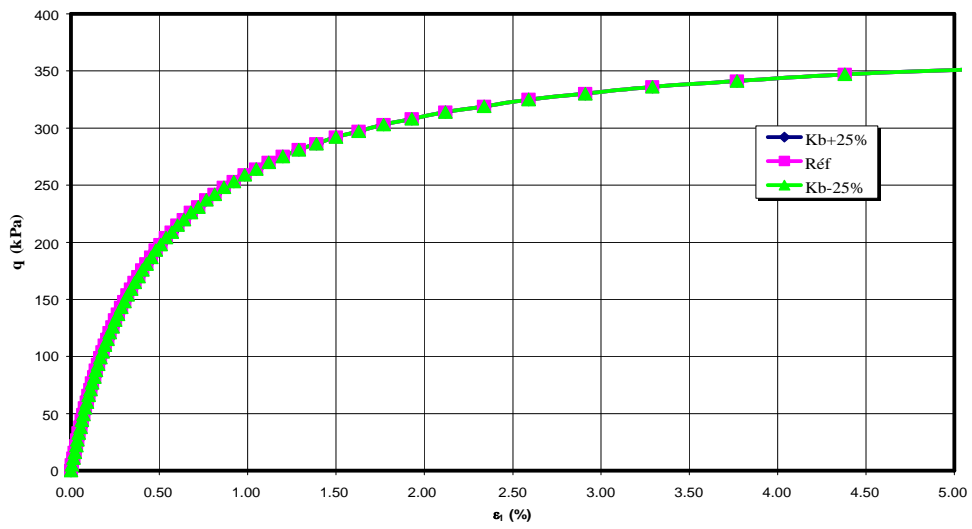


Figure A2.58: Influence de K_b .

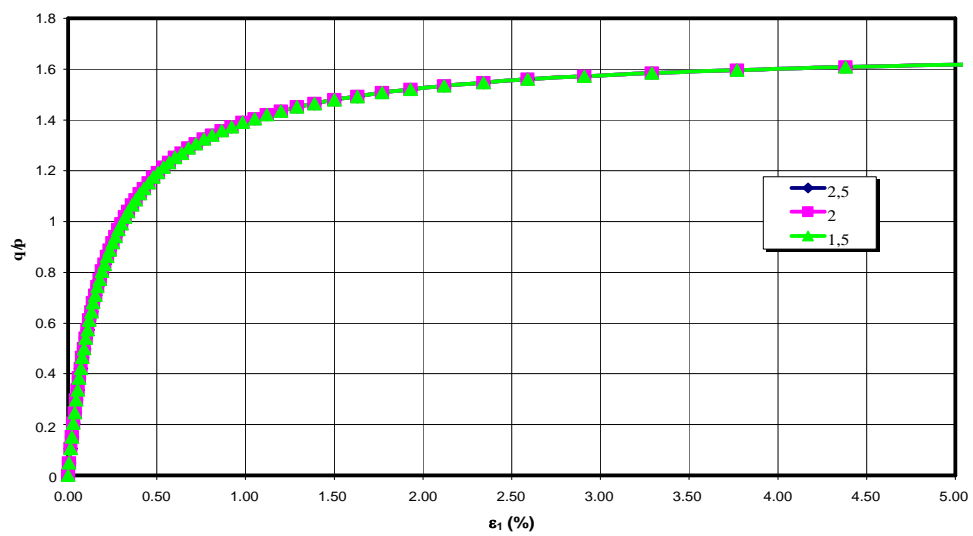
