

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou (UMMTO)

Faculté du Génie de la Construction

Département de Génie Civil



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme de master de l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

Filière : Génie Civil

Spécialité : Géotechnique

Thème

**Etude du comportement des sols avec prise en compte de
l'évolution du module de cisaillement**

Présenté par :

M^{elle} DAHMANE Lydia

Devant le jury composé de :

Mr GABI Smail	Professeur à l'UMMTO	Président.
Mme BOUZEBODJA Aldjia	Maitre de conférences A à l'UMMTO	Examinatrice.
Mme BELHASSANI Ouarda	Maitre-assistante A à l'UMMTO	Encadrante.

Promotion : 2024/2025

Remerciements

En premier lieu, je rends grâce à Dieu Tout-Puissant qui m'a accordé la santé, la patience et la force nécessaires pour mener à bien ce travail.

*Je tiens ensuite à exprimer ma profonde gratitude à **M^{me} Belhassani Ouarda**, mon encadrante, pour sa disponibilité, sa bienveillance et son accompagnement tout au long de la réalisation de ce mémoire. Ses conseils avisés, sa rigueur scientifique et son soutien moral ont été essentiels pour l'avancement de ce travail.*

*Je remercie sincèrement **M^r Kahil Amar**, **M^r Boudlal Omar**, **M^{me} Deghoul Lyli**a, pour leur aide précieuse, leurs remarques constructives et leurs encouragements, même à distance. Leur implication a été d'un grand soutien tout au long de mon parcours.*

*Je tiens également à remercier l'ensemble des **enseignants du master de géotechnique** pour la qualité de leur enseignement, leur professionnalisme et leur dévouement.*

*Je remercie également les **membres du jury** qui ont accepté d'évaluer ce travail. Le temps qu'ils ont consacré à la lecture et à l'évaluation de ce mémoire, ainsi que leurs remarques et leurs suggestions, me sont très précieux.*

De plus, je remercie mes collègues de formation pour leur aide, leur bienveillance et ces bons moments partagés.

Enfin, j'adresse mes plus sincères remerciements à ma famille et à mes amis pour leur soutien inconditionnel, leur patience et leur confiance en moi. Leur présence a été une source de motivation et de réconfort tout au long de ce projet.




Dédicaces

Je dédie ce travail à ma mère et à mon père, pour leur amour, leurs sacrifices et leur soutien sans faille.

À mes amis, Roumaïssa et Massiva pour leur présence et leurs encouragements.

À ma cousine Samia, pour son aide précieuse et sa bienveillance.

Et enfin, à Sid Ahmed, pour sa présence, sa patience et son soutien qui m'ont tant apporté.



Résumé

Ce mémoire traite de l'évolution du module de cisaillement des sols en fonction de la déformation, un paramètre essentiel pour le dimensionnement et la stabilité des ouvrages géotechniques. Après une étude bibliographique sur les modules de déformation et les essais permettant leur détermination (essais triaxiaux, pressiomètre, cross-hole, etc.), une analyse expérimentale et numérique a été menée. Plusieurs cas ont été étudiés afin de mettre en évidence les difficultés de mesurer ce module sur l'ensemble du spectre des déformations. La modélisation avec le logiciel PLAXIS, sur trois sites types, a permis de simuler les déplacements, les tassements en utilisant un modèle qui prend en considération la dégradation progressive du module de cisaillement en fonction de la déformation. Les résultats montrent que les modèles numériques de comportement avancé, comme le modèle Hardening Soil Small Strain, offrent une meilleure représentation du comportement réel des sols, notamment la variation du module en petites et grandes déformations. Ce travail souligne l'importance de coupler essais expérimentaux et modélisation numérique pour une caractérisation fiable des sols.

Mots clés : Module de cisaillement, déformation des sols, ouvrages géotechniques, PLAXIS, comportement de sol, tassement.

Abstract

This thesis focuses on the evolution of soil shear modulus as a function of strain, a key parameter for the design and stability of geotechnical structures. After a bibliographic review of deformation moduli and the main testing methods (triaxial tests, pressuremeter, cross-hole, etc.), both experimental and numerical analyses were performed. Several case studies highlighted the challenges in determining the shear modulus across the full range of deformations. Numerical modeling using PLAXIS on three representative sites, made it possible to simulate displacements and settlements using a model which takes into account the progressive degradation of the shear modulus as a function of deformation. The results demonstrate that advanced constitutive models, such as the Hardening Soil Small Strain model, provide a more realistic representation of soil behavior, especially the variation of the modulus at small and large strains. This work emphasizes the importance of combining experimental testing with numerical modeling for reliable soil characterization.

Keywords: Shear modulus, soil strain, geotechnical structures, PLAXIS, soil behavior, settlement.

Table des matières

Remerciements	i
Dédicaces.....	ii
Résumé	iii
Abstract	iv
Table des matières	v
Liste des figures.....	ix
Liste des tableaux	xiv
Liste des abréviations	xv
Liste des symboles	xvi
Introduction générale.....	1
<i>Chapitre 1 : Étude bibliographique sur les modules de déformation</i>	2
1.1 Introduction.....	2
1.2 Différents types de module de déformation	2
1.3 Évolution des modules de déformation.....	4
1.4 Le module de cisaillement (G).....	5
1.5 Les paramètres qui influencent le module de cisaillement (G).....	5
1.5.1 La granulométrie de sol	6
1.5.2 Influence de la densité du sol (Indice des vides).....	9
1.5.3 Influence de la densité relative	12
1.5.4 L'indice de plasticité (IP)	12
1.5.5 L'influence de la contrainte de confinement (σ_0').....	14
1.6 Relations théoriques	16
1.7 L'amortissement du sol.....	18
1.7.1 Les paramètres qui influence l'amortissement D	18
1.7.2 L'effet de la contrainte de confinement σ_0 sur l'amortissement D	19

1.7.3 Relation entre l'indice des vides et l'amortissement D.....	20
1.7.4 L'influence de l'indice de plasticité sur l'amortissement.....	20
1.8 Conclusion.....	21
<i>Chapitre 2 : Détermination des modules de déformation à partir des essais géotechniques.....</i>	<i>22</i>
2.1 Introduction.....	23
2.2 Détermination des modules de déformation.....	24
2.3 Essais en laboratoire.....	25
2.3.1 Bender elements.....	26
2.3.2 La colonne résonnante.....	26
2.3.3 Essai triaxial cyclique.....	27
2.3.4 Essai œdométrique.....	28
2.4 Les essais in situ.....	30
2.4.1 Les essais Cross-Hole / Down-Hole.....	31
2.4.2 Essai au dilatomètre plat.....	33
2.4.3 Essai de pressiomètre Menard.....	34
2.4.4 Essai de pénétration.....	35
2.5 Comparaison des modules de cisaillement obtenus en laboratoire et in situ.....	36
2.6 Conclusion.....	37
<i>Chapitre 3 : Études de cas sur la détermination des modules de déformation.....</i>	<i>39</i>
3.1 Introduction.....	39
3.2 Étude du premier cas (Foyer de jeunes).....	39
3.2.1 Présentation du site.....	39
3.2.2 Description du projet à réaliser.....	40
3.2.3 Essais réalisés.....	40
3.2.4 Présentation et interprétation des résultats.....	42

3.2.5 Détermination des Modules de déformation (1 ^{er} cas).....	48
3.3 Étude du deuxième cas (Bâtiment R+3 avec 4 sous-sols).....	49
3.3.1 Présentations du site	49
3.3.2 Description du projet à réaliser.....	50
3.3.3 Essais réalisés.	50
3.3.4 Présentation et interprétation des résultats	53
3.3.5 Détermination des Modules de déformation (2 ^{ème} cas)	58
3.4 Étude du troisième cas (Show-room).....	59
3.4.1 Présentations du site.	59
3.4.2 Sismicité du site.....	59
3.4.3 Essais réalisés	60
3.4.4 Présentation et interprétations des résultats.....	63
3.4.5 Détermination des Modules de déformation (3 ^{ème} cas)	68
3.5 Conclusion.....	69
<i>Chapitre 4 : Modélisation numérique avec Mohr-Coulomb et HSS.....</i>	<i>70</i>
4.1 Introduction	70
4.2 Présentation du PLAXIS	70
4.3 La loi de comportement.....	72
4.4 La loi de comportement dans PLAXIS	72
4.4.1 Modèle élastique linéaire.....	73
4.4.2 Modèle de Mohr-Coulomb	73
4.4.3 Modèle Hardening Soil (HS).....	73
4.4.4 Modèle Soft Soil (SSM)	74
4.4.5 Modèle Soft Soil Creep (SSCM)	74
4.4.6 Loi de comportement personnalisée	74

4.5 Modélisation numérique.....	74
4.5.1 Présentation du premier cas (Foyer de jeunes).....	74
4.5.2 Présentation du deuxième cas (bâtiment R+3 plus 4 sous-sols).....	83
4.5.3 Présentation du troisième cas (Show-room).....	88
4.6 Conclusion.....	95
Conclusion générale.....	97
Liste des références.....	99
Annexe.....	102

Liste des figures

Figure 1-1 : Différents types de module de déformation.....	3
Figure 1-2 Étude bibliographique sur les modules de déformation.....	3
Figure 1-3 Rigidité du sol sous différentes phases de déformations et leur détermination (Atkinson et Sallfors, 1991 ; Mair, 1993).....	4
Figure 1-4 Variation du module de cisaillement en fonction de la déformation en cisaillement pour les sables (D’après Seed et Idriss 1970).....	6
Figure 1-5 Courbes de dégradation du module pour les sables (Seed et Idriss, 1970) et pour les graviers (Seed et al, 1986).....	7
Figure 1-6 La dégradation de module de cisaillement des sables de (Hamaoka, Santa Monica et Toyoura) en fonction de ϵ	8
Figure 1-7 La dégradation de module de cisaillement des argiles de Detroit et de Led en fonction de ϵ	9
Figure 1-8 Courbes de dégradation de module de cisaillement en fonction de l’indice des vides présentés par (Sun et al (1988) pour l’argile de Mexico.....	10
Figure 1-9 Courbe caractéristique d’un essai de cisaillement direct dans un sol pulvérulent	12
Figure 1-10 Effet de l’indice de plasticité sur le module G/G_{max} (Vucetic et Dobry, 1991) et (Sun et al, Mexico City).....	13
Figure 1-11 Influence de la contrainte de confinement sur la variation du module de cisaillement en fonction de la déformation en cisaillement pour les sables.....	14
Figure 1-12 Réduction du module de cisaillement (G , en MPa) en fonction de la déformation de cisaillement γ (en décimales) pour quatre éprouvettes soumises à quatre contraintes de confinement différentes lors de la série d’essais triaxiaux réalisé sur l’argile de B.....	15
Figure 1-13 Variation des paramètres cycliques G et D avec la distorsion γ	18
Figure 1-14 Influence de la contrainte de confinement sur l’évolution de D (Iwasaki, 1978).....	19
Figure 1-15 Résultat expérimental de la variation du coefficient d’amortissement D en fonction de la distorsion γ pour un sable de Toyoura (Kokusho 1980).....	20
Figure 1-16 Influence de l’indice de plasticité sur le coefficient d’amortissement.....	21
Figure 2-1 Courbe de réduction du module de cisaillement avec la déformation pour les différentes plages de déformations propres aux ouvrages et aux essais de laboratoire et in situ (modifié d’après Atkinson et Sallfors, 1991 ; Mair, 1993 ; Tani, 1995 ; Reiffsteck	24

Figure 2-2 Schéma de principe du dispositif « Bender elements ».....	26
Figure 2-3 Résultats des essais à la colonne résonnante exprimés en fonction de la déformation de cisaillement (γ , en décimales) et du module de cisaillement G (MPa) pour 3 éprouvettes soumises à des contraintes de confinement effectif de 50 kPa, 100 kPa et 200 kPa.	27
Figure 2-4 Dispositif de l'essai triaxial cyclique.	28
Figure 2-5 Représentation schématique d'une cellule œdométrique.	29
Figure 2-6 Courbe de compressibilité. Figure 2-7 Courbe de consolidation d'un sol fin.	30
Figure 2-8 Schéma de l'essai cross-hole.NF P94-110 / ASTM D6635 / D7400 – Normes pour essais Down-Hole et Cross-Hole.	32
Figure 2-9 Schéma de l'essai down-hole. Tiré de GEOTEC. (s.d.) Fiches techniques- Géophysique	32
Figure 2-10 Dispositif au dilatomètre de forage PROBEXe. Roctest.com (consulté le 14 avril 2025).	33
Figure 2-11 Schéma de l'essai pressiométrique Menard. Solscope. ARSCoP : le projet national de recherche mobilise l'ingénierie géotechnique autour du pressiomètre, solscope.fr (consulté le 14avril2025).....	34
Figure 2-12 Dispositif au pénétromètre dynamique (Draa el Mizan 2025).....	35
Figure 2-13 Courbes schématiques de réduction du module en conditions in situ et de laboratoire.	37
Figure 3-1 Situation du projet.	40
Figure 3-2 Sondages au pénétromètre dynamique lourd.	40
Figure 3-3 Sondage carotté.	41
Figure 3-4 Coupe géologique du sondage carotté (10.00m).....	41
Figure 3-5 Courbe de pénétration dynamique 01. Figure 3-6 Courbe de pénétration dynamique 02.....	44
Figure 3-7 Analyse granulométrie 01.	45
Figure 3-8 Courbe de résistance au cisaillement (1.50-1.80m).	46
Figure 3-9 Courbe de résistance à la compression 01.....	47
Figure 3-10 Courbe de compressibilité à l'œdomètre.....	48
Figure 3-11 Plan de situation Ech 1/5000 extrait du PDAU Ain El Hammam.	49

Figure 3-12 Situation de projet.	50
Figure 3-13 Sondage au pénétromètre dynamique lourd.	51
Figure 3-14 Sondage carotté.	51
Figure 3-15 Courbe du pénétromètre dynamique 01. Figure 3-16 Courbe du pénétromètre dynamique 02.	54
Figure 3-17 Analyse granulométrie 01.	55
Figure 3-18 Courbe de résistance au cisaillement 01.	56
Figure 3-19 Courbe de résistance au cisaillement 02.	56
Figure 3-20 Courbe de compressibilité à l'œdomètre.	57
Figure 3-21 Essai de compression (N°1). Figure 3-22 Essai de compression (N°2)..	58
Figure 3-23 Situation du site.	59
Figure 3-24 Reconnaissance du sous-sol par sondage carotté.	60
Figure 3-25 Les caisses à carotter.	61
Figure 3-26 Mise en œuvre des sondages pressiométriques.	62
Figure 3-27 Disposition de piézomètre.	62
Figure 3-28 Profil pressiométrique.	64
Figure 3-29 Analyse granulométrique (SC01).	66
Figure 3-30 Courbes de résistance au cisaillement (SC 01).	67
Figure 3-31 Courbe de compressibilité à l'œdomètre.	68
Figure 4-1 Logo PLAXIS 2D (Input).	71
Figure 4-2 Logo programme de calcul.	71
Figure 4-3 Logo PLAXIS 2D (Output).	71
Figure 4-4 Logo de programme courbe (curves).	71
Figure 4-5 Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.	73
Figure 4-6 Le modèle de premier cas.	75
Figure 4-7 Les déformations (Mohr-Coulomb).	77
Figure 4-8 Déplacements totaux (Mohr-Coulomb).	77
Figure 4-9 Courbe des tassements (Mohr-Coulomb).	77
Figure 4-10 Les déformations (HSS).	78
Figure 4-11 Déplacements totaux (HSS).	78
Figure 4-12 Courbe des tassements (HSS).	79

Figure 4-13 Déplacement vertical sous la fondation obtenu pour les deux modèles (Mohr-Coulomb et HSS).....	79
Figure 4-14 Présentation du cas d'étude en présence d'eau.	80
Figure 4-15 Les déformations (Mohr-Coulomb avec nappe).	80
Figure 4-16 Déplacements totaux (Mohr-Coulomb avec nappe).	81
Figure 4-17 Les déformations (HSS avec nappe).	81
Figure 4-18 Déplacements totaux (HSS avec nappe).	81
Figure 4-19 Déplacement vertical sous la fondation obtenu pour les deux modèles (Mohr-Coulomb et HSS) en présence d'eau.	82
Figure 4-20 Modèle de comportement utilisé pour simuler le 1 ^{er} cas (Marne dure).	83
Figure 4-21 Modèle de deuxième cas.	84
Figure 4-22 Les déformations (Mohr-Coulomb).	85
Figure 4-23 Déplacements totaux (Mohr-Coulomb).	85
Figure 4-24 Les déformations (HSS).	86
Figure 4-25 Déplacements totaux (HSS).	86
Figure 4-26 Déplacement vertical en fonction de la charge obtenu pour les deux modèles (Mohr-Coulomb et HSS).	86
Figure 4-27 Modèle de comportement utilisé pour simuler le 2 ^{ème} cas HSS (Schistes durs).	87
Figure 4-28 Modèle de deuxième cas.	88
Figure 4-29 Les déformations (MC).	90
Figure 4-30 Déplacements totaux (MC).	90
Figure 4-31 Les déformations (HSS).	90
Figure 4-32 Déplacements totaux (HSS).	91
Figure 4-33 Déplacement vertical en fonction de la charge obtenu pour les deux modèles (Mohr-Coulomb et HSS) en présence d'eau.	91
Figure 4-34 l'accélorogamme.....	92
Figure 4-35 Les déformations sous chargement sismiques (Mohr-Coulomb).	92
Figure 4-36 Déplacements totaux sous chargement sismiques (Mohr-Coulomb).	93
Figure 4-37 Les déformations sous chargements sismiques (HSS).	93
Figure 4-38 Déplacements totaux sous chargements sismiques (HSS).	93
Figure 4-39 Evolution de la contrainte σ_{yy} en fonction du temps (phase dynamique).	94

Figure 4-40 Modèle de comportement utilisé pour simuler le 3^{ème} cas (Limon sableux)..... 95

Liste des tableaux

Tableau 1-1 Comparaison de l'effet de la densité sur l'évolution du G.	11
Tableau 1-2 Facteurs influençant la relation entre le module de cisaillement (G) et la contrainte de confinement (σ_v').....	15
Tableau 3-1 Les résistances moyennes obtenues par tranche de 1m d'épaisseur.....	43
Tableau 3-2 Caractéristiques physiques.....	44
Tableau 3-3 Analyses granulométrique.	44
Tableau 3-4 Paramètres de résistance au cisaillement.....	45
Tableau 3-5 Paramètres de résistance à la compression.	46
Tableau 3-6 Paramètres tirés de l'essai œdométrique.....	47
Tableau 3-7 Résultats des modules E obtenus à partir des essais géotechniques.....	48
Tableau 3-8 Les résistances moyennes obtenues par tranche de 1m d'épaisseur.....	53
Tableau 3-9 Caractéristiques physiques.....	54
Tableau 3-10 Analyses granulométrique..	55
Tableau 3-11 Paramètres de résistance au cisaillement.....	56
Tableau 3-12 Paramètres de compressibilité à l'œdomètre.	56
Tableau 3-13 Paramètres de résistance à la compression.	57
Tableau 3-14 Les modules E obtenus à partir des essais géotechniques	58
Tableau 3-15 Résultats de sondages pressiométrique. (LGE)	63
Tableau 3-16 Résultats de piézomètre.	64
Tableau 3-17 Caractéristiques physiques.....	65
Tableau 3-18 Analyses granulométrique.	65
Tableau 3-19 Paramètres de résistance au cisaillement.....	66
Tableau 3-20 Résultats des essais œdométriques.	67
Tableau 3-21 Les modules E obtenus à partir des essais géotechniques	68
Tableau 4-1 Caractéristiques des sols du site Tassadort.....	76
Tableau 4-2 Caractéristiques des sols du site Ain El Hammam.	84
Tableau 4-3 Caractéristiques des sols du site Boudouaou (Boumerdes).....	89

Liste des abréviations

PDL : Pénétrromètre dynamique lourd

Pf : Pression de fluage

Pl : Pression limite

SPR : Sondage pressiométrique

Liste des symboles

C_g : déformation unitaire primaire

C_t : déformation unitaire secondaire

C_u : Coefficient d'uniformité

D : Amortissement

D_r : Densité relative

E_{cyc} : Module de déformation cyclique

E_{eod} : Module oedométrique

e_{max} : L'indice de vide du sol à son état le plus lâche

E_{max} : Module de déformation à très faible déformation

e_{min} : L'indice de vide du sol à son état le plus dense

E_{tan} : Module de déformation tangent

ε : La déformation

g : Accélération de la gravité terrestre (10m/s²)

G : Le module de cisaillement

G_r : Le module de cisaillement résiduel

G_s : Le module de cisaillement sécant

G_t : Le module de cisaillement tangent

H : Hauteur de chute du mouton.

IP : Indice de plasticité

K_0 : Coefficient de la poussée des terres au repos

M : Masse du mouton

M' : Masse totale des tiges, du guide et de l'enclume

P_c : Pression de consolidation préconsolidée

P_o : Pression initiale

R_{oc} : Rapport de sur consolidation

R_p : La résistance dynamique à la pointe

S_p : Aire de la section droite du cone

U_x : Déplacement horizontal.

U_y : Déplacement vertical.