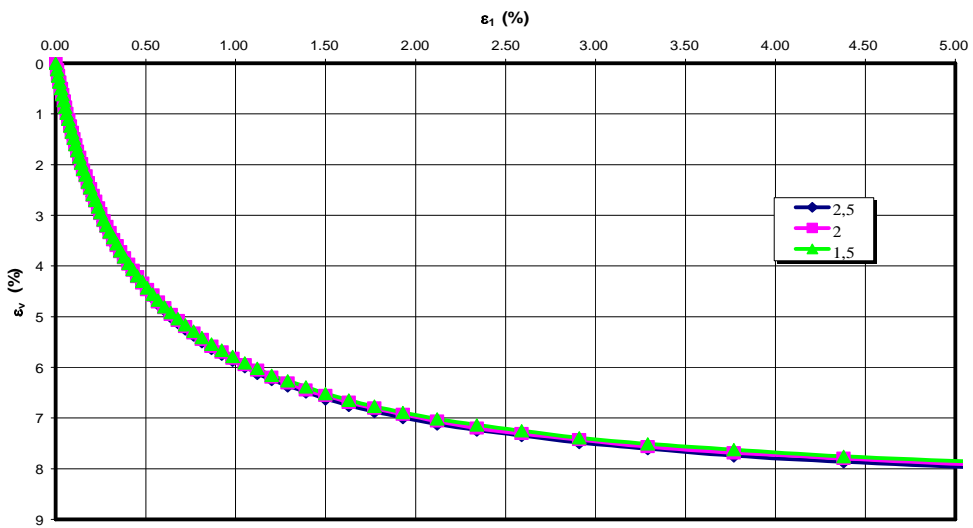
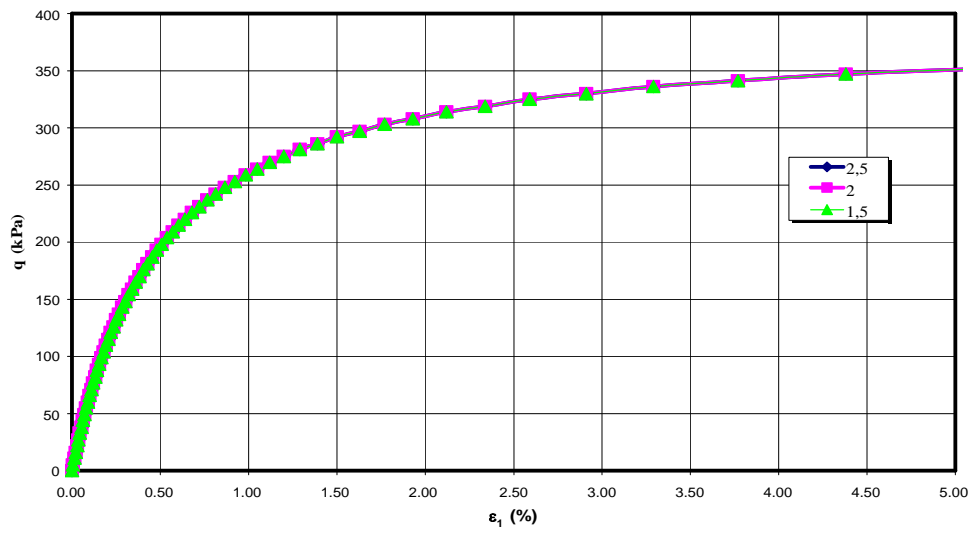


Figure A2.59: Influence de m .

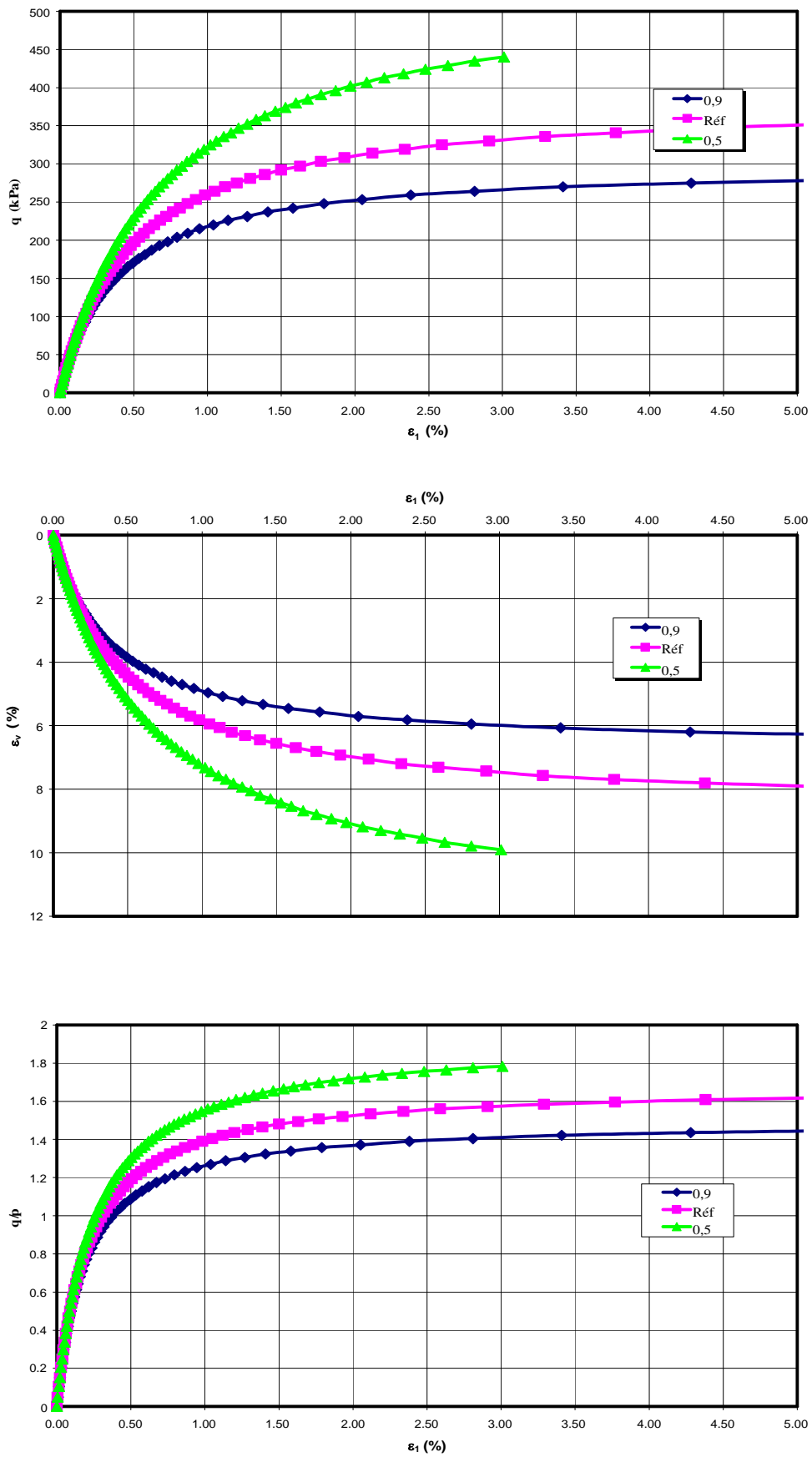


Figure A2.60: Influence de R_f .