V_s : La vitesse de cisaillement

W : Teneur en eau

σ : Contrainte totale

σ' : Contrainte effective

σ_0 : Contrainte de confinement

τ : Contrainte de cisaillement

γ : La distorsion

γ_d : Poids volumique sec

γ_{sat} : Poids volumique saturé

γ_{unsat} : Poids volumique non saturé

ν : Coefficient de Poisson

ρ_d : Densité sèche

φ : Angle de frottement

ψ : Angle de dilatance

Introduction générale

Les ouvrages géotechniques sont soumis à diverses charges susceptibles d'induire des déformations dans les sols qui les supportent. Ces déformations peuvent engendrer des tassements, des déplacements différentiels, voire compromettre la stabilité de l'ouvrage. La réaction d'un sol à ces contraintes dépend non seulement de ses caractéristiques mécaniques inhérentes, mais également des conditions de charge mises en œuvre.

Parmi les paramètres clés décrivant le comportement mécanique des sols, le module de cisaillement G occupe une place centrale. Il reflète la rigidité du sol vis-à-vis des déformations de cisaillement et varie considérablement selon l'ampleur des déformations. Cette évolution influence directement les calculs de stabilité, les analyses de tassement, ainsi que le dimensionnement des fondations. Or, la détermination expérimentale du module de cisaillement sur une large gamme de déformations reste difficile. Aucun essai, qu'il soit réalisé en laboratoire ou in situ, ne permet à lui seul de couvrir l'ensemble du spectre des déformations avec précision.

Elle offre la possibilité de reproduire de façon précise le comportement non linéaire des sols, en particulier en prenant en compte la variation du module de cisaillement en fonction du degré de déformation. Les logiciels de calcul géotechnique comme Plaxis, FLAC ou Abaqus offrent des outils puissants pour représenter ces phénomènes complexes à travers l'utilisation de lois de comportement avancées (élasto-plastiques, hyperboliques, etc.). Afin de répondre à cette problématique, l'utilisation de modèles comportementaux appropriés, qui sont en mesure de simuler la diminution graduelle de la rigidité du sol, est cruciale. Ces modèles doivent considérer à la fois les caractéristiques du sol à déformations minimales (comportement presque élastique) et ses réactions lors de déformations importantes (comportement plastique non linéaire).

L'objectif de ce mémoire est donc d'étudier l'évolution du module de cisaillement en fonction de la déformation, en s'appuyant sur une combinaison des résultats expérimentaux issus des essais de laboratoire et in situ, et d'une approche de modélisation numérique. Après avoir présenté les différents modules de déformation ainsi que les essais permettant leur détermination, l'étude s'attache à confronter les données expérimentales aux principales approches théoriques. Enfin, des simulations numériques réalisées sous PLAXIS permettent d'illustrer le comportement des sols et de valider les concepts analysés.

*Chapitre 1 : Étude bibliographique sur les
modules de déformation*

1.1 Introduction

Les modules de déformation, également appelés modules d'élasticité, sont des paramètres fondamentaux en mécanique des matériaux. Ils caractérisent la réponse d'un matériau aux sollicitations mécaniques en quantifiant la relation entre la contrainte appliquée et la déformation résultante. Ces modules constituent des grandeurs intrinsèques qui permettent de décrire le comportement mécanique des matériaux dans divers contextes d'ingénierie.

En géotechnique, ces modules jouent un rôle déterminant dans la modélisation et le calcul des ouvrages, en permettant d'évaluer la déformabilité des sols et des structures sous sollicitation. Leur étude est essentielle pour comprendre l'évolution des propriétés mécaniques des matériaux en fonction des conditions environnementales et des sollicitations appliquées. Cette compréhension constitue une base incontournable pour l'analyse et la conception des infrastructures, garantissant ainsi leur sécurité et leur performance.

1.2 Différents types de module de déformation

A partir d'une courbe Contrainte-Déformation ($\sigma = f(\epsilon)$) résultant d'un essai de laboratoire ou in situ, plusieurs modules peuvent être déterminés et sont associés aux différents intervalles de déformation.

En très petites déformations, le comportement de sol est considéré linéaire, le module de déformation est noté généralement par (E_{\max}) ou (E_0) et par le module de cisaillement G_{\max} qui est en lien direct avec la vitesse des ondes de cisaillement V_s .

Dans la plage suivante de déformation, le comportement de sol est non linéaire et hystérétique, le module diminue avec la déformation, dans les chargements monotones, il est décrit par un module sécant déterminé dans la courbe par la pente de la droite reliant l'origine au point actuel et un module «tangent» (E_{tan}) déterminé par la pente de la courbe dans un voisinage du point.

Cependant dans les essais où le chargement est cyclique, le module de déformation est noté (E_{cyc}), il est déterminé par la pente de la droite reliant les deux points d'inversion du sens de la déformation (Figure 1.1).

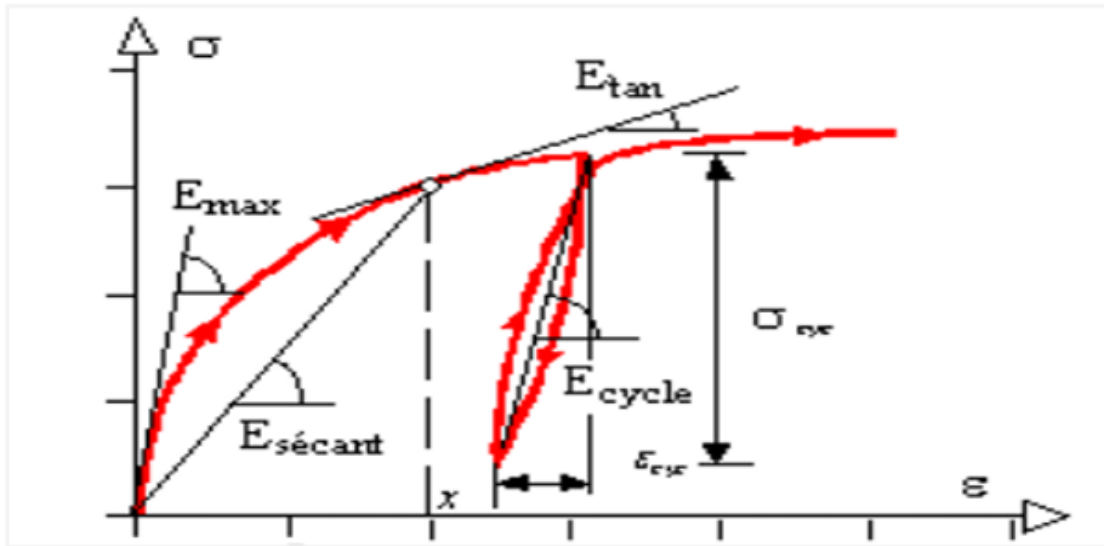


Figure 1-1 : Différents types de module de déformation.

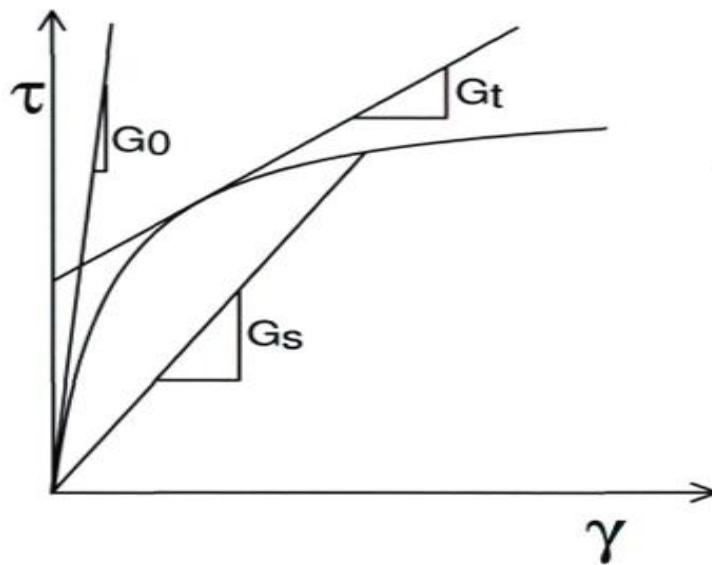


Figure 1-2 Étude bibliographique sur les modules de déformation.

1.3 Évolution des modules de déformation

Atkinson et Salfors (1991), ainsi que Mair (1993), ont montré que la rigidité du sol varie selon le niveau de déformation (ou distorsion, c'est-à-dire une modification de forme du sol due au glissement des grains, sans variation de volume), ce qui reflète un comportement non linéaire.

- Déformations mineures ($\gamma < 10^{-4}$) : Le sol présente un comportement quasi-élastique, qui est défini par un module de cisaillement maximal (G_0), déterminé à l'aide d'essais dynamiques (ondes sismiques, éléments bender).
- Déformations intermédiaires ($10^{-4} < \gamma < 10^{-2}$) : La rigidité se réduit progressivement, comme l'indiquent le module de cisaillement sécant (G_s) ou tangent (G_t), déterminés grâce à des tests triaxiaux cycliques ou de torsion.
- Pour de grandes déformations ($\gamma > 10^{-2}$) : Le sol devient plastique et subit une importante réduction de sa rigidité, que l'on caractérise par le module de cisaillement résiduel (G_r), et qui est déterminé à travers des tests triaxiaux ou de cisaillement direct.

Selon Seed et Idriss (1963), le module de cisaillement G , souvent exprimé par le rapport G/G_{max} , suit une courbe en forme de S en fonction de la déformation γ (figure 1.3). Cette courbe de dégradation est influencée par plusieurs facteurs tels que la plasticité, la densité, le niveau de confinement et la granulométrie du sol (Hardin et Richart, 1963 ; Boelle, 1983 ; Hicher, 1985 ; Lo Presti, 1987).

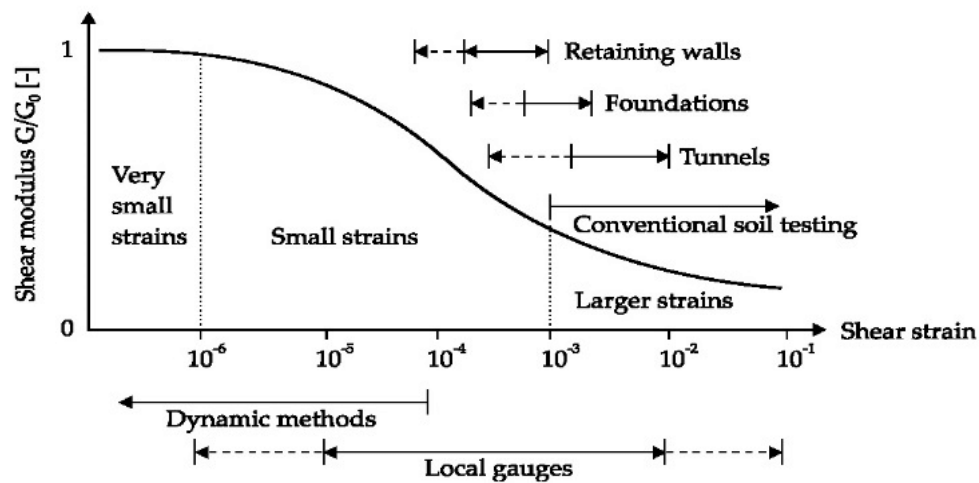


Figure 1-3 Rigidité du sol sous différentes phases de déformations et leur détermination (Atkinson et Salfors, 1991 ; Mair, 1993).

1.4 Le module de cisaillement (G)

Le module de cisaillement est une grandeur physique qui mesure la résistance d'un matériau à la déformation par cisaillement. Il est représenté par la lettre G et exprimé en pascals (Pa). Plus précisément, le module de cisaillement est défini comme le rapport de la contrainte de cisaillement (τ) appliquée à un matériau à la déformation de cisaillement (γ) qu'il subit. La formule qui décrit le module de cisaillement est la suivante : $G = \tau / \gamma$.

Le module de cisaillement est une propriété mécanique importante pour les matériaux qui subissent des contraintes de cisaillement, telles que les métaux, les polymères et les composites. Il est également souvent utilisé en conjonction avec le module d'élasticité, qui mesure la résistance d'un matériau à la déformation par compression ou traction. Ensemble, ces deux propriétés mécaniques permettent de décrire le comportement mécanique complet d'un matériau solide.

1.5 Les paramètres qui influencent le module de cisaillement (G)

Plusieurs auteurs, ont réalisé plusieurs essais de laboratoire pour étudier l'évolution du comportement du sol en fonction des niveaux de déformation ; Hardin & Richart (1963), Iwasaki et al. (1978), El-Hosri (1984), Shibuya et al. (1992), Tatsuoka & Shibuya (1992), Hicher (1996) et Lanzo & al (1997), les résultats des recherches sur différents types de sols ont montré que les modules de déformation sont affectés par plusieurs facteurs. Les principaux facteurs influençant les modules de déformation des sols décrits dans la littérature sont très nombreux. Tatsuoka et Shibuya (1991) ont énuméré les principaux facteurs intervenant sur les propriétés des sols :

- Le non homogénéité du matériau ;
- La pression moyenne ;
- La granulométrie de sol ;
- Contrainte de confinement ;
- L'indice de plasticité ;
- densité

1.5.1 La granulométrie de sol

Dans un sol, la variation de la grandeur du domaine élastique dépend principalement du type de sol (Jardine et al.1984). Après ce domaine la valeur du module G tend à diminuer avec l'augmentation de la déformation en cisaillement (γ). Le taux de cette réduction du module diffère selon le type de sol (Seed et Idriss ,1970 ; Hardin, 1978 ; Iwasaki et al ,1978 ; Seed et al ,1986 ; Vucetic ,1994 ; Lanzo ,1997). Afin de mettre en évidence l'importance du type de sol, Seed et Idriss (1970) ont proposé l'utilisation des courbes de variation de G/G_{max} en fonction de γ . Plusieurs auteurs ont étudiés les paramètres qui influent sur les formes de ces courbes soit pour les argiles, soit pour les sables.

Le module de cisaillement G est influencé par les propriétés du sol, notamment ses caractéristiques granulométriques, structurales et son taux d'humidité. Par exemple, les sols fins et cohérents peuvent présenter des valeurs de G distinctes par rapport aux sols granulaires, en fonction de leur densité et de leur comportement sous charge.

1.5.1.1 Sable et Gravier

D'après les travaux réalisés (Seed et Idriss, 1970 ; Iwasaki et al, 1978 ; Kokusho ,1980 ; Seed et al. 1986) sur l'étude de la variation du module de cisaillement normalisé G/G_{max} en fonction de la déformation en cisaillement γ , il est montré que toutes les courbes d'évolution de G se retrouvent en général dans le même faisceau proposé par Seed et Idriss (1970) (Figure I.4).

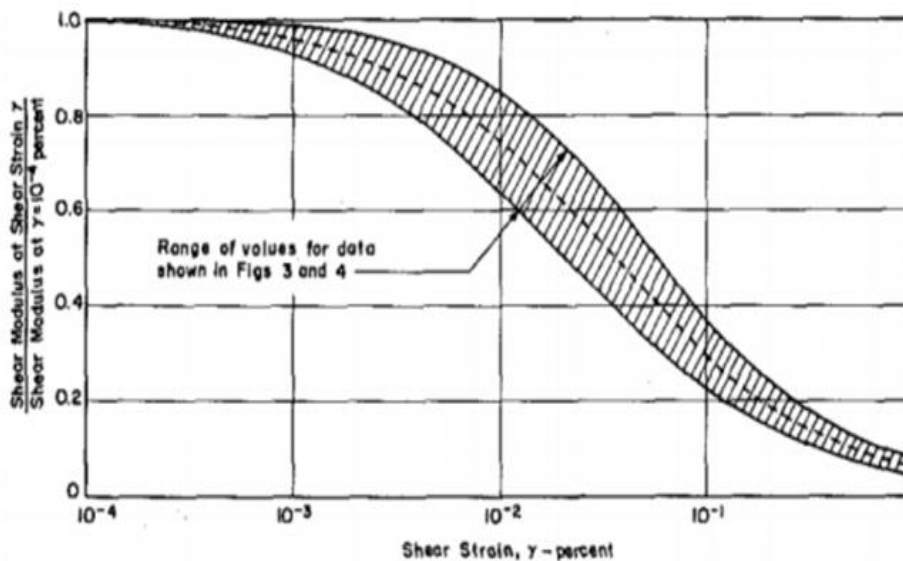


Figure I-4 Variation du module de cisaillement en fonction de la déformation en cisaillement pour les sables (D'après Seed et Idriss 1970).

Selon des études sur la variation du rapport G/G_{max} normalisé par le cisaillement, en fonction de la déformation γ de cisaillement (Seed et Idriss, 1970 ; Iwasaki et al, 1978 ; Kokusho, 1980 ; Seed et al, 1986), il a été constaté que toutes les courbes se situent généralement dans le faisceau suggéré par Seed et Idriss (1970) (voir figure 1.4).

La figure 1.5 illustre les travaux de Seed et Idriss (1970), qui démontrent que l'accroissement de la déformation en cisaillement conduit à une réduction du module de cisaillement pour l'ensemble des matériaux analysés. Dans le cas de faibles déformations, le sol agit de manière quasiment élastique et le module reste proche de sa valeur maximale, G_{max} . Toutefois, lorsque la déformation s'intensifie, le mouvement et le déplacement des particules diminuent la rigidité du matériau. Il est donc évident que, pour une même amplitude de distorsion, le gravier subit une dégradation plus importante du module de cisaillement par rapport au sable. Cette disparité est due à la taille supérieure des particules ainsi qu'à une cohésion inter-granulaire moins forte dans le gravier, rendant sa structure plus réceptive aux déformations significatives.

Ces observations soulignent l'impact crucial du type de sol sur son comportement mécanique en fonction de la distorsion.

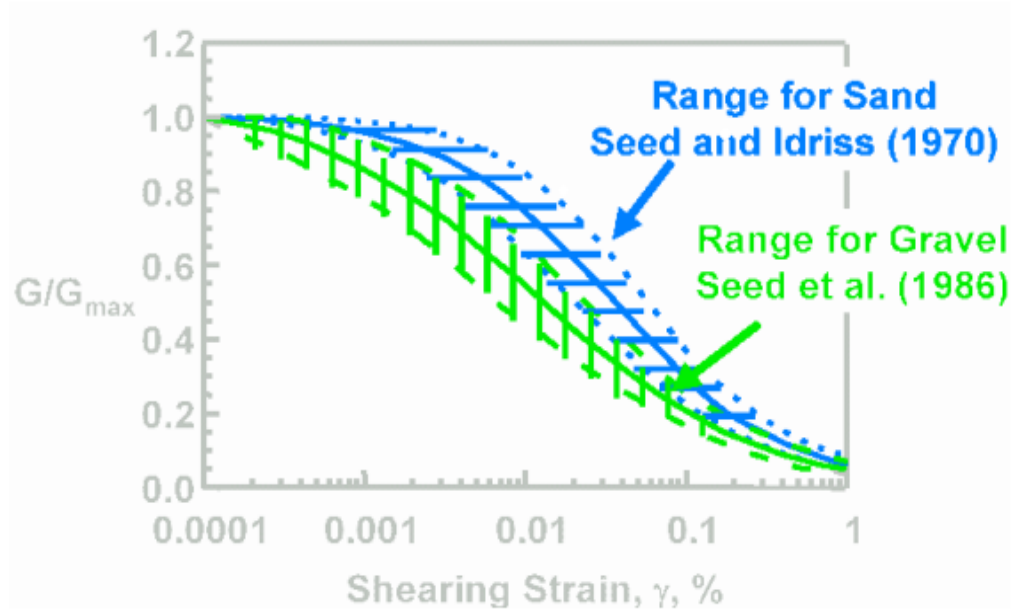


Figure 1-5 Courbes de dégradation du module pour les sables (Seed et Idriss, 1970) et pour les graviers (Seed et al, 1986).

La figure 1.6, illustre les résultats des travaux de (Shibuya et al, 1992), (Lanzo et al, 1998) et (Iwasaki et al, 1978) sur des sables différents, ou il est constaté que les modules de cisaillement

(G) des trois sables diminuent avec la déformation (γ), mais à des rythmes différents selon les types de sables. Cette différence est due à plusieurs facteurs. La différence de la densité relative, des caractéristiques granulométriques, expliquent les variations observées entre les trois sables étudiés.

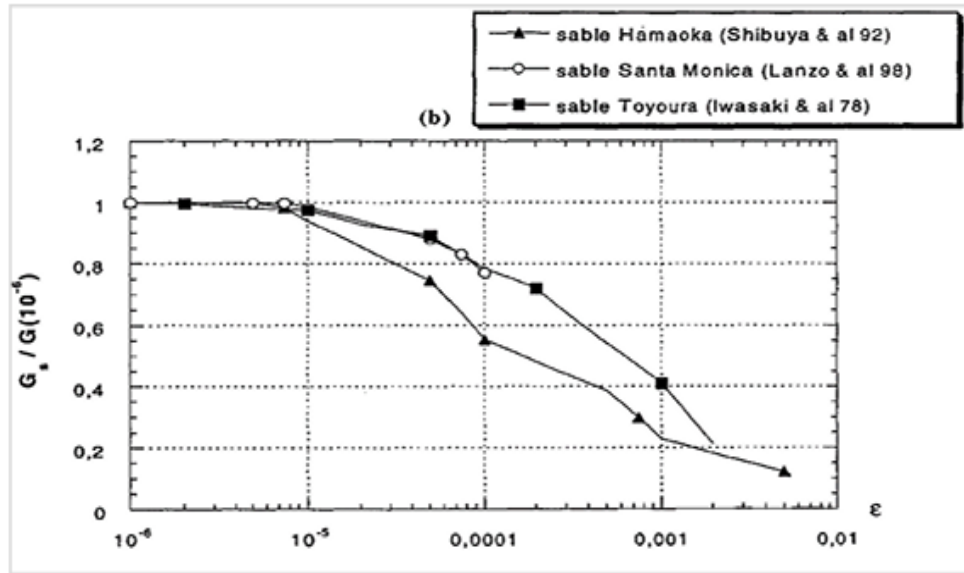


Figure 1-6 La dégradation de module de cisaillement des sables de (Hamaoka, santa Monica et Toyoura) en fonction de ϵ .