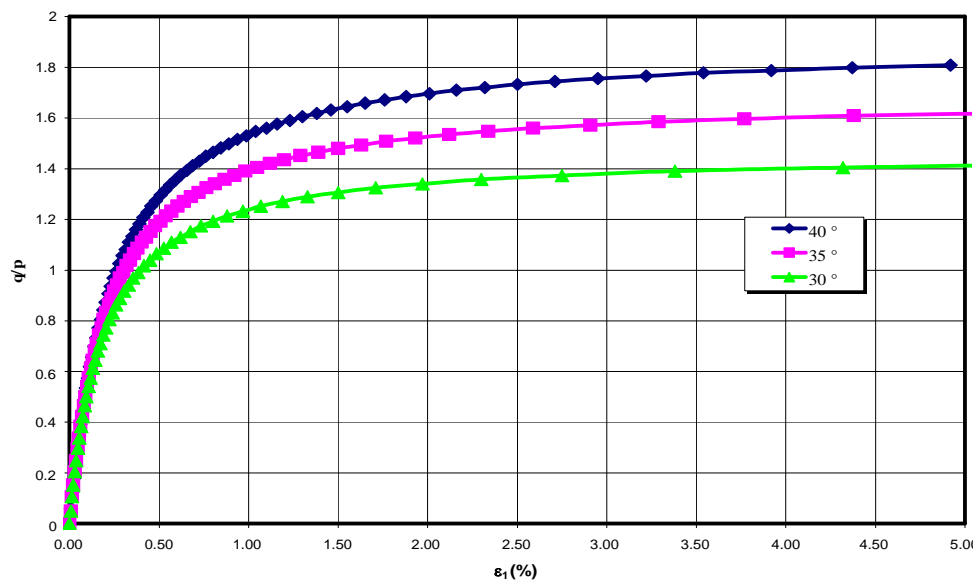
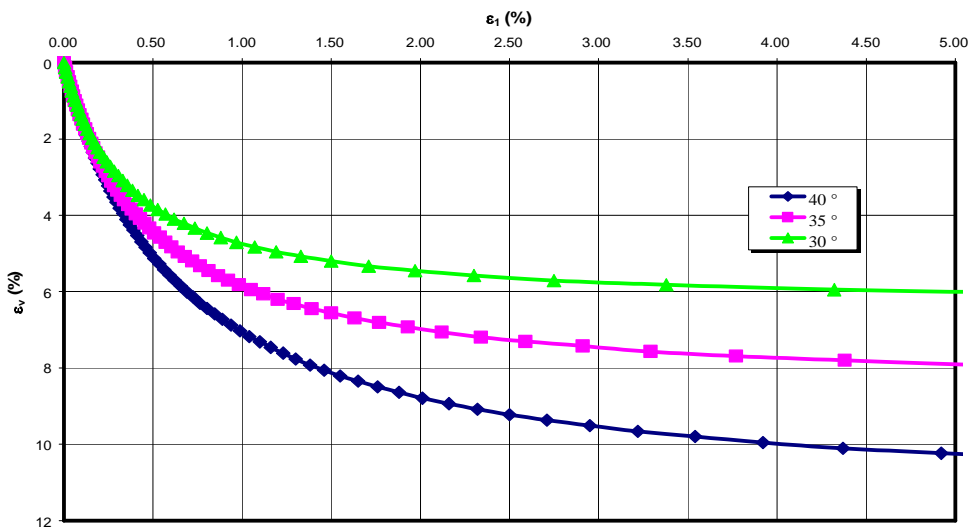
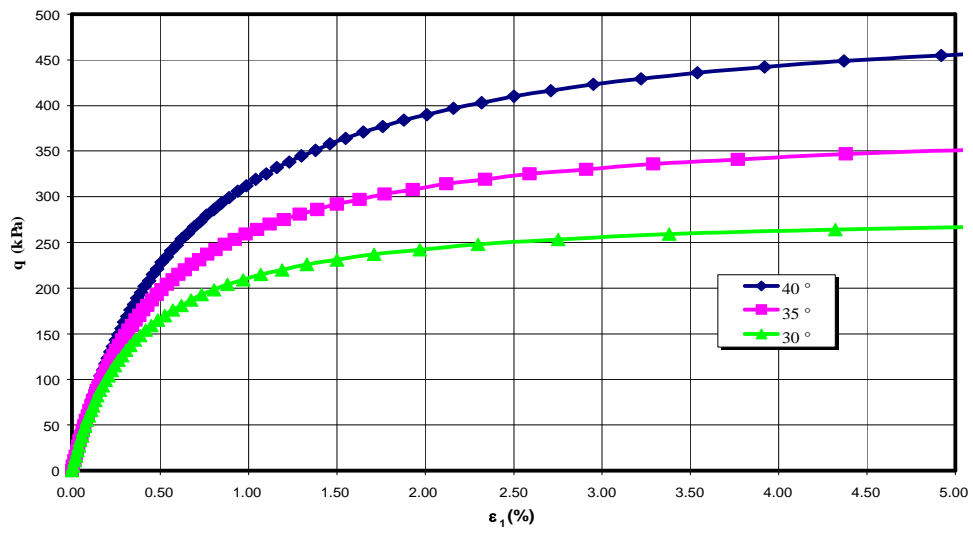


Figure A2.61: Influence de ϕ' .

ANNEXE A3

**Résultats de l'analyse de sensibilité
aux paramètres du modèle HSM.**

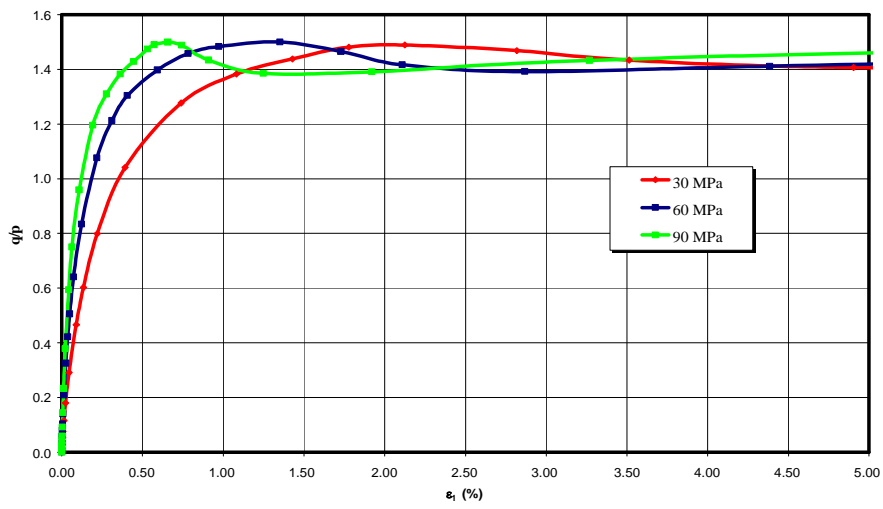
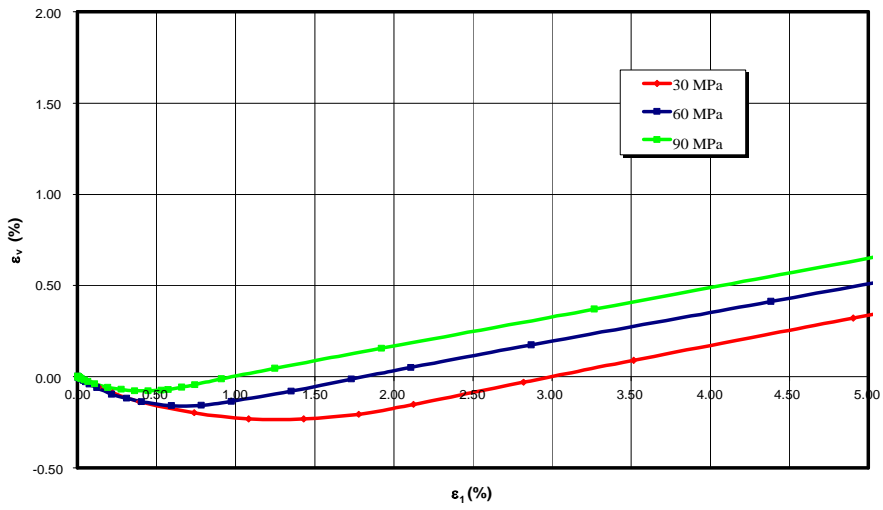
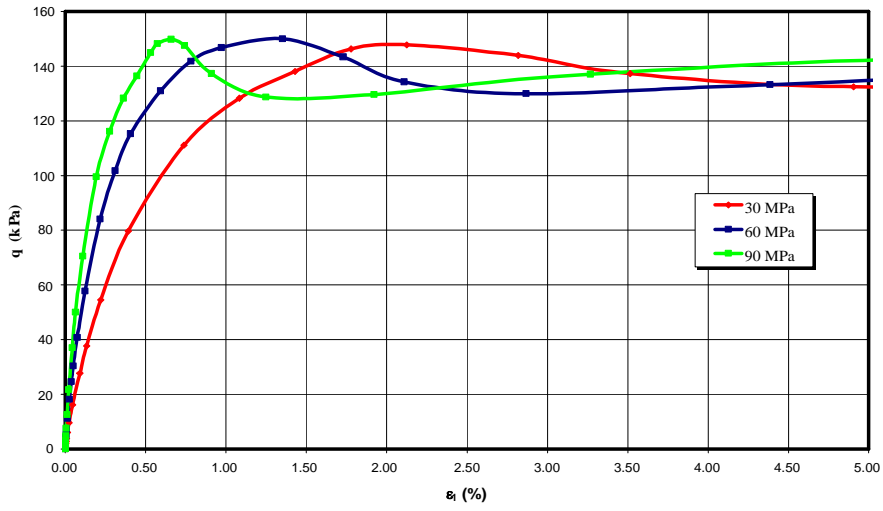


Figure A3.62: Influence de E_{50}^{ref} .