1.5.1.2 Les argiles

Le module cisaillement des sols fins dépend aussi d'une multitude de paramètres physiques. Outre les facteurs d'influences vus dans le sable, on compte les effets de sur consolidation, de la cimentation, de plasticité et de l'âge géologique, avec lesquels le module G augmente.

Cependant dans les argiles normalement consolidé ou faiblement sur consolidée le module G diminue avec l'indice des vides et augmente avec la contrainte effective moyenne.

Les études expérimentales menées par Anderson & Richart (1976), Iwasaki et al. (1978), Shibuya et al. (1992) et Lanzo et al. (1997) sur les argiles (Détroit, de Led) (figure 1.7), permettent de voir la variation du module G en fonction de la déformation. Cependant, une différence est constatée pour les deux argiles, ce qui peut être expliquée par la différence des caractéristiques des deux matériaux.

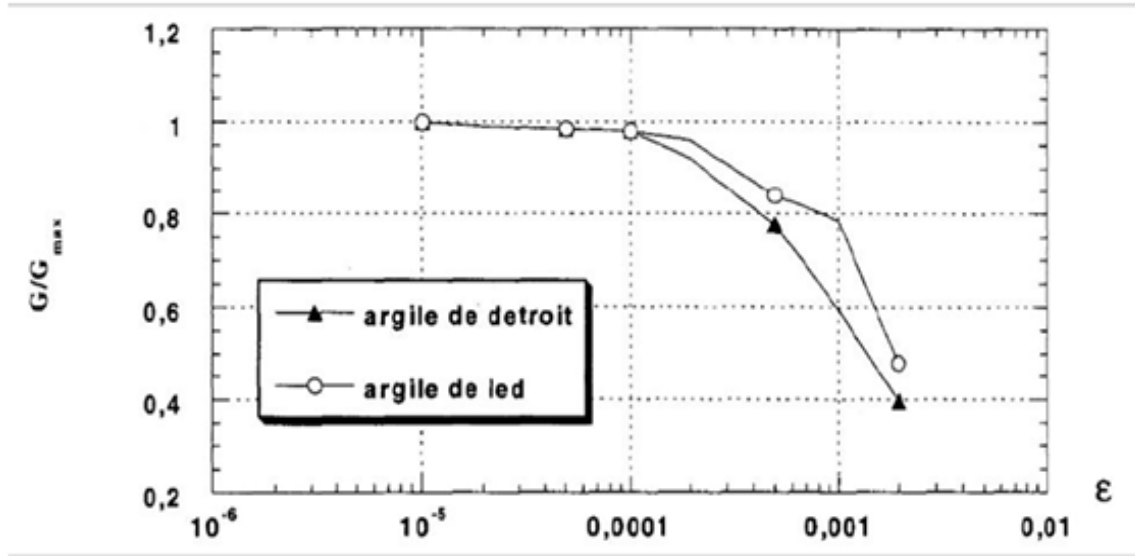


Figure 1-7 La dégradation de module de cisaillement des argiles de Detroit et de Led en fonction de ϵ .

Les résultats obtenus révèlent deux phases distinctes de comportement. Dans un premier temps, le module de cisaillement demeure stable, traduisant ainsi le comportement quasi-linéaire des argiles étudiées. Par la suite, la seconde phase du graphique met en évidence une dégradation variable du module G, soulignant l'influence du type de sol sur cette évolution.

En comparant les études sur les sables (figure 1.6) et les argiles (figure 1.7), on constate une différence marquée dans l'évolution de la rigidité entre ces deux types de sols. Deux zones de comportement peuvent être distinguées : la première, caractérisée par la stabilité du module de cisaillement, reflète un comportement quasi-linéaire du sol. La transition vers la seconde zone intervient à un seuil de déformation d'environ 10^{-4} pour les argiles et 10^{-5} pour les sables. Au-delà de ces valeurs, le module diminue progressivement avec l'augmentation de la déformation. Toutefois, la dégradation du sable s'avère plus prononcée que celle des argiles, indiquant que le rapport de réduction du module est influencé par la nature et la quantité de matériau en présence.

1.5.2 Influence de la densité du sol (Indice des vides)

La densité du sol est un paramètre clé influençant la rigidité et l'évolution du module de cisaillement G. Elle est généralement exprimée à travers deux mesures principales :

- **La densité sèche (ρ_d)**: rapport entre la masse des solides et le volume total du sol sans l'eau.
- **L'indice des vides (e)** : rapport entre le volume des vides et le volume des solides.

Une densité plus élevée signifie que les grains sont plus compactés, ce qui modifie la réponse mécanique du sol sous sollicitation.

L'influence de la densité (ou de l'indice des vides) sur la rigidité élastique des sols est bien documentée. Selon Jardine, la rigidité élastique d'un sol sédimenté augmente systématiquement avec la densité, c'est-à-dire lorsque l'indice des vides diminue. Pour comparer le module de cisaillement d'échantillons présentant des densités différentes, plusieurs auteurs ont proposé des méthodes de normalisation. Hardin et Richart (1963) ont introduit une fonction dépendant de la pression de confinement et de l'indice des vides. Leurs travaux ont été étendus par Hardin et Black (1969), qui ont intégré des facteurs supplémentaires comme l'histoire de contraintes. Par la suite, Kokusho et al. (1982), Jamiolkowski et al. (1995), Porovic (1995) et Shibuya et al. (1997) ont développé des approches similaires, ajustant ces fonctions pour différents types de sols et conditions de chargement. Ces méthodes de normalisation permettent une comparaison systématique des propriétés mécaniques indépendamment des variations de densité initiale.

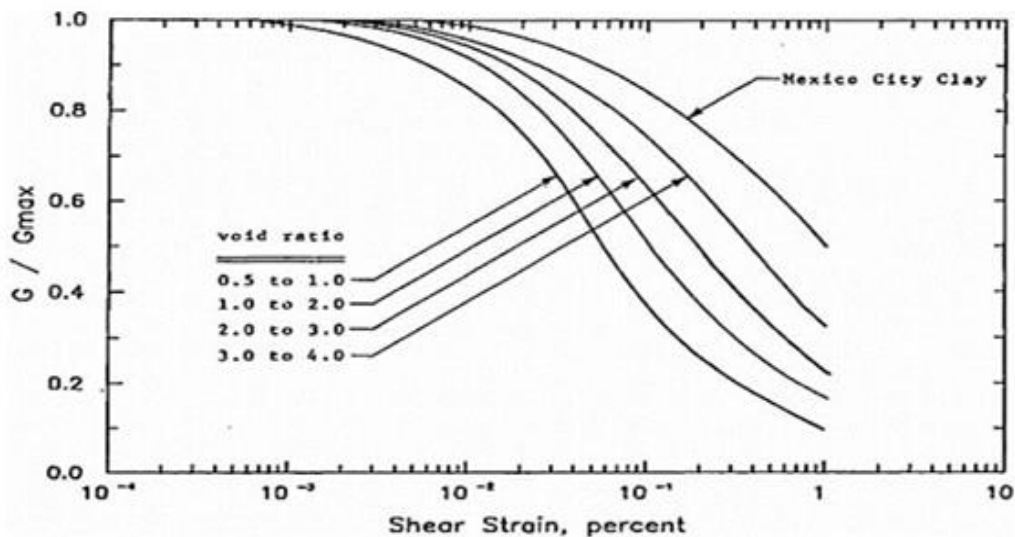


Figure 1-8 Courbes de dégradation de module de cisaillement en fonction de l'indice des vides présentés par (Sun et al (1988) pour l'argile de Mexico.

1.5.2.1 Comparaison entre sols denses et sols lâches

L'effet de la densité sur l'évolution du module de cisaillement G se traduit par un comportement différent entre les sols denses et les sols lâches. Dans un sol dense, la forte densité entraîne des interactions plus importantes entre les particules, ce qui augmente la contrainte de cisaillement τ et limite la déformation γ . Ainsi, le module de cisaillement G reste élevé et évolue lentement, montrant une bonne résistance à la déformation. En revanche, dans un sol lâche, la faible densité réduit les contacts entre les particules, ce qui diminue la contrainte de cisaillement et augmente la déformation. Le module de cisaillement G diminue donc rapidement avec la déformation, traduisant une faible résistance.

Tableau 1-1 Comparaison de l'effet de la densité sur l'évolution du G .

Paramètre	Sol dense	Sol lâche
Module de cisaillement initial G_0	Élevé	Faible
Évolution de G avec la déformation	Diminue lentement au début, puis chute brutalement	Diminue progressivement
Résistance aux déformations	Plus grande	Plus faible
Dégradation de G	Plus tardive	Plus précoce

1.5.2.2 Explication microscopique

Dans un sol dense, les grains sont bien serrés les uns contre les autres, ce qui augmente les forces de frottement entre eux. Quand on applique une contrainte, la structure des grains peut changer d'un coup, ce qui provoque une chute rapide du module de cisaillement (G) après un certain seuil. Par contre, dans un sol lâche, les grains sont plus espacés et ils se touchent moins. Quand on applique une contrainte, le sol se tasse petit à petit, ce qui fait baisser G de façon plus progressive, sans que la structure s'effondre brutalement.

1.5.3 Influence de la densité relative

La **densité relative** (D_r) permet d'évaluer le degré de compacité d'un sol granulaire :

$$D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \quad (1.1)$$

- Pour $D_r > 70\%$ (sol dense) : Le module de cisaillement (G) est plus élevé et stable, car les particules sont en contact étroit, renforçant les forces de frottement intergranulaires.
- Pour $D_r < 30\%$ (sol lâche) : Le module de cisaillement (G) est plus faible et diminue rapidement sous contrainte, car les grains sont plus espacés, ce qui réduit les interactions directes entre particules.

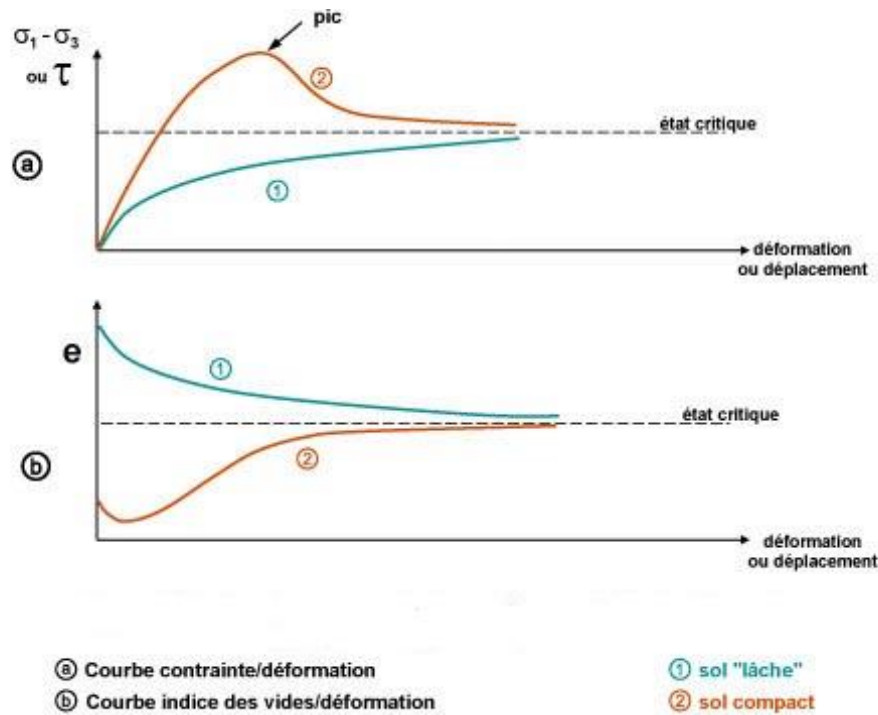


Figure 1-9 Courbe caractéristique d'un essai de cisaillement direct dans un sol pulvérulent

1.5.4 L'indice de plasticité (IP)

L'indice de plasticité (I_p) influence directement l'évolution du module de cisaillement G . Les sols à faible I_p ($I_p < 10$) présentent un module initialement plus élevé et une rigidité plus stable, car ils sont moins sensibles aux variations d'eau et moins compressibles. En revanche, les sols à fort I_p

($I_p > 20$) ont un module plus faible et subissent une dégradation plus rapide sous déformation, en raison du réarrangement des particules argileuses et de leur forte sensibilité à l'eau. À grande déformation, cette différence s'accroît, les sols très plastiques perdant leur rigidité plus rapidement que les sols peu plastiques. Ainsi, l'indice de plasticité joue un rôle clé dans la réponse mécanique du sol, en influençant la résistance et la stabilité du module de cisaillement.

Donc, l'indice de plasticité I_p et l'indice des vides e ont une influence significative sur les courbes $G/G_{max}-\gamma$. Les résultats expérimentaux ont montré que lorsque I_p et e augmentent, l'étendue de la courbe où G/G_{max} reste constant augmente et la dégradation de la courbe diminue (Seed et Idriss, 1970 ; Sun et al., 1988 ; Vucetic et Dobry, 1991 ; Vucetic, 1994 ; Lanzo, 1997 ; Kramer, 1996). Les résultats d'une partie de ces études sont présentés sur la figure (1.10).

Vucetic et Dobry, 1991, Sun et al (1991) ont élaboré pour les argiles de Mexico city un fuseau de courbe de dégradation de G en fonction de γ :

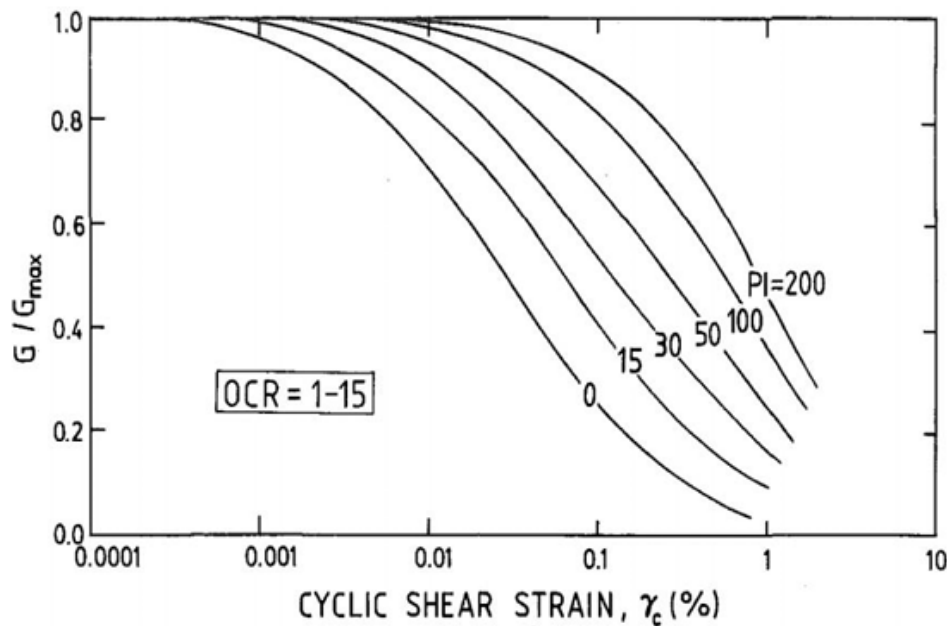


Figure 1-10 Effet de l'indice de plasticité sur le module G/G_{max} (Vucetic et Dobry, 1991) et (Sun et al, Mexico City).

1.5.5 L'influence de la contrainte de confinement (σ'_0)

Dans les relations établies par différentes recherches et qui relient le module de cisaillement G_{max} aux paramètres les plus influents, la contrainte de confinement est apparue systématiquement, ou une augmentation proportionnelle a été démontrée par plusieurs études expérimentales.

L'effet de la contraintes de confinement manifeste son influence sur le module beaucoup plus dans les sols pulvérulents que dans les sols fins plastique.

Iwasaki (1987) et El Horsi (1984) ont cependant proposé des courbes normalisées en fonction de la distorsion. (Figure 1.11)

Les essais triaxiaux montrent que pour une même déformation de cisaillement (γ), le module G augmente avec σ'_0 :

- Multiplication par 2.5 lorsque σ'_0 passe de 20 MPa à 300 MPa dans les sables
- Augmentation de 30-40% sous 100 kPa vs 50 kPa dans les argiles

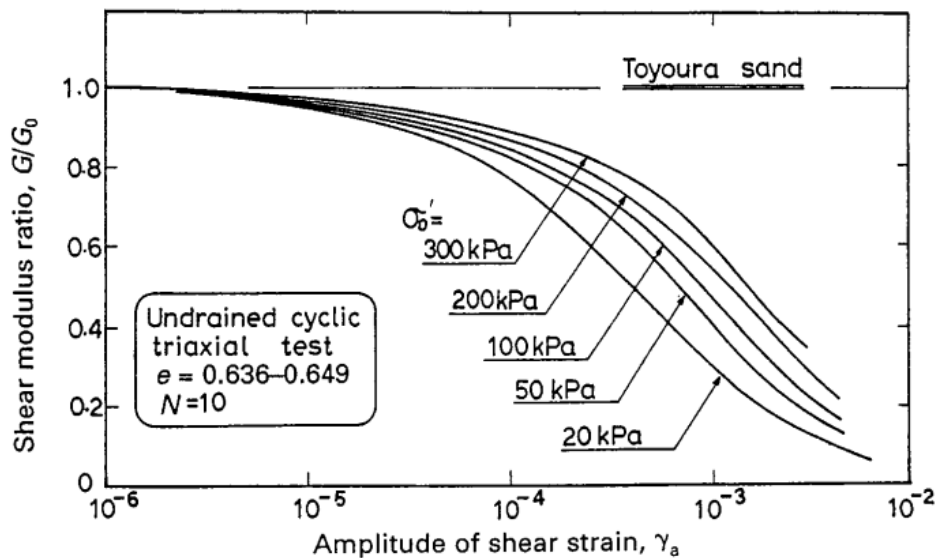


Figure 1-11 Influence de la contrainte de confinement sur la variation du module de cisaillement en fonction de la déformation en cisaillement pour les sables.

Cette relation proportionnelle entre la contrainte de confinement et le module de cisaillement peut être expliquée par les mécanismes physiques suivants :

La contrainte de confinement influence directement le module de cisaillement (G) en agissant sur la densité apparente et l'agencement des particules dans le sol. Sous une contrainte de confinement élevée, les grains sont mieux maintenus en contact, ce qui favorise une meilleure transmission des efforts intergranulaires et augmente significativement la rigidité du sol, conduisant à un G élevé et relativement stable. À l'inverse, lorsque la contrainte de confinement est faible, les particules ont davantage de liberté de mouvement, facilitant les réarrangements sous chargement. Cette mobilité accrue réduit la rigidité globale et entraîne une diminution plus rapide du module de cisaillement.

Tableau 1-2 Facteurs influençant la relation entre le module de cisaillement (G) et la contrainte de confinement (σ'_0)

Facteur	Influence sur G	Exemple expérimental
Type de matériau	Argiles > Sables (à σ'_0 égal)	Essais sur argile de Bussy-Saint-Georges
État de saturation	Peu significatif ($\Delta G < 5\%$)	Études comparatives eau/air
Histoire de chargement	Effet d'érouissage	Essais cycliques à $N=10$

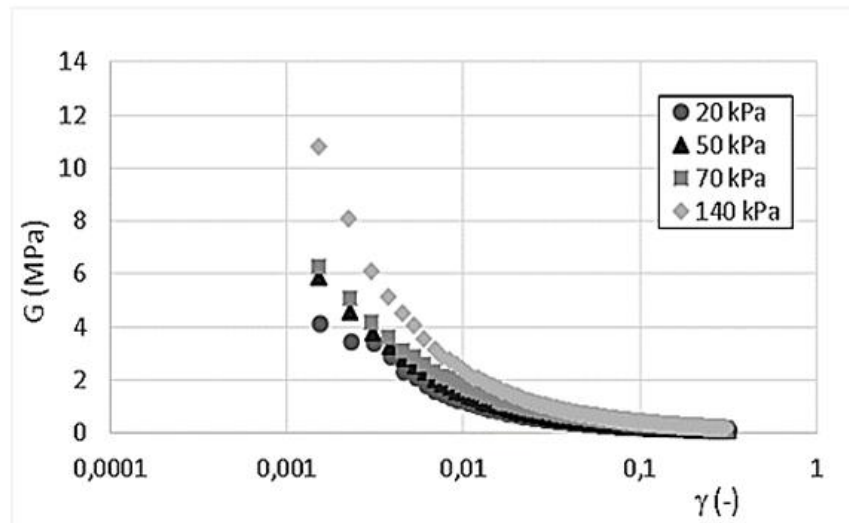


Figure 1-12 Réduction du module de cisaillement (G , en MPa) en fonction de la déformation de cisaillement γ (en décimales) pour quatre éprouvettes soumises à quatre contraintes de confinement différentes lors de la série d'essais triaxiaux réalisé sur l'argile de B

Les travaux de Seed et Idriss (1970) sur les sables, complétés par Kokusho (1980) et Hicher (1994) sur les argiles, ont établi des lois puissance de type :

$$G = (\sigma_0')^n \quad (1.2)$$

Où n varie entre 0.4 et 0.6 selon la granulométrie.

Cette dépendance au confinement explique pourquoi les normes géotechniques recommandent systématiquement des corrections des modules mesurés en laboratoire selon les conditions de pression effective in situ.

1.6 Relations théoriques

Le module de cisaillement G , également appelé module de rigidité, est une grandeur qui caractérise la capacité d'un matériau à résister à une déformation sous l'effet d'une contrainte de cisaillement. Théoriquement, il est défini par le rapport entre la contrainte de cisaillement τ appliquée et la déformation de cisaillement γ qu'elle induit :

$$G = \frac{\tau}{\gamma} \quad (1.3)$$

Cette relation est valable dans le domaine élastique, c'est-à-dire tant que les déformations restent réversibles. Elle constitue la base de nombreuses analyses en mécanique des sols.

▪ Relation entre G , E et ν

Dans le cadre de l'élasticité linéaire isotrope, une autre relation importante lie le module de cisaillement au module d'Young E et au coefficient de Poisson ν , qui représentent respectivement la raideur axiale et la tendance au volume du matériau :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (1.4)$$

Cette formule permet de calculer G si l'on connaît E et ν , deux paramètres souvent obtenus à partir d'essais de laboratoire comme les essais triaxiaux ou œdométriques. Elle est couramment utilisée dans les calculs géotechniques, surtout dans les logiciels de modélisation.

▪ **Module de cisaillement maximal G_{max}**

À très faibles déformations (typiquement $\gamma < 10^{-4}$), le comportement du sol peut être considéré comme quasi parfaitement élastique. Dans ce cas, on parle de module de cisaillement maximal G_{max} . Ce dernier est directement lié à la propagation des ondes de cisaillement dans le sol :

$$G_{max} = \rho \cdot V_s^2 \quad (1.5)$$

Où :

- ρ est la masse volumique du sol,
- V_s est la vitesse des ondes de cisaillement, mesurée à l'aide de techniques géophysiques.

Cette relation est très utilisée en géo-dynamique (études sismiques, vibrations, etc.) car elle permet de relier les propriétés mécaniques du sol à des observations in situ.

▪ **Dégradation de G avec la déformation**

Dans la réalité, lorsque la déformation augmente, le sol ne reste pas parfaitement élastique. Il devient non linéaire, et le module G commence à diminuer. Cette évolution est décrite par des courbes expérimentales qui montrent la dégradation de G en fonction de la déformation de cisaillement γ . On utilise alors une forme normalisée :

$$\frac{G}{G_{max}} = f(\gamma) \quad (1.6)$$

Des chercheurs comme Seed & Idriss (1970) ou Vucetic & Dobry (1991) ont proposé des courbes empiriques qui montrent cette dégradation pour différents types de sols et indices de plasticité. En général:

- Pour les sables (sols peu plastiques), G diminue rapidement avec γ ,

- Pour les argiles plastiques, la dégradation est plus progressive.

1.7 L'amortissement du sol

L'amortissement et le ratio G/G_{max} sont deux facteurs inséparables du comportement cyclique du sol. L'étude de l'évolution de l'amortissement des matériaux a été menée en même temps que la dégradation du module par les auteurs précités. Il est observé que l'amortissement augmente avec l'augmentation de la distorsion (Figure 1.13). Les facteurs importants contrôlant l'amortissement du sol sont identiques à ceux du module. En outre, il est montré que la fréquence de chargement et le nombre de cycles de chargement ont une influence importante sur cette caractéristique du matériau sous chargement cyclique.

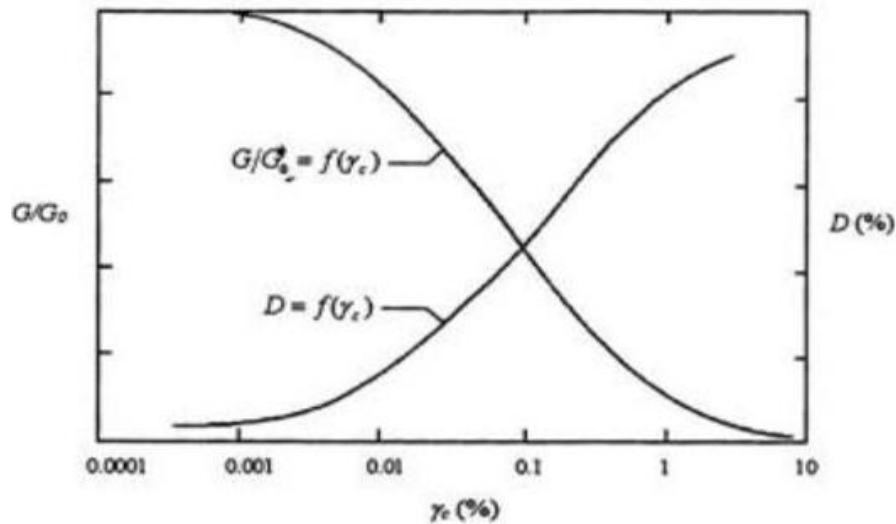


Figure 1-13 Variation des paramètres cycliques G et D avec la distorsion γ .

1.7.1 Les paramètres qui influence l'amortissement D

L'amortissement D et le rapport G/G_{max} sont deux paramètres indissociables du comportement cyclique des sols, influencés par les mêmes facteurs que le module de cisaillement. Des études ont montré que l'amortissement évolue en fonction de la déformation de cisaillement et dépend de plusieurs paramètres. Parmi ceux-ci, la fréquence de chargement ainsi que le nombre de cycles de sollicitation jouent un rôle majeur dans la réponse dynamique du sol, influençant sa capacité à dissiper l'énergie sous des charges répétées.

1.7.2 L'effet de la contrainte de confinement σ'_0 sur l'amortissement D

L'effet de la contrainte de confinement σ'_0 sur le coefficient d'amortissement D dépend du type de sol, de sa densité et du niveau de déformation.

En général, quand la contrainte de confinement augmente, l'amortissement a tendance à diminuer, surtout pour les sables denses. C'est ce qu'a observé Kokusho en 1980 lors d'essais triaxiaux cycliques sur le sable de Toyoura. Mais pour les sables lâches, sous chargement cyclique, la pression interstitielle peut s'accumuler, réduire les contraintes effectives jusqu'à provoquer une liquéfaction. Dans ce cas, l'amortissement augmente fortement.

De son côté, Constantino en 1988 a trouvé que, dans son intervalle de contrainte, la variation de σ'_0 avait peu d'effet sur l'amortissement, même pour un sable à faible densité. Il a aussi montré que l'histoire des contraintes appliquées à l'échantillon n'avait pas d'impact significatif sur D , quelle que soit la densité ou la taille des grains. En résumé, l'effet de la contrainte de confinement n'est pas toujours le même : il dépend des caractéristiques du sol, du type de chargement et du niveau de contrainte. C'est pourquoi il est important de bien prendre en compte les conditions de confinement et la structure du sol pour évaluer son comportement dynamique.

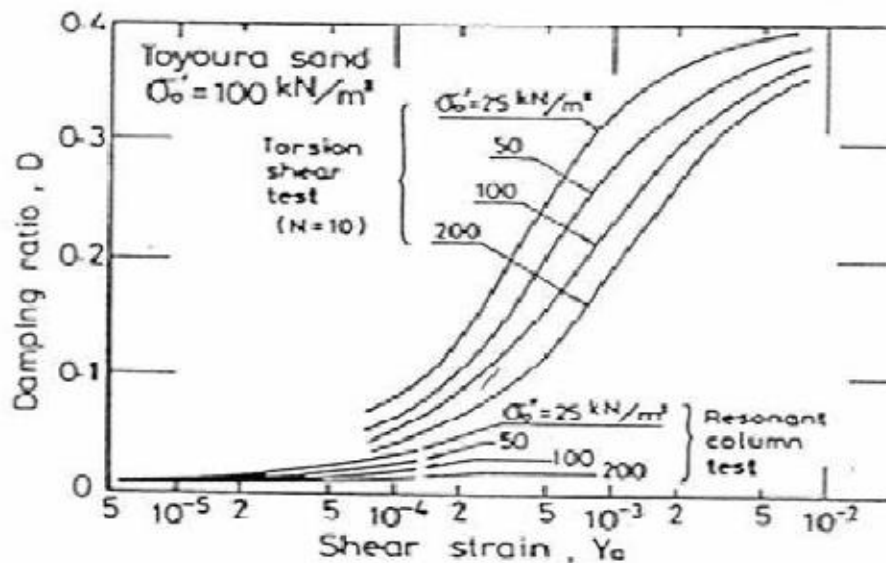


Figure 1-14 Influence de la contrainte de confinement sur l'évolution de D (Iwasaki, 1978)

1.7.3 Relation entre l'indice des vides et l'amortissement D

Selon les travaux d'Iwasaki et al. (1978), Tatsuoka et al. (1978) et Kokusho (1980) sur le sable de Toyoura, on observe que, à contrainte de confinement constante, l'évolution de l'amortissement D en fonction de la déformation γ est pratiquement indépendante de l'indice des vides e , donc de la densité relative. Cela signifie que, pour un même niveau de σ'_0 et un même γ , la densité initiale du sable n'affecte pas fortement l'amortissement mesuré.

Cette observation contraste avec d'autres études, comme celle de Constantino (1988), où l'amortissement augmentait avec un indice des vides plus élevé. Ces différences peuvent s'expliquer par les conditions expérimentales, la plage de contraintes, ou encore le type de sable étudié.

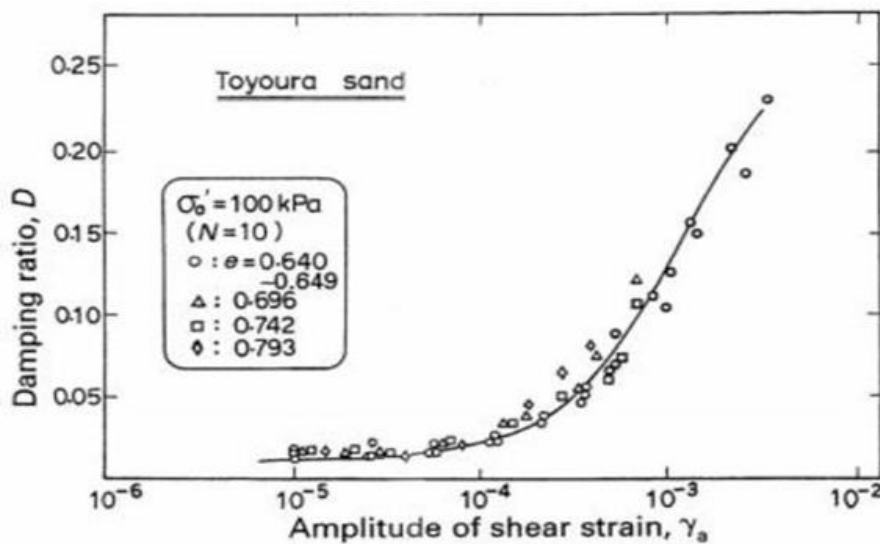


Figure 1-15 Résultat expérimental de la variation du coefficient d'amortissement D en fonction de la distorsion γ pour un sable de Toyoura (Kokusho 1980).

1.7.4 L'influence de l'indice de plasticité sur l'amortissement

Selon Zhang et al. (2005), Stokoe (1994) et Vucetic (1998), l'amortissement D augmente avec l'indice de plasticité IP , surtout pour les faibles niveaux de déformation. Cela signifie que les argiles très plastiques dissipent plus d'énergie que les argiles peu plastiques ou les limons.

Cependant, pour les grandes déformations, cette tendance peut s'inverser : l'amortissement a tendance à diminuer lorsqu'IP augmente.

Cela s'explique en partie par les difficultés techniques liées aux essais de laboratoire, notamment la dissipation d'énergie dans les équipements eux-mêmes, comme l'a souligné Stokoe en 1995.

En conclusion, pour obtenir des résultats fiables, il est recommandé de mesurer D à des fréquences et des nombres de cycles proches de ceux que l'on retrouve dans les conditions réelles de chargement, par exemple lors d'un séisme.

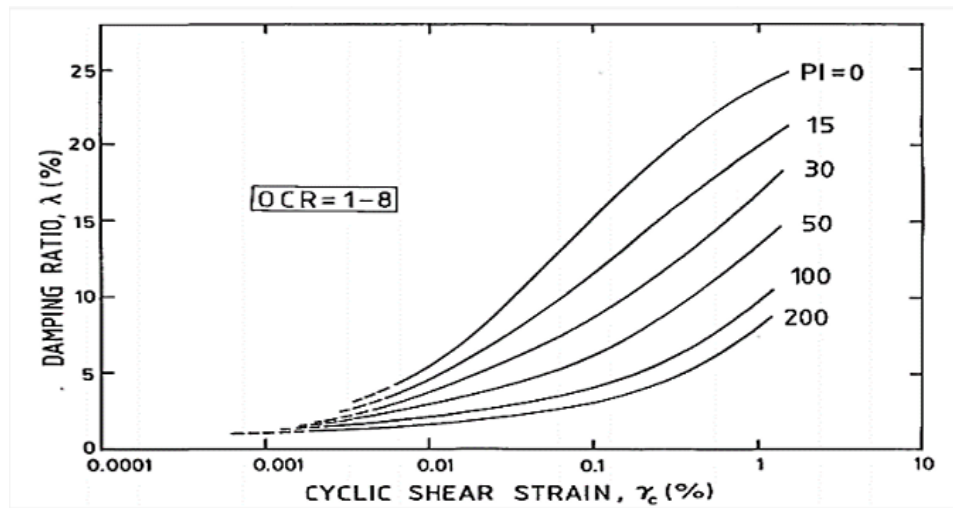


Figure 1-16 Influence de l'indice de plasticité sur le coefficient d'amortissement.

1.8 Conclusion

Le **module de cisaillement G** et le **coefficient d'amortissement D** sont deux paramètres fondamentaux pour caractériser le comportement dynamique des sols.

Leur évolution dépend fortement de plusieurs facteurs géotechniques, notamment : la contrainte de confinement effective σ'_o , qui tend à augmenter G tout en réduisant D, sauf en cas de liquéfaction dans les sols lâches, l'indice des vides e , qui influence le comportement selon la densité : les sols lâches présentent généralement un amortissement plus élevé, et l'indice de plasticité IP, dont l'augmentation entraîne une hausse de D pour les faibles déformations, mais parfois une diminution pour les grandes déformations, comme observé dans certaines études. Ces

paramètres n'agissent pas de façon isolée : leurs effets sont souvent interconnectés, et dépendent aussi du niveau de déformation γ , de la fréquence de chargement, et du type de sol.

Il en résulte que la caractérisation dynamique d'un sol nécessite une approche globale et adaptée aux conditions réelles de chargement, en particulier pour les études sismiques ou les fondations soumises à des sollicitations dynamiques.

*Chapitre 2 : Détermination des modules de
déformation à partir des essais géotechniques*

2.1 Introduction

La caractérisation précise du comportement mécanique des sols est une étape essentielle dans toute étude géotechnique. Parmi les paramètres fondamentaux, les modules de déformation, en particulier le module de cisaillement (G) qui joue un rôle central dans le dimensionnement des ouvrages, qu'il s'agisse de fondations, de dallages, de remblais ou de structures souterraines comme les tunnels.

Ces modules ne sont pas constants : ils varient en fonction du niveau de déformation subi par le sol ainsi que du chemin de contrainte appliqué. Ainsi, un sol ne se comporte pas de la même manière sous des sollicitations faibles (ex : vibrations environnementales celles provenant des machines, de véhicule, d'activités humaines) que sous de fortes sollicitations (ex. : séisme ou surcharge extrême). La compréhension de cette évolution non linéaire des modules est donc essentielle pour modéliser avec justesse le comportement réel des sols.

Pour évaluer cette variation, on fait appel à une combinaison d'essais en laboratoire et in situ, chacun couvrant une plage de déformations spécifiques.

- À très faibles déformations, les méthodes comme la colonne résonnante ou les bender elements permettent de mesurer le module G_{max} .
- À grandes déformations, les essais triaxiaux sont privilégiés pour analyser la rupture et les comportements post-pic.
- Des essais spécifiques, comme les essais triaxiaux cycliques, comblent le vide entre ces deux extrêmes.
- Enfin, les mesures in situ, souvent basées sur la vitesse des ondes de cisaillement, offrent une évaluation représentative du sol en place.

Ce chapitre présente donc une synthèse des principaux essais de laboratoire et in situ permettant de déterminer les modules de déformation, avec une attention particulière portée à leur domaine d'application et à leur complémentarité.

2.2 Détermination des modules de déformation

La détermination des modules de déformation des sols, en particulier le module de cisaillement G , est essentielle pour caractériser le comportement mécanique des sols sous différentes sollicitations. À très faibles déformations, le module de cisaillement initial G_{max} peut être obtenu à partir d'essais en colonne résonante (Nguyen Pham, 2008) ou à l'aide de la technique des Bender Elements (Lee & Santamarina, 2005), qui permettent de mesurer la vitesse des ondes de cisaillement. Pour des déformations moyennes à grandes, les essais triaxiaux statiques ou cycliques sont privilégiés, car ils permettent d'évaluer l'évolution non linéaire de G ainsi que la résistance à la rupture (Tatsuoka et al, 1978 ; Kokusho, 1980). Enfin, des mesures in situ, comme les essais géophysiques basés sur la propagation d'ondes, fournissent une estimation du module G dans les conditions réelles du terrain (Stokoe et al, 1994). La combinaison de ces techniques permet ainsi de couvrir l'ensemble des plages de déformation et d'obtenir une description complète du comportement dynamique du sol.

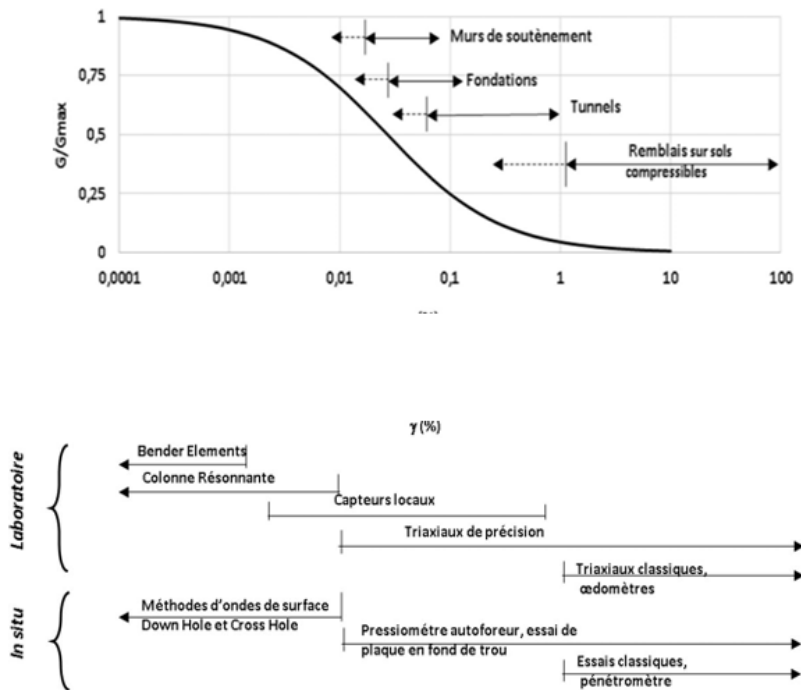


Figure 2-1 Courbe de réduction du module de cisaillement avec la déformation pour les différentes plages de déformations propres aux ouvrages et aux essais de laboratoire et in situ (modifié d'après Atkinson et Salfors, 1991 ; Mair, 1993 ; Tani, 1995 ; Reiffsteck

2.3 Essais en laboratoire

La technique consiste à prélever des échantillons de sol, appelés "éprouvette", directement sur le terrain, puis à les transporter au laboratoire où ils seront soumis à des essais. Cependant, il est important de noter que ces essais doivent toujours être comparés et corrélés avec les essais in situ, car une des principales limitations des essais en laboratoire est l'impossibilité de conserver le sol prélevé dans son état intact.

Les essais en laboratoire sont généralement réalisés pour déterminer les paramètres de déformabilité des sols, notamment à travers des essais triaxiaux. Ils permettent de caractériser le comportement des sols sous de faibles à grandes déformations, comme dans les essais à la colonne résonante et les essais triaxiaux cycliques. Ces essais peuvent être classés en trois catégories en fonction du type de vibration appliqué :

- a) **Essais de vibration libre** : L'échantillon subit une déformation très faible, de l'ordre de 10^{-6} , et entre dans un régime de vibration amortie. Par exemple, l'essai aux éléments piézoélectriques permet de déterminer le module de cisaillement maximal (G_{\max}).
- b) **Essais de vibration entretenue (résonance)** : L'échantillon est soumis à des déformations périodiques faibles, avec une amplitude de l'ordre de 10^{-4} . L'excitation est ajustée jusqu'à atteindre la résonance, ce qui permet de déterminer le module de cisaillement (G). Ensuite, l'échantillon est laissé en régime de vibration libre amortie pour mesurer l'amortissement (D).
- c) **Essais de vibration forcée (chargement cyclique)** : Dans cette catégorie, l'échantillon subit un chargement cyclique, généralement alternatif, permettant de balayer un large intervalle de déformations, avec la possibilité d'atteindre la rupture. Le module de déformation et l'amortissement sont déduits en fonction des amplitudes des vibrations. Les essais cycliques les plus courants en laboratoire incluent l'essai triaxial, l'essai de cisaillement rectiligne et l'essai sur cylindre creux.