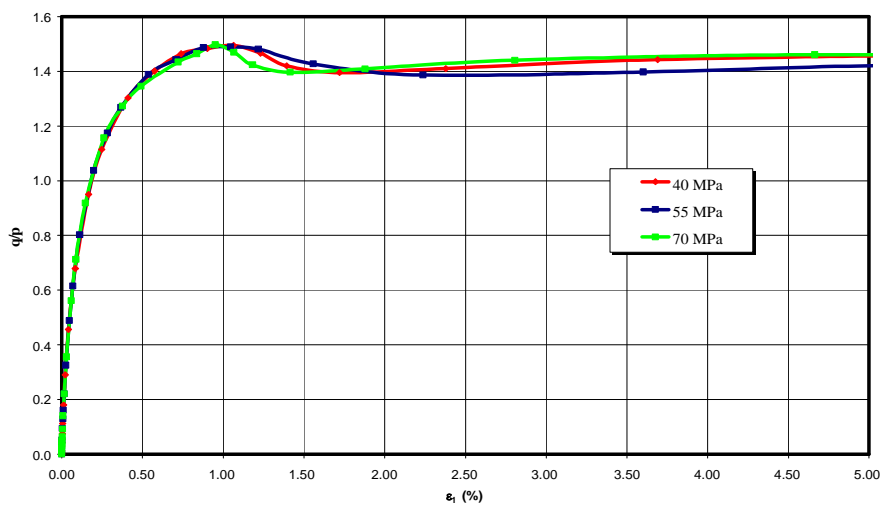
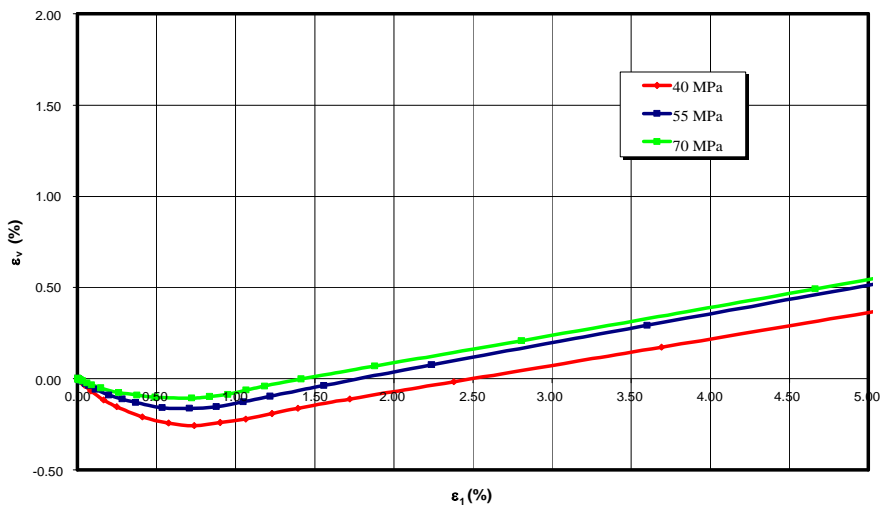
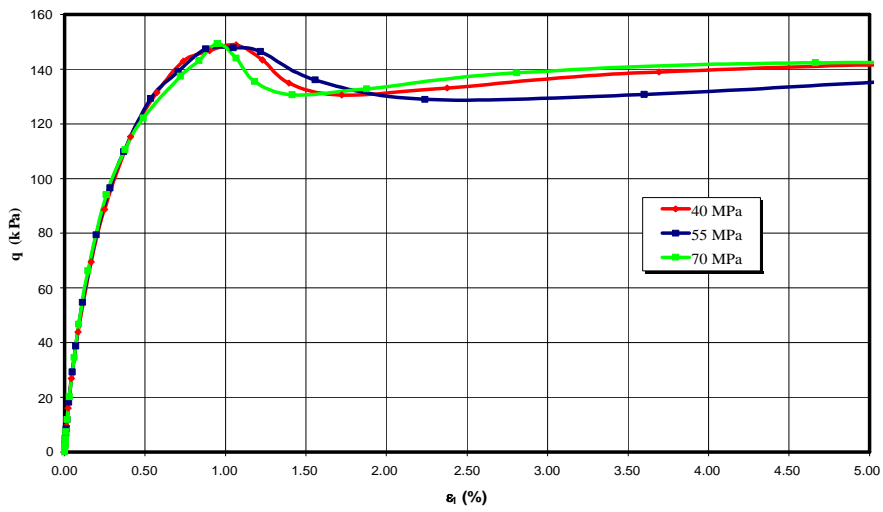


Figure A3.63: Influence de E_{oed}^{ref} .