2.3.1 Bender elements

Les Bender elements sont des capteurs utilisés en laboratoire pour mesurer la vitesse des ondes de cisaillement dans les sols, et ainsi déterminer le module de cisaillement maximal (G_{\max}) à très faibles niveaux de déformation (entre 10^{-4} et 10^{-6}). Positionnés directement dans l'échantillon, ils facilitent l'émission et la réception d'ondes sans perturber le sol, proposant une approche non intrusive et précise. Cette méthode est particulièrement bénéfique pour analyser le comportement dynamique et quasi-élastique des sols, en particulier lors des tests triaxiaux. Elle est cruciale pour déterminer la rigidité initiale des sols, un aspect fondamental dans la modélisation et la conception de structures sensibles aux déformations.

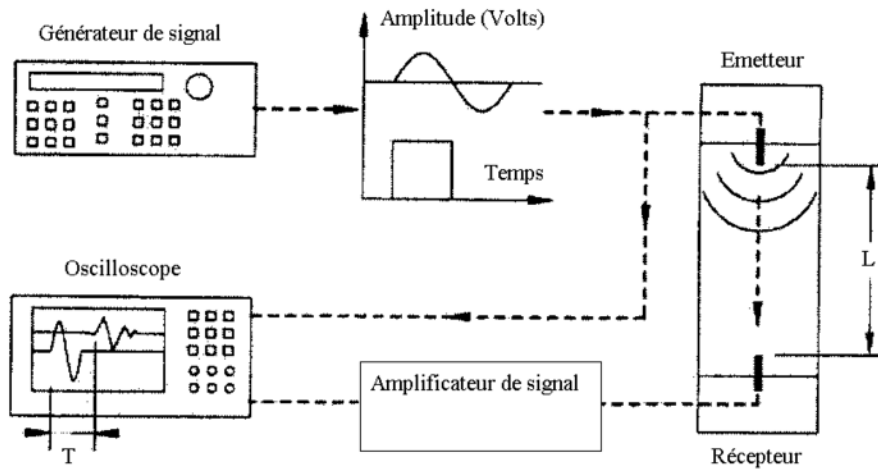


Figure 2-2 Schéma de principe du dispositif « Bender elements ».

2.3.2 La colonne résonnante

L'essai de la colonne résonnante est utilisé pour déterminer les propriétés dynamiques des sols à faibles niveaux de déformation. Il permet notamment d'évaluer le module de cisaillement maximal G_{\max} , ainsi que l'évolution du module de cisaillement et du facteur d'amortissement en fonction de la déformation. Le principe de l'essai repose sur l'excitation dynamique d'un échantillon cylindrique de sol (généralement saturé et consolidé) jusqu'à atteindre sa fréquence de résonance.

L'excitation est généralement appliquée en torsion, ce qui permet de mesurer la vitesse des ondes de cisaillement V_s , et d'en déduire le module de cisaillement dynamique :

$$G = \rho \cdot V_s^2 \quad (2.1)$$

Cet essai permet également de tracer des courbes représentatives de la variation relative du module de cisaillement G/G_{\max} et du taux d'amortissement en fonction de la déformation. Il est particulièrement adapté à l'analyse du comportement dynamique des sols dans le cadre des sollicitations sismiques ou cycliques de faible amplitude.

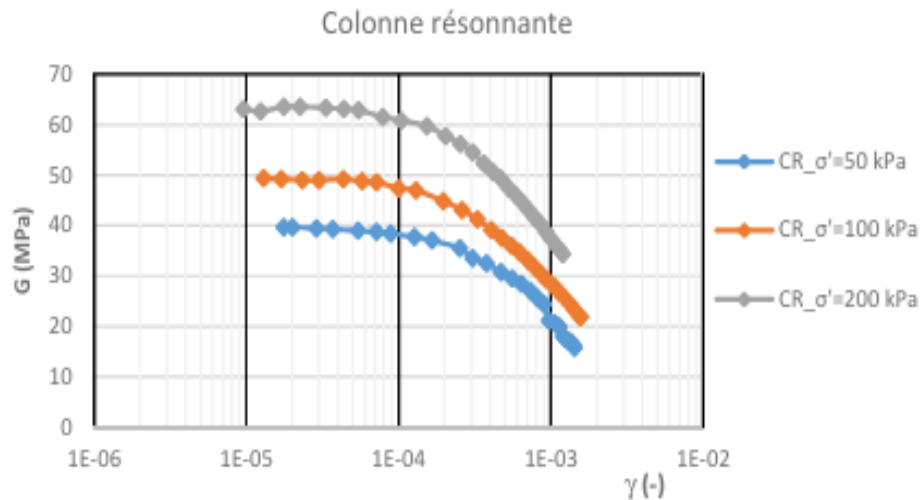


Figure 2-3 Résultats des essais à la colonne résonnante exprimés en fonction de la déformation de cisaillement (γ , en décimales) et du module de cisaillement G (MPa) pour 3 éprouvettes soumises à des contraintes de confinement effectif de 50 kPa, 100 kPa et 200 kPa.

2.3.3 Essai triaxial cyclique

Lors des essais triaxiaux cycliques, les contraintes et les déformations enregistrées permettent de déterminer des paramètres dynamiques importants du sol, notamment le module de cisaillement G et le taux d'amortissement D . Ces paramètres traduisent respectivement la rigidité du sol et sa capacité à dissiper l'énergie lorsqu'il est soumis à des sollicitations cycliques, comme les séismes ou les vibrations. L'essai est réalisé à l'aide d'un appareil triaxial composé de plusieurs éléments clés. Il comprend une presse mécanique qui soutient la cellule triaxiale où est placé l'échantillon de sol, ainsi qu'un système de contrôle multiaxial permettant de gérer de manière indépendante la contrainte axiale, la pression de confinement (confinant le sol dans toutes les directions

horizontales), et la contre-pression utilisée pendant les phases de saturation et de consolidation de l'échantillon. Un vérin dynamique applique le chargement cyclique sous forme de pression variable (généralement sinusoïdale) sur l'axe vertical de l'échantillon. L'ensemble des mesures pressions, déplacements, volumes d'eau échangés est collecté et traité à l'aide d'un micro-ordinateur équipé d'un logiciel spécialisé. Ce logiciel permet non seulement d'enregistrer les données expérimentales, mais aussi de calculer en temps réel des grandeurs telles que les courbes de cisaillement, les hystérésis, et d'en déduire les valeurs de G et D en fonction du niveau de déformation.

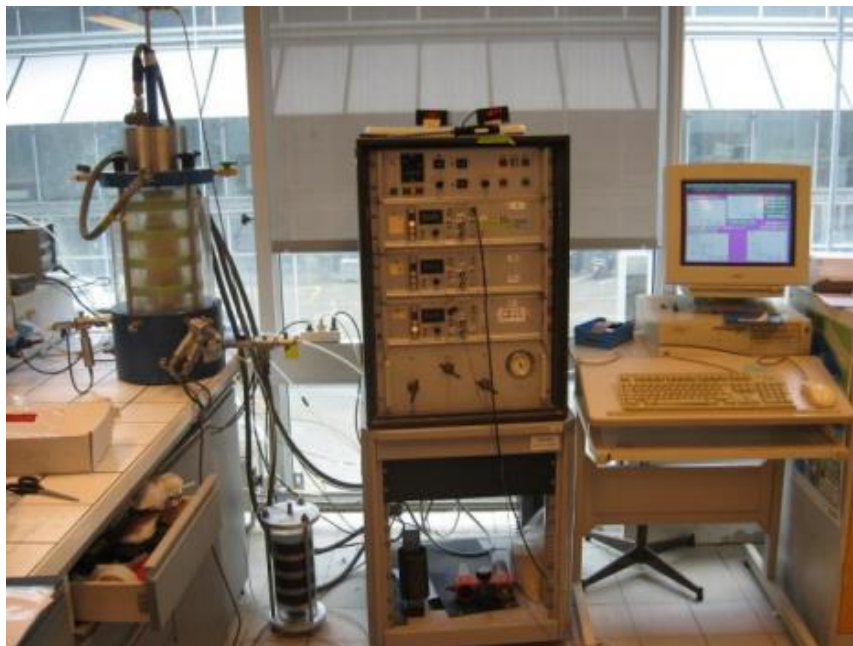


Figure 2-4 Dispositif de l'essai triaxial cyclique.

2.3.4 Essai œdométrique

L'essai œdométrique est une méthode fondamentale en géotechnique pour analyser la compressibilité et la consolidation des sols fins saturés sous charges verticales. Réalisé dans un appareil spécifique (œdomètre), il consiste à appliquer des paliers de contrainte croissants sur un échantillon de sol confiné latéralement, tout en mesurant les tassements au cours du temps. Les données recueillies permettent de tracer deux courbes clés : la courbe de consolidation (tassement en fonction du temps) et la courbe de compressibilité (indice des vides en fonction du logarithme de la contrainte effective).

Le module œdométrique est déterminé à partir de la relation :

$$E_{\text{œ}} = \frac{\Delta\sigma'}{\Delta\varepsilon} \quad (2.2)$$

Où : $\Delta\sigma$ est l'incrément de contrainte effective et $\Delta\varepsilon$ est la déformation verticale correspondante.

Ce module, variable selon l'intervalle de contrainte, est lié au module de déformation E par la formule :

$$E = \frac{(1 - \nu)}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \quad (2.3)$$

Où ν est le coefficient de poisson. Quant au module de cisaillement G , il peut être déduit indirectement :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (2.3)$$

Mais sa détermination précise nécessite généralement des essais complémentaires (triaxiaux ou de cisaillement). Les valeurs typiques de $E_{\text{œ}}$ varient de 2 à 30MPa pour les sols cohérents (argiles).

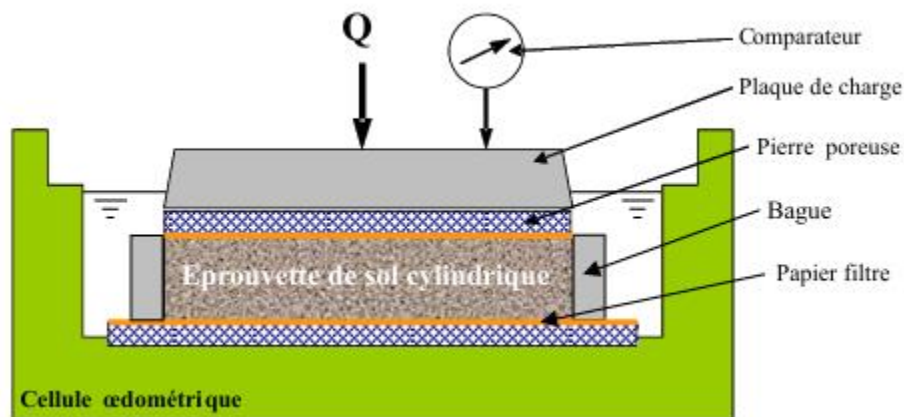


Figure 2-5 Représentation schématique d'une cellule œdométrique.

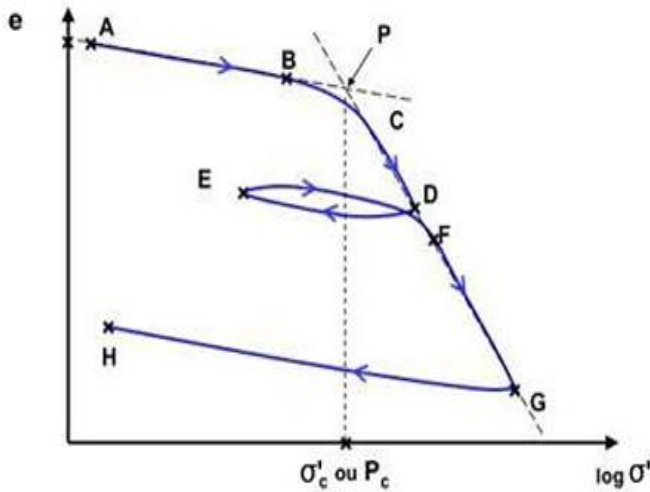


Figure 2-6 Courbe de compressibilité.

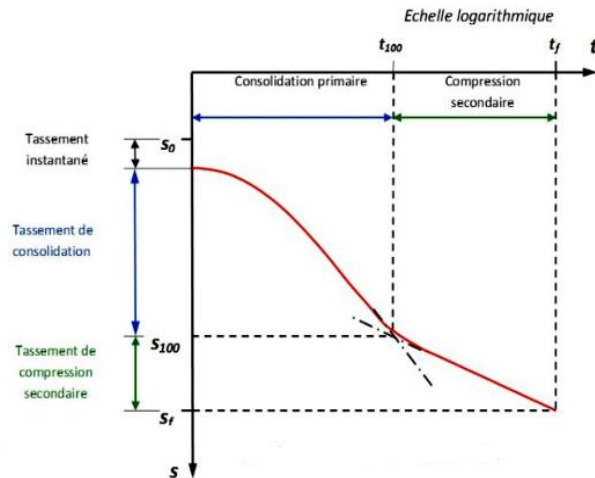


Figure 2-7 Courbe de consolidation d'un sol fin.

2.4 Les essais in situ

Les essais in situ sont des essais réalisés directement sur le terrain, dans les conditions naturelles du sol, sans avoir à prélever des échantillons pour les analyser en laboratoire. Ils permettent d'obtenir des informations fiables sur les propriétés mécaniques, hydrauliques et parfois dynamiques du sol, tout en prenant en compte l'état de contraintes réel, la structure naturelle du sol et les effets d'échelle. Ces essais sont essentiels dans la conception des ouvrages géotechniques, car ils complètent ou confirment les résultats des essais en laboratoire. Parmi les plus courants, on trouve :

- Le pressiomètre (essai Ménard), qui mesure la déformabilité et la résistance à la pression radiale du sol ;
- Le pénétromètre statique (CPT) et dynamique (SPT), qui évaluent la résistance du sol à la pénétration d'une pointe ;
- Le dilatomètre (DMT), qui renseigne sur la compressibilité et l'état de contrainte du sol ;
- Et le sismique cross-hole / down-hole, qui sert à mesurer les vitesses des ondes de cisaillement et de compression, permettant d'estimer le module de cisaillement G in situ.

Les appareils utilisés pour ces essais sont généralement montés sur des camions de forage ou des plateformes mobiles et sont équipés de capteurs et systèmes d'enregistrement automatiques. Les données collectées permettent de caractériser les couches de sol, de définir les paramètres d'entrée

(module de cisaillement, module de compression, cohésion, angle de frottement interne, densité, etc) pour les modèles géotechniques, et d'adapter les fondations et ouvrages en fonction du sol en place.

2.4.1 Les essais Cross-Hole / Down-Hole

Les essais Cross-Hole et Down-Hole sont des méthodes géophysiques in situ permettant de mesurer les vitesses de propagation des ondes sismiques, en particulier les ondes de cisaillement (ondes S) et les ondes de compression (ondes P). Ces vitesses sont ensuite utilisées pour calculer le module de cisaillement dynamique G à très petites déformations, noté G_0 . Dans l'essai Cross-Hole, plusieurs forages verticaux (au moins deux) sont réalisés côte à côte. Une source sismique est placée dans un forage et les capteurs (géophones) dans les autres forages à la même profondeur. La vitesse de l'onde est déterminée en mesurant le temps de propagation entre les forages. En revanche, dans l'essai Down-Hole, un seul forage est nécessaire : la source sismique est en surface, et les capteurs sont descendus progressivement à différentes profondeurs dans le forage. Les deux méthodes permettent d'obtenir un profil vertical de la vitesse des ondes dans le sol. Une fois la vitesse V_s des ondes de cisaillement connue, le module de cisaillement initial G_0 est calculé avec la relation :

$$G_0 = \rho \cdot V_s^2 \tag{2.4}$$

Où ρ est la masse volumique du sol. Cette méthode est très précise pour estimer la rigidité des sols à l'état non perturbé, particulièrement utile pour les études sismiques, la modélisation dynamique des sols, ou la caractérisation des couches molles et rigides.

PRINCIPE DE L'ESSAI CROSS-HOLE

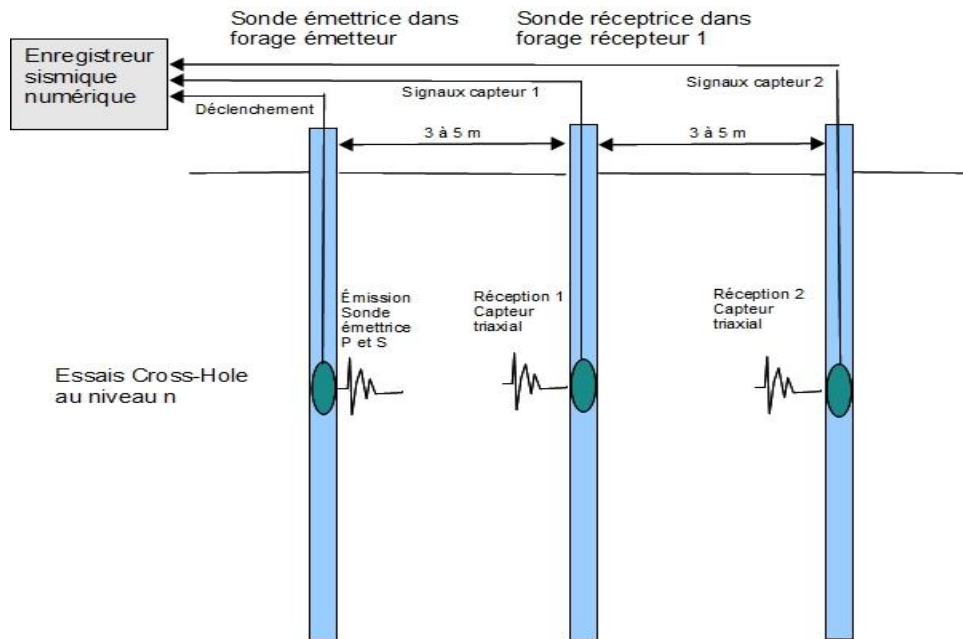


Figure 2-8 Schéma de l'essai cross-hole. NF P94-110 / ASTM D6635 / D7400 – Normes pour essais Down-Hole et Cross-Hole.

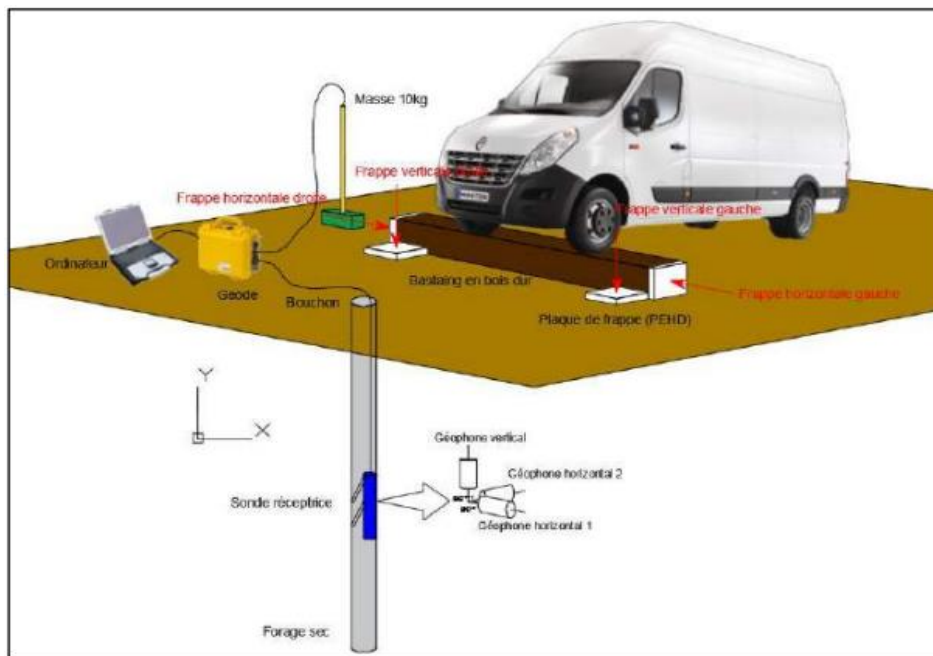


Figure 2-9 Schéma de l'essai down-hole. Tiré de GEOTEC. (s.d.) Fiches techniques-Géophysique

2.4.2 Essai au dilatomètre plat

L'essai au dilatomètre plat (DMT) est un essai in situ qui permet de déterminer plusieurs paramètres mécaniques du sol, notamment sa compressibilité, son état de contrainte, sa résistance et son coefficient de consolidation. Il est réalisé à l'aide d'une lame métallique plate, équipée d'une membrane circulaire au centre, qui est enfoncée verticalement dans le sol à l'aide d'un pénétromètre. À chaque profondeur d'essai (généralement tous les 20 cm), la membrane est gonflée grâce à un système pneumatique, et deux pressions sont mesurées :

- P_0 : la pression à laquelle la membrane commence juste à se déplacer, ce qui correspond à la pression horizontale du sol,
- P_1 : la pression nécessaire pour déformer la membrane de 1,1 mm, liée à la résistance du sol.

Ces pressions, associées à la profondeur, permettent de calculer plusieurs indices empiriques (indice de dilatomètre I_D module de déformation E_D , contrainte horizontale σ_h etc.). Le module de déformation E_D obtenu peut être utilisé pour estimer le module de cisaillement G , suivant la relation (2.3).

Le DMT est très apprécié pour sa rapidité, sa bonne répétabilité, et le fait qu'il perturbe peu le sol, ce qui en fait un outil efficace pour la reconnaissance géotechnique de terrains argileux, limoneux ou sableux.



Figure 2-10 Dispositif au dilatomètre de forage PROBEXe. Roctest.com (consulté le 14 avril 2025).

2.4.3 Essai de pressiomètre Ménard

L'essai pressiométrique Ménard est un essai in situ développé par Louis-François-Auguste Ménard dans les années 1950. Il a pour objectif principal de fournir des caractéristiques mécaniques du sol, nécessaires au dimensionnement des ouvrages de génie civil (fondations, soutènements, etc.), ou encore à la recherche scientifique sur le comportement des sols soumis à différentes sollicitations mécaniques. L'essai permet d'évaluer les paramètres de comportement rhéologique, en particulier le module de déformation. Il consiste à mesurer la pression radiale P exercée pour gonfler une sonde cylindrique insérée dans un forage vertical, tout en observant la déformation induite sur les parois du sol. Le dispositif utilisé comprend un contrôleur pression-volume (CPV) permettant de gérer et de mesurer avec précision les pressions et volumes injectés, des tubulures, un réservoir de gaz servant à alimenter le système, une sonde tricellulaire (constituée d'une cellule de mesure encadrée par deux cellules de garde) et un enregistreur pour la collecte et l'exploitation des données. L'analyse de la courbe pression-déformation obtenue permet de déterminer des paramètres essentiels comme le module pressiométrique E_M , la pression de fluage P_f et la pression limite P_L .

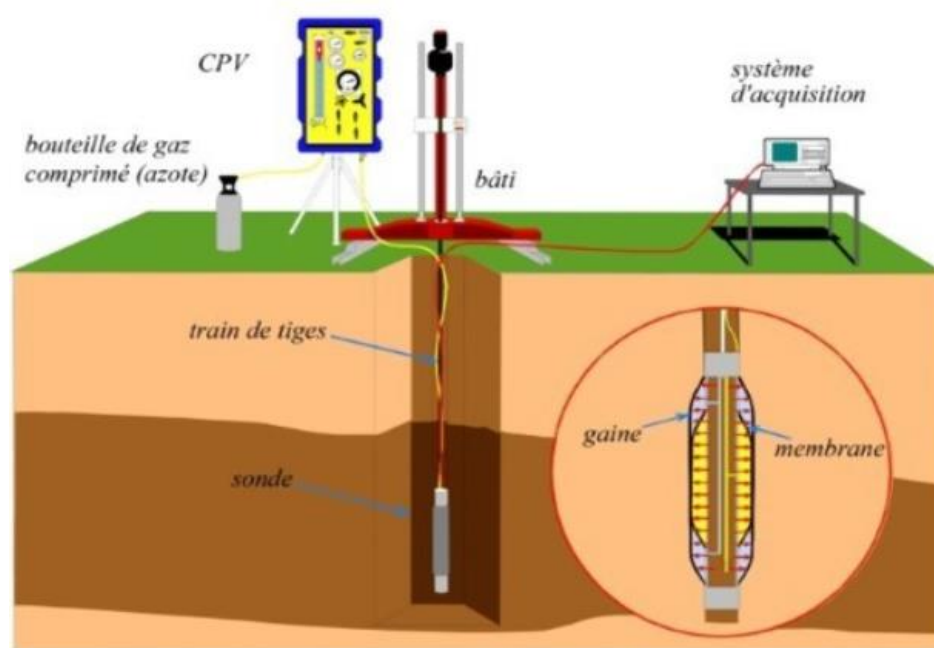


Figure 2-11 Schéma de l'essai pressiométrique Ménard. Solscope, « ARSCoP : le projet national de recherche mobilise l'ingénierie géotechnique autour du pressiomètre », consulté le 14 avril 2025, www.solscope.fr

2.4.4 Essai de pénétration

L'essai au pénétromètre est un essai in situ largement utilisé pour l'étude des sols, notamment pour estimer la résistance à la pénétration, l'épaisseur des différentes couches et pour identifier la nature du sol. Il existe deux grandes familles d'essais au pénétromètre : le pénétromètre dynamique (SPT) et le pénétromètre statique (CPT).

- Le SPT (Standard Penetration Test) consiste à enfoncer un échantillonneur standard dans le sol à l'aide d'une masse tombante normalisée (63,5 kg tombant de 76 cm). On mesure alors le nombre de coups nécessaire pour enfoncer 30 cm dans le sol après une première pénétration de 15 cm (non comptée). Ce nombre de coups, appelé indice SPT ou N, est utilisé pour évaluer la compacité des sables, la consistance des argiles et peut être corrélé à plusieurs paramètres mécaniques comme le module de cisaillement G ou la capacité portante.



Figure 2-12 Dispositif au pénétromètre dynamique (Draa el Mizan 2025).

- Le CPT (Cone Penetration Test), quant à lui, est un essai statique où une pointe conique est enfoncée dans le sol à une vitesse constante (2 cm/s). On mesure la résistance de pointe q_c , la résistance latérale f_s et parfois la pression interstitielle u si la sonde est équipée de capteurs (CPTu). Cet essai est rapide, très reproductible, et permet d'obtenir un profil continu des propriétés mécaniques du sol avec la profondeur.

Ces essais sont très utilisés en reconnaissance de site car ils sont simples à mettre en œuvre, peu coûteux, et fournissent des résultats facilement exploitables pour la modélisation géotechnique et l'évaluation des fondations.

2.5 Comparaison des modules de cisaillement obtenus en laboratoire et in situ

Il est fréquent d'observer des écarts significatifs entre les valeurs du module de cisaillement G obtenues en laboratoire et celles mesurées in situ, notamment pour les faibles niveaux de déformation (Stokoe et al, 1994 ; Benz, 2007). Ces différences s'expliquent principalement par les conditions expérimentales et les perturbations liées aux essais en laboratoire, qui n'existent pas lors des mesures sur site. Parmi les facteurs influençant les résultats en laboratoire, on peut citer :

- la perturbation du sol lors du prélèvement des échantillons, pouvant altérer la structure naturelle du sol,
 - la préparation de l'éprouvette, qui peut introduire des défauts ou des microfissures,
 - la mise en place de l'échantillon dans l'appareillage, pouvant induire des contraintes parasites,
 - et surtout, l'impossibilité de reproduire exactement les conditions de contrainte initiales présentes in situ (état des contraintes de confinement, anisotropie naturelle, saturation, etc.).
- À l'inverse, les essais in situ, tels que les essais sismiques (Down-Hole, Cross-Hole) ou pressiométriques, permettent une mesure plus représentative du comportement réel du sol, dans son état naturel, avec un niveau de perturbation minimal. C'est pourquoi ils sont souvent privilégiés pour la détermination du module de cisaillement initial G_0 et pour la modélisation réaliste du comportement des sols dans les calculs géotechniques.

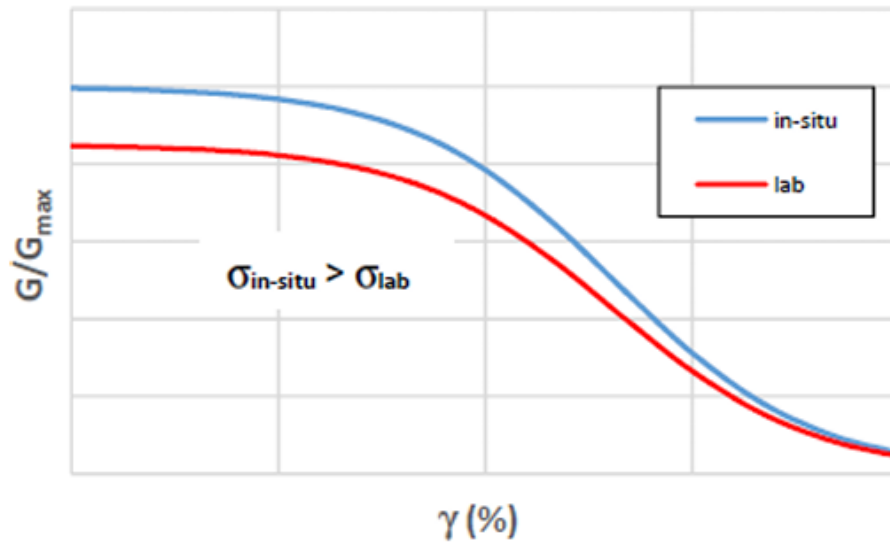


Figure 2-13 Courbes schématiques de réduction du module en conditions in situ et de laboratoire.

L'utilisation du module de cisaillement maximal obtenu in situ est généralement préférée et recommandée dans les études géotechniques (Stokoe et al, 2004), car elle présente plusieurs avantages par rapport aux mesures en laboratoire. En effet, les essais in situ :

- ne sont pas affectés par les perturbations liées au prélèvement, à la manipulation ou à la préparation des échantillons (Borel & Reiffsteck, 2006 ; Ferber, 2003),
- permettent une mesure représentative du comportement global du sol, en intégrant un volume important de terrain, contrairement aux éprouvettes de petite taille utilisées en laboratoire (Foti, 2012),
- et ne subissent pas les effets secondaires liés au vieillissement ou aux modifications temporelles qui peuvent affecter les échantillons stockés avant essai.

2.6 Conclusion

La caractérisation du module de cisaillement constitue un élément fondamental pour l'analyse et le dimensionnement des ouvrages géotechniques. Bien que les essais en laboratoire offrent la possibilité de contrôler les conditions d'essai et d'examiner finement l'évolution du module de cisaillement G en fonction de la déformation, leurs résultats peuvent être affectés par diverses sources de perturbation, notamment lors du prélèvement, de la préparation ou de l'installation des échantillons.

À l'inverse, les essais réalisés in situ permettent d'évaluer les propriétés mécaniques du sol dans son état naturel, en tenant compte d'un volume plus important de matériau et en limitant les effets liés à la perturbation ou au vieillissement des échantillons. Les essais sismiques, en particulier, sont reconnus pour leur capacité à fournir une estimation fiable du module de cisaillement initial G_0 , à très faibles déformations. Ainsi, l'utilisation des données issues des essais in situ est généralement privilégiée pour la modélisation du comportement des sols, notamment dans les domaines où une représentation réaliste du comportement mécanique est requise. Toutefois, une approche intégrée combinant essais in situ et essais en laboratoire reste indispensable pour obtenir une caractérisation complète, cohérente et adaptée aux exigences des projets géotechniques.

*Chapitre 3 : Études de cas sur la détermination
des modules de déformation*

3.1 Introduction

La détermination des modules de déformation est une étape fondamentale dans l'analyse du comportement mécanique des sols et des roches, notamment lors de la conception et du dimensionnement des ouvrages géotechniques. Après avoir présenté les principes fondamentaux et les différentes méthodes d'essai, en laboratoire et in situ, ce chapitre s'attèle enfin à leurs définitions et leur détermination pratique à travers plusieurs exemples de cas. Cette détermination des caractéristiques permette de comprendre en profondeur la variabilité des résultats en fonction des conditions géotechniques spécifiques, des techniques appliquées et des contraintes spécifiques du projet. La présentation de ces études de cas vise également à mettre en évidence les choix méthodologiques effectués, les défis rencontrés sur le terrain et l'interprétation des données collectées afin d'évaluer précisément les caractéristiques mécaniques du sol et en particulier les modules de déformation. Cette méthodologie offre ainsi une vision plus réaliste des enjeux de la caractérisation mécanique des sols à des fins opérationnelles.

3.2 Étude du premier cas (Foyer de jeunes).

3.2.1 Présentation du site

Le terrain objet de l'étude se situe au chef-lieu du village TASSADORT situé à 3 Km à l'Est de la commune de Tizi Ouzou, plus exactement en bordure sud de la route W147 et à côté du centre de santé du village.

La géologie de la région est composée d'un substratum marneux gisant très profondément recouvert localement par des dépôts assez épais, constitués essentiellement d'argile sableuse de couleur brune foncée à inclusions graveleuses et caillouteuses.



Figure 3-1 Situation du projet.

3.2.2 Description du projet à réaliser

Le projet consiste en la construction d'un foyer de jeunes rez-de-chaussée. Qui sera réalisé par la wilaya de Tizi-Ouzou.

3.2.3 Essais réalisés

3.2.3.1 Les essais in situ

- Cinq (05) Sondages au pénétromètre dynamique lourd (Norme NF P 94-115),



Figure 3-2 Sondages au pénétromètre dynamique lourd.

- Un Sondage carotté profond de 10.00m avec prélèvement d'échantillons intacts.



Figure 3-3 Sondage carotté.

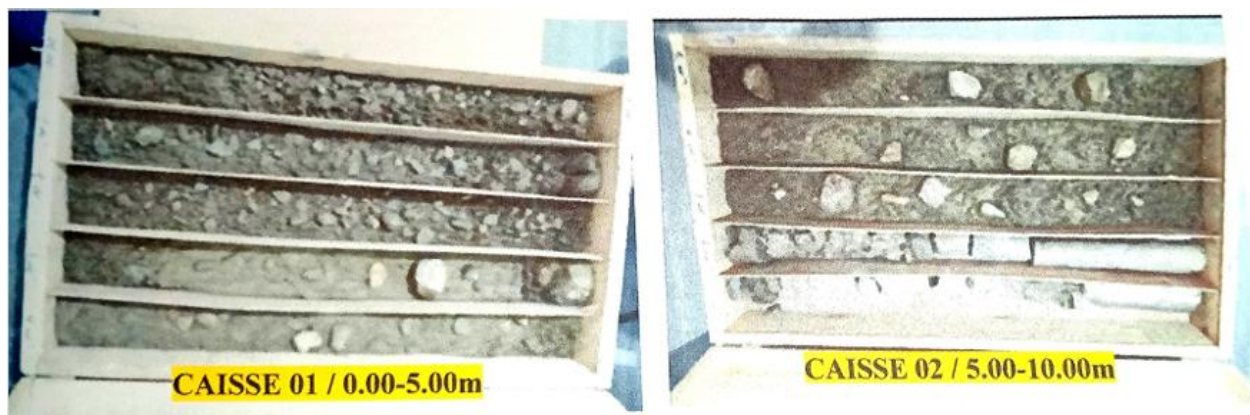


Figure 3-4 Les caisses à carottes.

Ces différents sondages ont donné cette description suivante ;

- 0.00/1.00m : Sol remanié sableux argileux de teinte brune à inclusions graveleuses à caillouteuses.
- 1.00/8.00m : Formation alluviale : Argile sableuse à sable argileux de teinte brune à inclusions graveleuses à caillouteuses.
- 8.00/8.50m : Marne grise altérée.
- 8.50/10.00m : Marne grise dure.

3.2.3.2 Les essais au laboratoire

Le programme d'essais en laboratoire a été orienté sur les sols susceptibles de recevoir les fondations de l'ouvrage. Ils sont décrits comme étant des argiles sableuses à sable argileux de teinte brune à inclusions graveleuses à caillouteuses, repérée au-delà de 1.50m à compter du niveau actuel du terrain.

Ce programme a consisté en la mesure des paramètres suivants :

- Densité apparente et teneur en eau naturelle,
- granulométrie,
- limites d'ATTERERG,
- essais de résistance au cisaillement rectiligne du type « UU » (non consolidé non drainé),
- essais de résistance à la compression simple,
- essais de compressibilité l'œdomètre,
- analyses chimiques.

Les essais ont été réalisés conformément aux normes NF P 94-053 (masse volumique), NF P 94-050 (teneur en eau), NF P 94-056 (analyse granulométrie), NF P 94-077 (résistance à la compression), NF P 94-071 (résistance au cisaillement), NF P 18-011 (analyses chimiques).

3.2.4 Présentation et interprétation des résultats

Les résultats suivants sont issus d'essais réalisés au sein du laboratoire géotechnique et étude en génie civil (LGE) et sont publiés ici avec son autorisation.

3.2.4.1 Résultats des essais in situ

- a) **Essai au pénétromètre dynamique** : On compte pour un enfoncement de référence (20 cm dans notre cas) le nombre de coups de mouton requis et on déduit la valeur de la résistance dynamique à la pointe (R_p) par ma formule de battage suivante :

$$R_p = \frac{M \cdot g \cdot H}{S_{pv}} \frac{M}{M' + M} \quad (2.5)$$

Tableau 3-1 Les résistances moyennes obtenues par tranche de 1m d'épaisseur.

Prof(m)	PDL01	PDL 02	PDL 03	PDL 04	PDL 05	Nature des sols
	Rp (kgf/cm ²)					
0/1	90	100	60	90	80	Formation alluviale : Argile sablo-limoneuse brune à inclusions graveleuses et caillouteuses.
1/2	30	50	40	160	45	
2/3	70	120	150	150	80	
3/4	100	>400	250	250	90	
4/5	100		200	50	>400	
5/6	>400		70	300		
6/7			170	>400		
7/8			>400			
P_{rof} du refus	5.40	3.40	7.60	6.80		
R_p au refus	>400					

- Les résultats de la résistance à la pénétration dynamique obtenus sont affectés au manteau alluvial recouvrant le socle marneux gisant très profondément. Les fortes résistances et les refus obtenus sont dus aux contacts des passages durs de la formation alluviale.

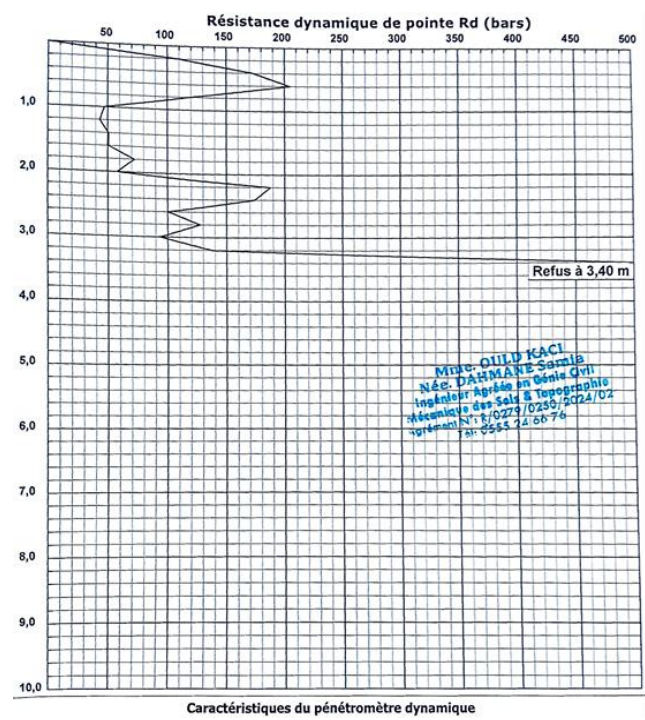
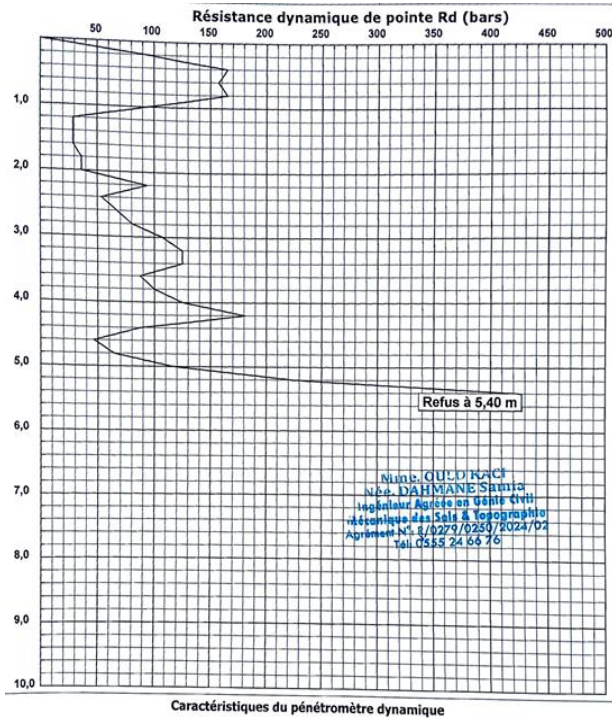


Figure 3-5 Courbe de pénétration dynamique 01.

Figure 3-6 Courbe de pénétration dynamique 02.

Les trois autres courbes complémentaires sont disponibles en Annexe A.

3.2.4.2 Résultats des essais au laboratoire

a) Caractéristiques d'identification

Tableau 3-2 Caractéristiques physiques.

Prof(m)	Nature apparente du sol	W %	γ_h T/m ³	γ_d T/m ³
1.50-1.80	Formation alluviale	14.36	1.98	1.73
4.00-4.20		17.10	2.02	1.72
8.50-8.70	Marne grise dure	12.33	2.24	2.00

Tableau 3-3 Analyses granulométrique.

Prof(m)	% Passant au tamis (mm)							
	20.00	10.00	5.00	2.50	1.00	0.400	0.16	0.08
1.50-1.80	98.07	95.29	92.29	89.82	85.56	81.32	72.81	61.79
4.00-4.20	98.22	95.33	92.98	90.35	86.06	81.74	76.35	72.10

➤ La distribution granulaires ainsi obtenues, montrent que le sol est un sable fin.