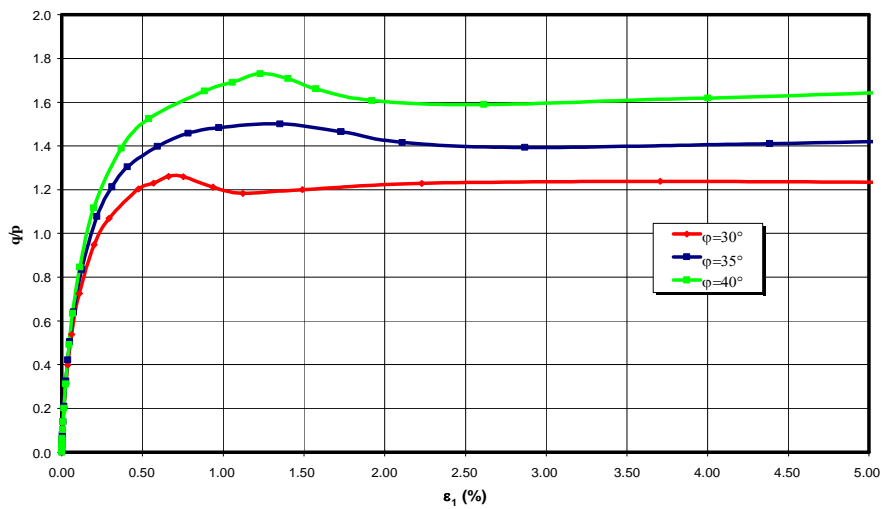
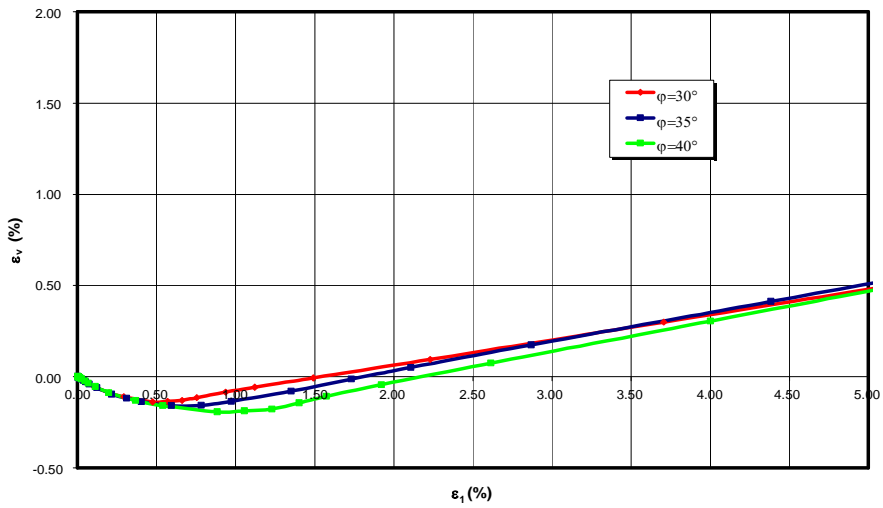
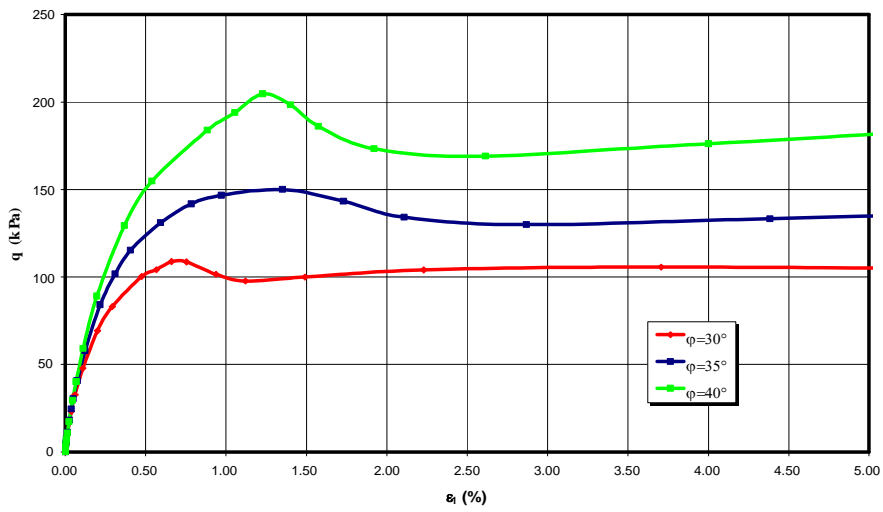


Figure A3.64: Influence de ϕ' .