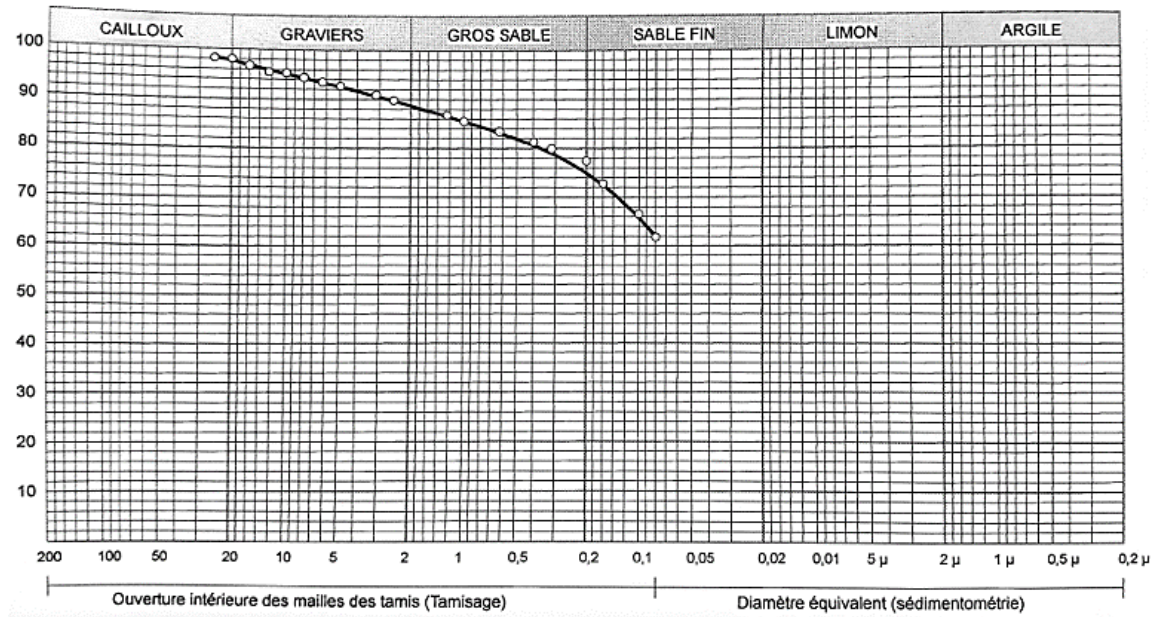


Figure 3-7 Analyse granulométrique 01.

La courbe complémentaire est fournie en Annexe A afin de compléter les résultats présentés.

b) Caractéristiques de résistance.

Le tableau 3.4 et la figure 3.12, présentent les résultats d'un essai de cisaillement, ainsi que la cohésion et l'angle de frottement interne déterminés à partir de cet essai.

Tableau 3-4 Paramètres de résistance au cisaillement.

Prof (m)	Résistance au cisaillement rectiligne « Type UU »	
	C _{uu} (kg/cm ²)	φ _{uu} (Degré)
1.50-1.80	0.11	20.05

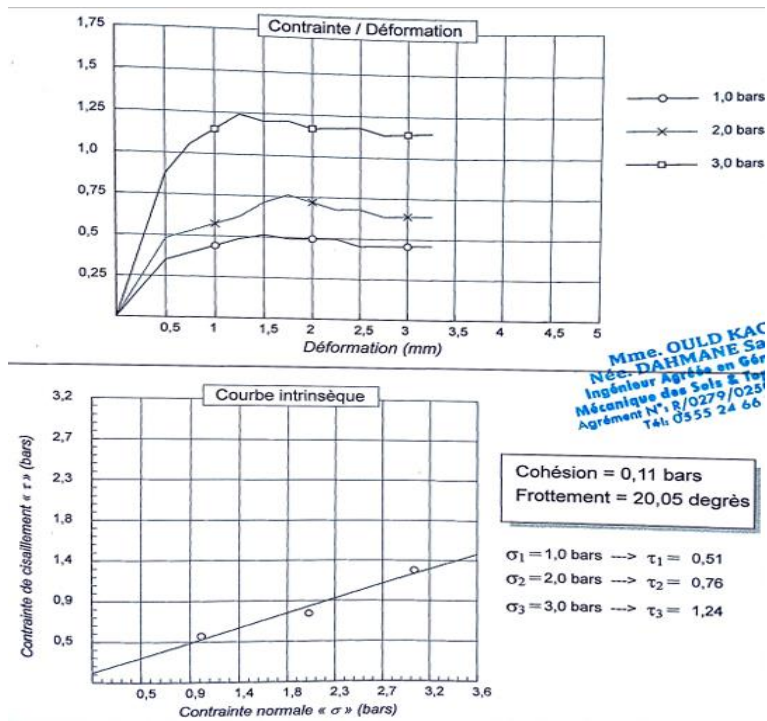


Figure 3-8 Courbe de résistance au cisaillement (1.50-1.80m).

La résistance à la compression déterminée à partir d'un essai de compression est donnée par le tableau ci-dessous.

Tableau 3-5 Paramètres de résistance à la compression.

Prof (m)	Hauteur (cm)	Diamètre (cm)	Ch. Rupture (kgf)	Rcs (bars)	Nature apparente du sol
1.50-1.80	13.25	6.40	49.20	1.51	Sable fin
4.00-4.20	12.36		545.25	16.70	Marne grise dure

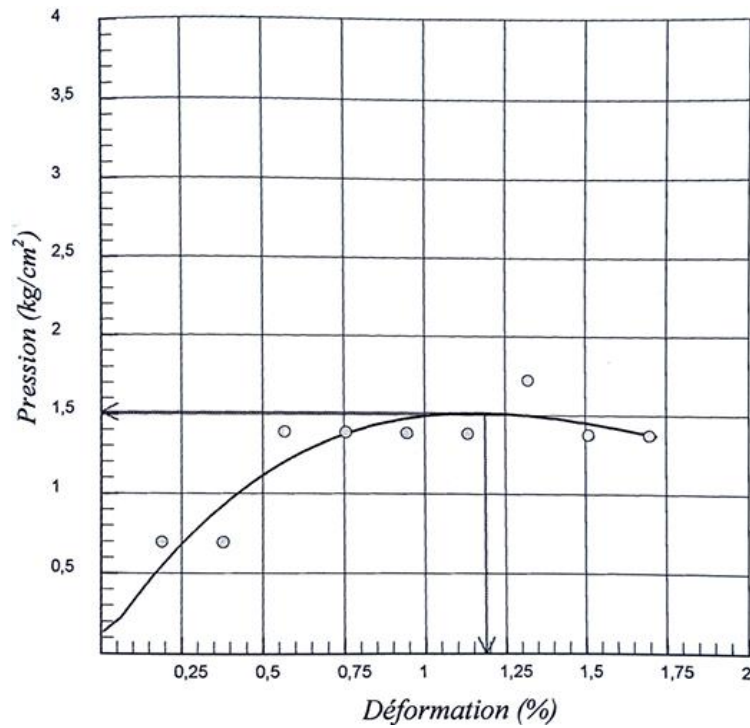


Figure 3-9 Courbe de résistance à la compression 01.

Tableau 3-6 Paramètres tirés de l'essai œdométrique.

Prof (m)	Pc (kg/cm ²)	Po (kg/cm ²)	Roc = Pc/Po	Ct %	Cg %
1.50-1.80	1.53	0.356	4.29	13.74	1.04

- L'ensemble de ces paramètres mettent en évidence un sol consolidé, moyennement tassant et non gonflant.

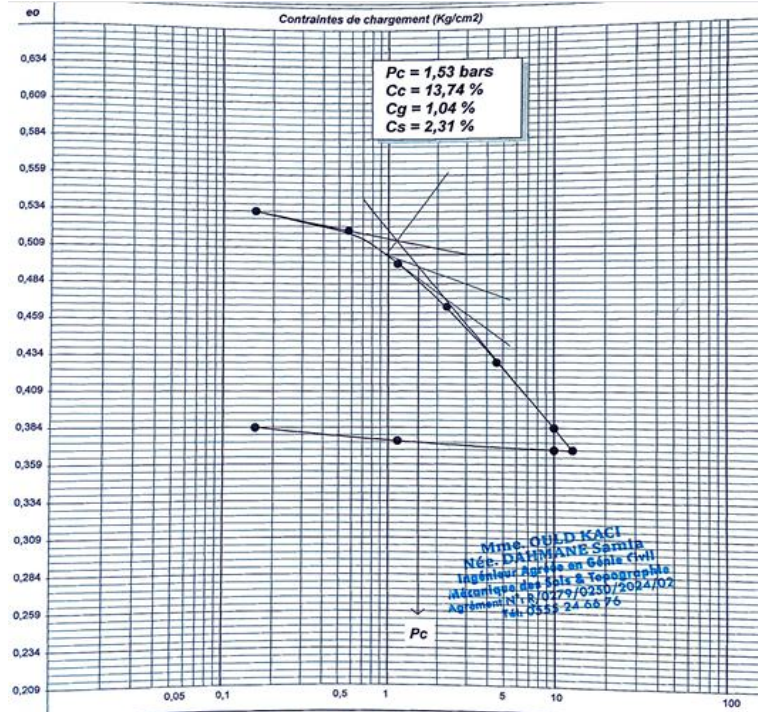


Figure 3-10 Courbe de compressibilité à l'œdomètre.

3.2.5 Détermination des Modules de déformation (1^{er} cas)

Les valeurs des modules de déformation ont été déterminées à partir de l'interprétation des courbes issues des différents essais réalisés. Elles sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau 3-7 Résultats des modules E obtenus à partir des essais géotechniques

Module déterminé	Type d'essai	Profondeur(m)	Valeur (MPa)
E	Essai de compression	1.20-1.80	12
		4.00-4.20	114
E_{œd}	Essai œdométrique	1.50-1.80	4

c) Interprétations

Les investigations géotechniques menées à TASSADORT, sur le site prévu pour la construction d'un foyer de jeunes, ont révélé un sable fin moyennement compact en surface reposant sur un substratum marneux profond. Le sol est peu agressif pour le béton (selon les analyses chimiques faites dans le laboratoire LGE), et présente une bonne portance à partir de 1,50 m de profondeur

Des fondations superficielles sur semelles continues sont préconisées, avec une contrainte admissible de **1,43** bar.

3.3 Étude du deuxième cas (Bâtiment R+3 avec 4 sous-sols).

Le deuxième cas d'étude, est un projet de réalisation d'une construction R+3 avec 4 sous-sols à usage d'habitation et commerciale, qui sera réalisé à Ain El Hammam.

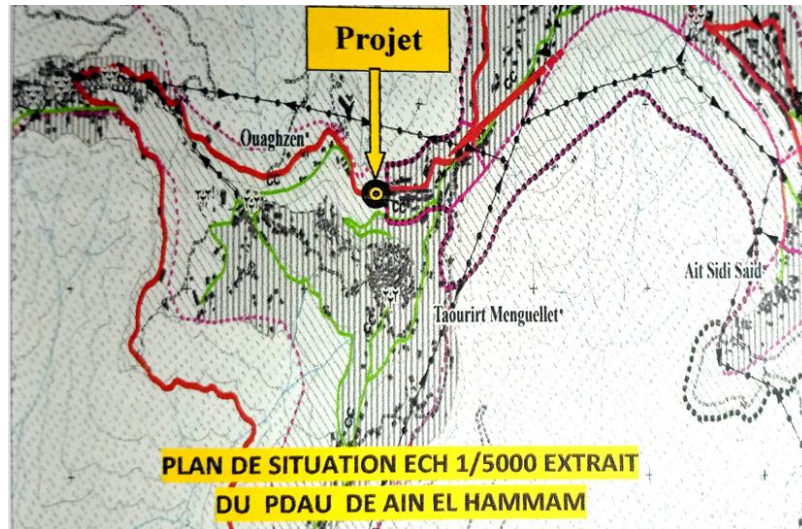


Figure 3-11 Plan de situation Ech 1/5000 extrait du PDAU Ain El Hammam.

3.3.1 Présentations du site

Le terrain objet de l'étude est situé à environ 50m de l'hôpital d'AIN EL HAMMAM au lieu-dit « Ouaghzen».

Le terrain occupe une parcelle de forme rectangulaire d'une superficie totale de 694.00m² allongée Nord/Sud. Il est affecté d'une pente topographique assez accentuée voisine de 30% orientée vers le Nord.

La géologie de la région est constitué d'un substratum métamorphiques composé essentiellement de schiste micaschistes et phyllades gisant à faible profondeur voir affleurant par endroits, recouvert localement par des dépôts de pente essentiellement argilo limoneux de couleur brune à inclusions graveleuses.

Concernant l'hydrogéologie du site, le manteau de dépôt de pente en couverture du substratum de schistes satinés est très perméable ce qui favorise la circulation des eaux souterraines. Ces eaux

circulant au toit de l'assise schisteuse et dont les plans de schistosités de celle-ci favorisent le tassement de la couche dépôt des pentes par évacuation des contenues dans ces sols.



Figure 3-12 Situation de projet.

3.3.2 Description du projet à réaliser

Il s'agit d'un bâtiment R+3 avec 4 sous-sols à usage d'habitation et commerces.

3.3.3 Essais réalisés.

Plusieurs essais de laboratoire et in situ ont été réalisés, dans le but de reconnaître ce site, parmi ces essais ; les essais, d'identification, de résistance, de compressibilité à l'œdomètre, des sondages carottés et pénétrométriques

3.3.3.1 Les essais in situ.

Il s'agit de :

- Cinq (05) sondages au pénétromètre dynamique lourd (Norme NFP 94-115) ;
- Deux (02) sondages carottés de 10m de profondeur



Figure 3-13 Sondage au pénétromètre dynamique lourd.



Figure 3-14 Sondage carotté.

Les résultats des différents sondages ont révélé la présence des couches suivantes ;

Les coupes géologiques des sondages sont présentées en Annexe B.

Le SC01 : 0.00/10.00m

- 0.00/2.00m : Remblais
- 2.00/5.50m : Dépôts de pente constitué d'argiles sablo-limoneuses brune à inclusions caillouteuses de nature schisteuses.
- 5.50/8.00m : Schiste satiné plus au moins altéré.
- 8.00/10.00m : Substratum de schiste de couleur grisâtre.

Le SC02 : 0.00/10.00m

- 0.00/6.00m : Dépôts de pente constitué d'argiles sablo-limoneuses brune à inclusions caillouteuses de nature schisteuse.
- 6.00/10.00m : Schiste satiné plus au moins altérés de couleur brunâtre.

Les différents sondages carottés ont révélé la description de site suivante ; en aval de l'assiette du projet, nous retrouvons les dépôts de pente constitués d'Argiles sablo-limoneuses brune à inclusions caillouteuses de nature schisteuse, recouverts par un sol végétal argileux graveleux de teinte brunâtre.

3.3.3.2 Les essais au laboratoire

Sur les différentes formations traversées, des échantillons ont été prélevés pour des essais et analyses en laboratoire. Le programme d'essais à consister en la mesure des paramètres suivants :

- Densité apparente et teneur en eau naturelle,
- limites d'ATTERBERG,
- granulométrie,
- essais de résistance au cisaillement du type (UU),
- essais de résistance simple,
- essais de compressibilité à l'œdomètre,
- analyses chimiques sommaires.

3.3.4 Présentation et interprétation des résultats

3.3.4.1 Résultats des essais in situ

a) Essai au pénétromètre dynamique

Tableau 3-8 Les résistances moyennes obtenues par tranche de 1m d'épaisseur.

Prof(m)	En amont		En aval			Nature des sols
	PDL01	PDL 02	PDL 03	PDL 04	PDL 05	
	Rp (kgf/cm ²)					
0/1	18	69	30	40	35	
1/2	30	25	30	75	35	
2/3	25	35	30	65	40	Remblais
3/4	45	70	35	65	65	Dépôts de pente
4/5	70	90	35	55	70	
5/6	65	75	50	60	75	Schistes satinés altérés
6/7	80	75	55	65	90	
7/8	65	>400	>400	75	>400	Substratum de schistes
8/9	70			60		
9/10	>400			60		
P _{prof} du refus	9.60	7.60	7.80	Sans refus	7.80	
R _{pau} refus	>100					

- La série d'essais au pénétromètre dynamique lourd en amont, de l'assiette du projet, fait ressortir un **substratum relativement sain de schistes** gisant profondément : 7/8m du côté Est et plongeant à 9/10m du côté Ouest avec des fortes résistances (supérieures à 400kgf/cm²), altéré dans sa partie supérieure. L'ensemble est recouvert de dépôts de pente avec des résistances varient entre 30 à 60 kgf/cm². En surface on trouve les remblais mis lors de la réalisation de la RN71.

- En aval on rencontre les **schistes satinés altérés** repéré à 3/4m avec des résistances nettement supérieures à 60 kgf/cm². L'ensemble est recouvert par des dépôts de pentes avec des résistances qui varient entre 30 et 60 kgf/cm².

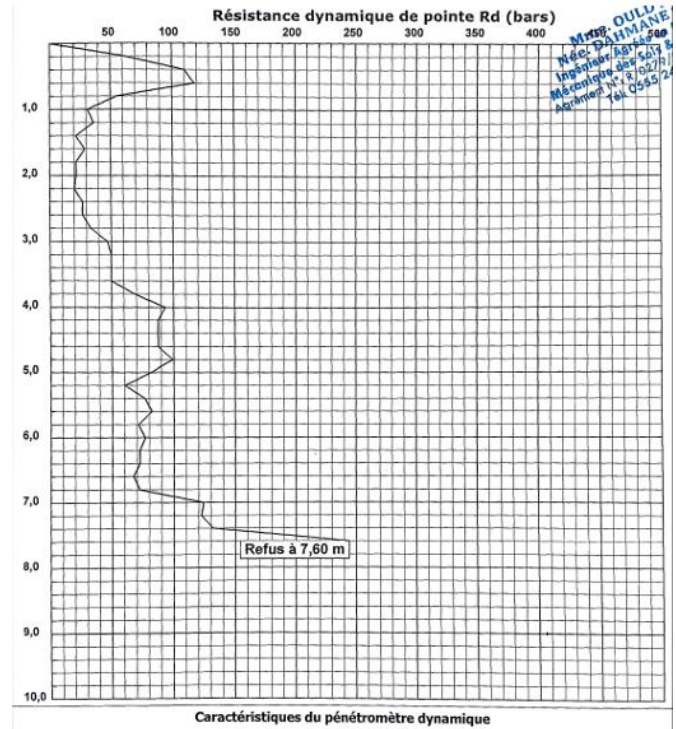
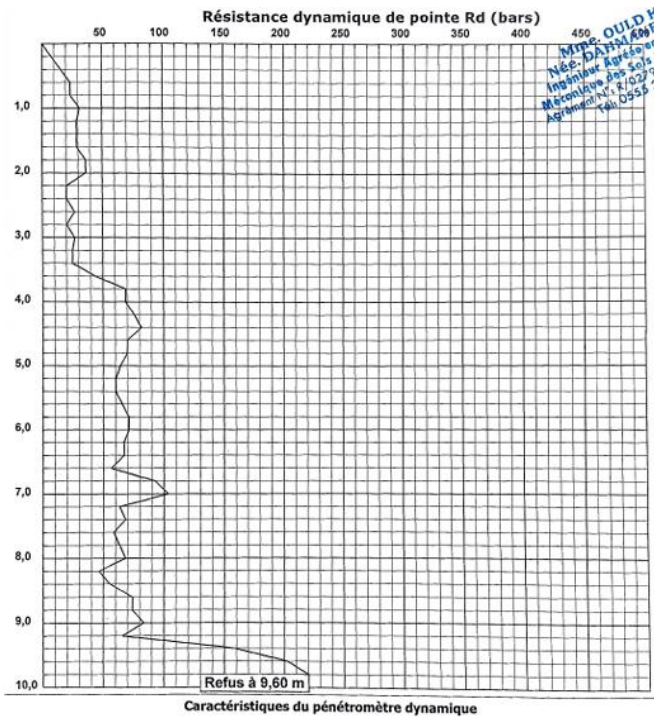


Figure 3-15 Courbe du pénétromètre dynamique 01. Figure 3-16 Courbe du pénétromètre dynamique 02.

Trois autres courbes complémentaires sont disponibles en Annexe B.

3.3.4.2 Résultats des essais au laboratoire

a) Caractéristiques d'identification.

Les tableaux 3.9 et 3.10, présentent les résultats d'identification ;

Tableau 3-9 Caractéristiques physiques.

Prof(m)	Nature apparente du sol	w %	γ_h T/m ²	γ_d T/m ³
1.80-2.00	Remblais	15.04	1.98	1.72
3.20-4.00	Dépôts de pente	15.72	2.12	1.83
9.00-9.30	Schistes satinés durs	14.72	2.18	1.90
9.50-10.00	Schistes satinés altérés	14.48	2.13	1.86

- Ces caractéristiques mettent en évidence **un milieu moyennement dense en profondeur.**

Tableau 3-10 Analyses granulométrique.