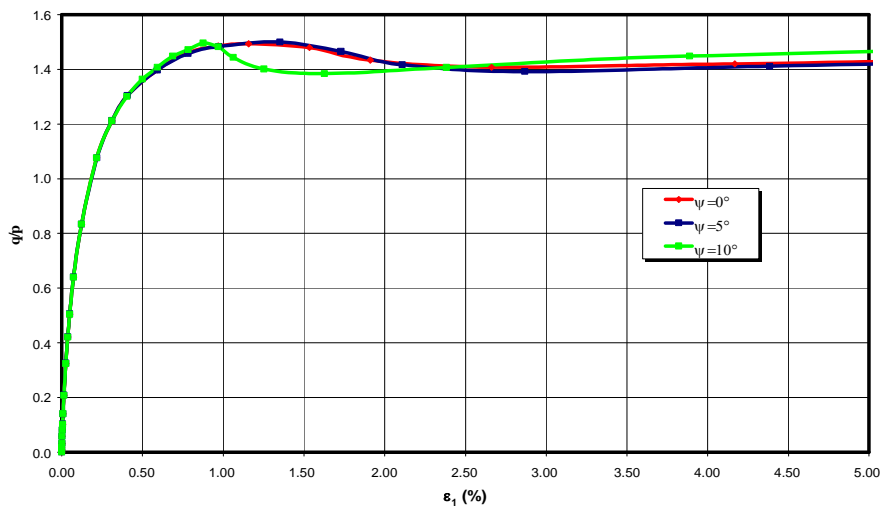
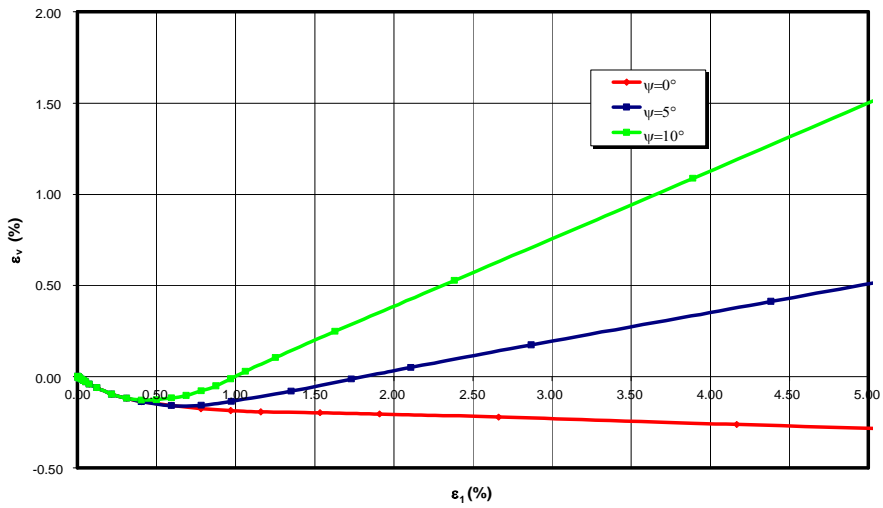
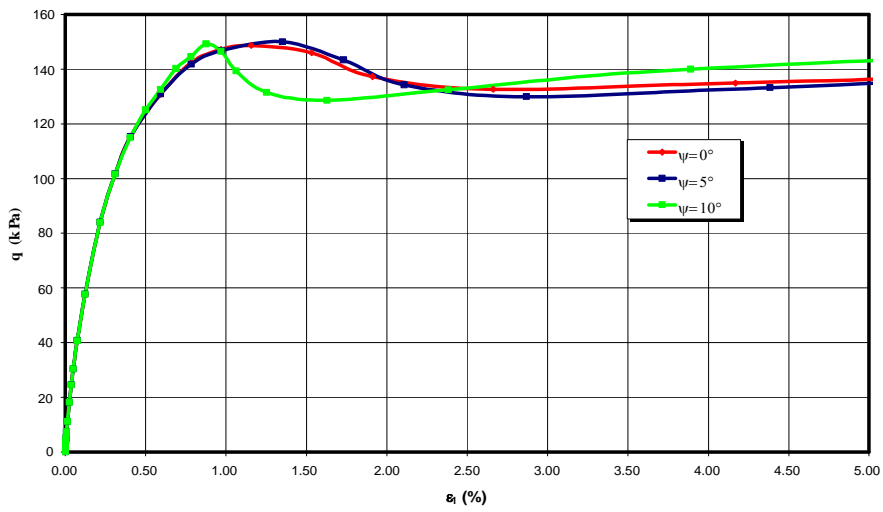


Figure A3.65: Influence de ψ .