Prof(m)	% Passant au tamis (mm)							
	20.00	10.00	5.00	2.50	1.00	0.400	0.16	0.08
3.20-4.00	91.16	79.97	73.24	65.21	56.92	51.26	47.22	44.19
9.00-9.30	100	91.95	85.03	77.49	67.88	61.19	56.49	52.64

- Les distributions granulaires ainsi obtenues, montrent **un milieu schisteux-argileux.**

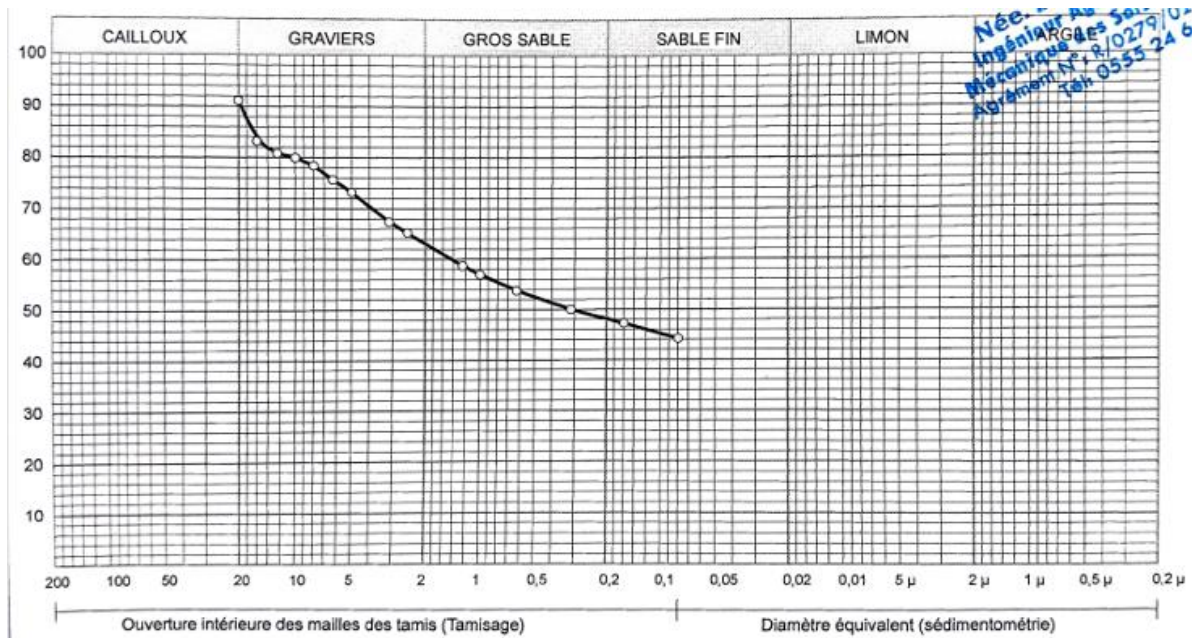


Figure 3-17 Analyse granulométrique 01.

La courbe complémentaire est fournie en Annexe A afin de compléter les résultats présentés.

b) Caractéristiques de résistance.

Les caractéristiques déterminées à partir d'un essai de cisaillement sont données dans le tableau suivant :

Tableau 3-11 Paramètres de résistance au cisaillement.

Prof (m)	Résistance au cisaillement rectiligne « Type UU»	
	Cuu(kg/cm ²)	φuu(°)
1.50-1.80	0.15	22.02
3.20-4.00	0.25	19.47

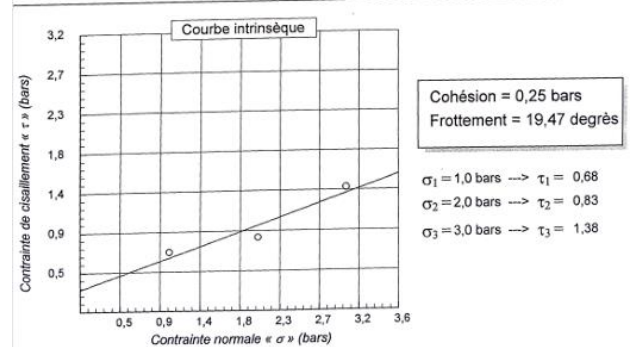
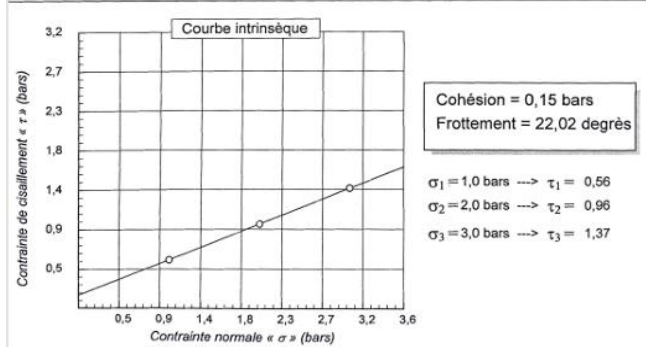
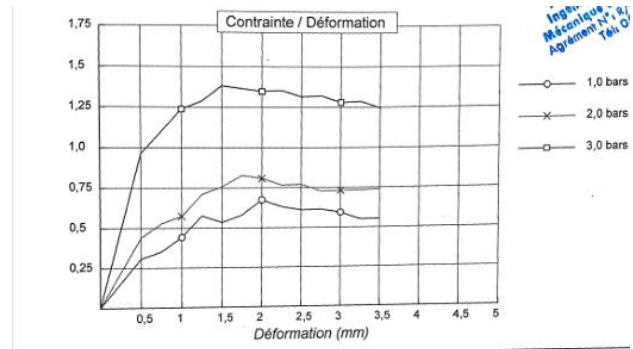
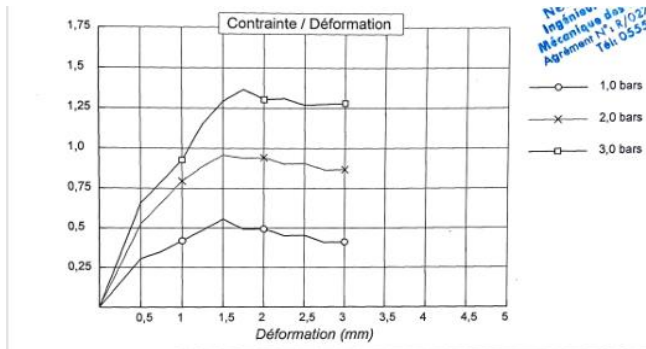


Figure 3-18 Courbe de résistance au cisaillement 01. Figure 3-19 Courbe de résistance au cisaillement 02.

Tableau 3-12 Paramètres de compressibilité à l'œdomètre.

Prof (m)	P _{ckg/cm²}	P _{okg/cm²}	R _{oc} = P _c /P _o	C _t %	C _g %
3.20-4.00	1.87	0.756	2.47	11.00	2.20

- Les résultats de l'essai œdométrique, caractérise le milieu comme **un milieu consolidé** (R_{oc} > 1), **faiblement tassant et non gonflant**.

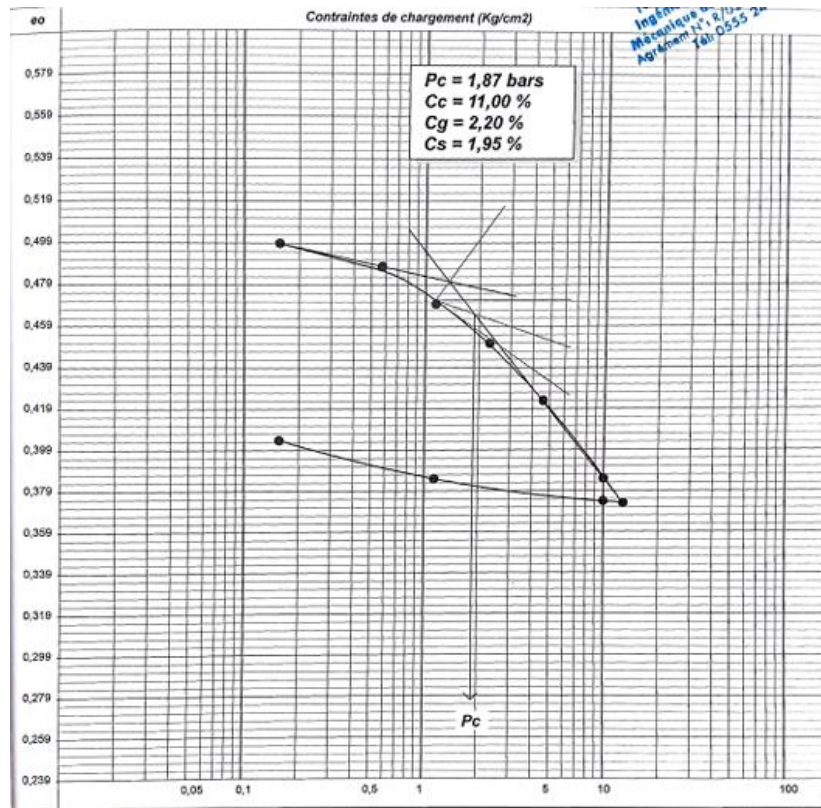


Figure 3-20 Courbe de compressibilité à l'œdomètre.

Tableau 3-13 Paramètres de résistance à la compression.

N° SC	Prof (m)	Hauteur (cm)	Diamètre (cm)	Charge à la rupture (kN)	Rcs (bars)	Nature du sol
SC 1	3.20-4.00	16.00	8.60	149.93	2.35	Dépôts de pente
SC 1	9.50-10.00	15.00	8.60	221.42	3.77	Schistes altérés
SC 1	9.00-9.30	14.25	7.50	668.30	14.81	Schistes durs

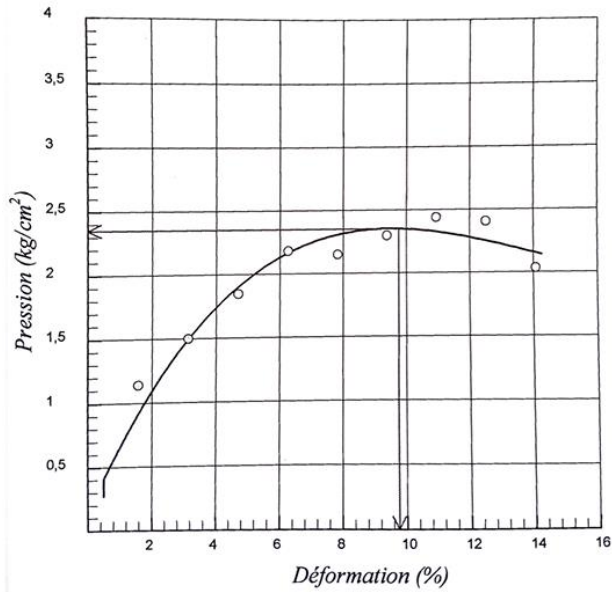


Figure 3-21 Essai de compression (N°1).

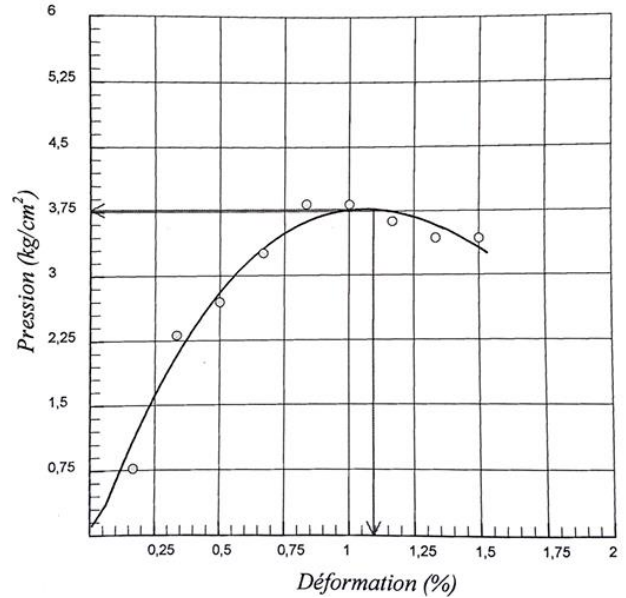


Figure 3-22 Essai de compression (N°2).

La courbe complémentaire est fournie en Annexe B afin de compléter les résultats présentés.

3.3.5 Détermination des Modules de déformation (2^{ème} cas)

Les valeurs des modules de déformation ont été déterminées à partir de l'interprétation des courbes issues des différents essais réalisés. Elles sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau 3-14 Les modules E obtenus à partir des essais géotechniques

Module déterminé	Type d'essai	Profondeur(m)	Valeur (MPa)
E	Essai de compression	3.20-4.00	3
		9.00-9.30	87.25
		9.50-10.00	45
E_{œd}	Essai œdométrique	3.20-4.00	3

c) Interprétations

Les investigations in situ et en laboratoire réalisés sur le site du projet ont montré une topographie prononcée, un sol peu profond à faible résistance de dépôts limono-argileux d'origine, et un substratum de schistes satinés d'une profondeur de 7 à 10 mètres. Compte tenu des mauvaises propriétés mécaniques de surface, une attention particulière doit être portée à la stabilité des talus lors des travaux de terrassement, ainsi qu'au drainage approprié des ouvrages de soutènement. Le laboratoire a conseillé des fondations ancrées dans l'horizon schisteux dense, un radier général étant conseillé.

3.4 Étude du troisième cas (Show-room).

3.4.1 Présentations du site.

Le terrain étudié est situé à la cité ELMARDJA « 8 Mai 1945 » à proximité de PEUGEOT Sarl SOVAM Auto à BOUDOUAOU dans la wilaya de BOUMERDES. Le projet est une construction en R+2+Entre sol, planté sur une parcelle de terrain présentant une pente topographique originelle très faible.



Figure 3-23 Situation du site.

3.4.2 Sismicité du site

D'après le règlement parasismique Algérien (RPA 99/ Addenda 2003), publié par le centre de Génie Parasismique C.G.S, le territoire national a été subdivisé en cinq (05) zones de sismicité croissante, définies ci-dessous :

- **Zone 0** : sismicité négligeable ;
- **Zone I** : sismicité faible ;
- **Zone II a et II b** : sismicité moyenne ;
- **Zone III** : sismicité élevée.

Le terrain de l'étude est situé dans la zone III.

3.4.3 Essais réalisés

Ce site a fait l'objet d'une série d'essais in situ et de laboratoire, ils sont présentés ci-dessous.

3.4.3.1 Les essais in situ

- Deux (02) sondages carottés de 10.00 m de profondeur avec prélèvements d'échantillons intacts, qui ont révélé la présence de ces différentes couches.



Figure 3-24 Reconnaissance du sous-sol par sondage carotté.

Le SC01 : 0.00/10.00m

- 00.00/4.00m : Remblais : sol fin à limoneux sableux à silteux à inclusions de débris de brique et béton.
- 4.00/6.50m : Sol fin limoneux sableux à silteux avec des passages plus au moins compacts de couleur brunâtre.

- 6.50/10.00m : Sol fin limoneux sableux à silteux avec des passages peu compacts de couleur grisâtre.

Le SC02 : 0.00/10.00m

- 0.00/3.50m : Remblais : Sol fin limoneux sableux à silteux à inclusions de débris de brique et béton
- 3.50/6.00m : Sol fin limoneux et silteux avec des passages plus au moins compactes de couleur brunâtre.
- 6.00/10.00m : Sol fin limoneux sableux à silteux avec des passages peu compacts de couleur brunâtre.



Figure 3-25 Les caisses à carottes.

- Un sondage pressiométrique de 18.50 m avec des essais de chargement par palier de 2.00 m.



Figure 3-26 Mise en œuvre des sondages pressiométriques.

- Pose de piézomètre.



Figure 3-27 Disposition de piézomètre.

3.4.3.2 Les essais au laboratoire

Le programme d'essais en laboratoire a été orienté sur les sols d'assise des fondations. Ils sont décrits comme étant des sols fins limoneux et silteux avec des passages plus au moins compacts de couleur brunâtre. Ce programme consistait en la mesure des paramètres suivants :

- Densité apparente et teneur en eau naturelle,
- limites d'ATTERBERG,
- granulométrie,
- essais de résistance au cisaillement rectiligne du type (UU),

- essais de compressibilité à l'œdomètre,

3.4.4 Présentation et interprétations des résultats

3.4.4.1 Résultats des essais in situ

a) Essai pressiométrique.

Les résultats des essais pressiométriques, permettent la détermination d'une pression limite et un module de déformation, appelé Module pressiométrique, ces derniers sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3-15 Résultats de sondages pressiométrique. (LGE)

SPR					
Profondeur m	E (bars)	PI (bars)	Pf (bars)	E/PI	Etat de consolidation
2	18.59	0.83	0.27	22.40	<p>E/PI > 9.00</p> <p>Sols normalement consolidés</p>
4	28.65	1.85	1.11	15.49	
6	20.48	1.69	1.44	12.12	
8	23.14	1.79	1.55	12.93	
10	44.22	2.89	1.89	15.30	
12	45.78	4.25	3.84	10.77	
14	47.51	4.86	3.84	9.78	
16	48.21	5.51	3.84	8.75	
18	5.25	5.88	2.83	8.55	

Le rapport **E/PI** étudié est une caractéristique du type de sol étudié. Les valeurs proches de rapport ($9 < E/PI < 16$) se rencontrent dans les sols **Normalement consolidés**.

- L'analyse des résultats obtenus nous permet de constater que nous sommes en présence d'une formation limoneuse à sable vaseux avec des chutes des pressions limite entre 4.00 et 6.00m.

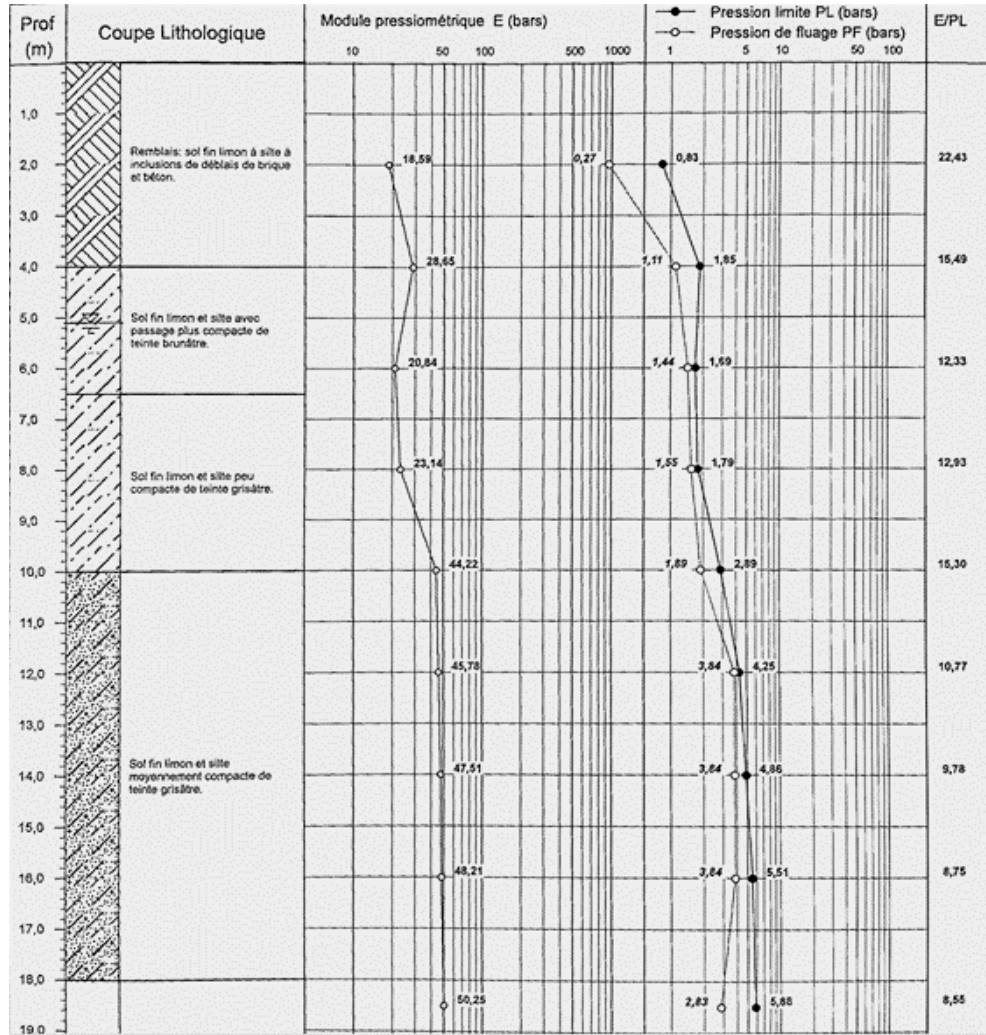


Figure 3-28 Profil pressiométrique.

b) L'essai piézométrique.

Cet essai permet de connaître la profondeur de la nappe.

Tableau 3-16 Résultats de piézomètre.

Date	Profondeur de la nappe par rapport à la tête de puits (m)
25/03/2024	4.58
02/04/2024	5.00
15/04/2024	5.20
22/04/2024	5.20

- Les résultats témoignent de la présence d'une nappe phréatique entre 5.00 et 6.00m de profondeur par rapport à la tête de puits.

3.4.4.2 Résultats des essais au laboratoire

a) Caractéristiques d'identification.

Les essais d'identification et l'analyse granulométrique, ont permis de déterminer les caractéristiques physiques et le type du sol.

Tableau 3-17 Caractéristiques physiques.

Prof. m	Nature App du sol	W %	γ_h T/m ³	γ_d T/m ³
SC 02/ 2.00-2.20	Remblais	21.41	1.95	1.61
SC 01/ 4.00-4.50	Sol fin limoneux à sableux à silteux plus au moins compacte de couleur brunâtre	18.86	1.91	1.61
SC 02/ 4.20-4.80		16.02	1.88	1.62
SC 02/ 6.00-6.40	Sol fin limoneux sableux à silteux peu compacte de couleur grisâtre	20.52	1.92	1.60

Tableau 3-18 Analyses granulométrique.

Prof. m	% Passant au tamis mm							
	20.00	10.00	5.00	2.50	1.00	0.400	0.16	0.08
SC 01/4.00-4.50	100	100	99.81	99.68	99.08	97.78	88.31	74.40
SC 02/4.20-4.80	100	100	99.62	98.96	98.24	97.41	92.40	74.19

- Les distributions granulaires ainsi obtenues, montrent des sols fins essentiellement limoneux avec inclusions sableuses.

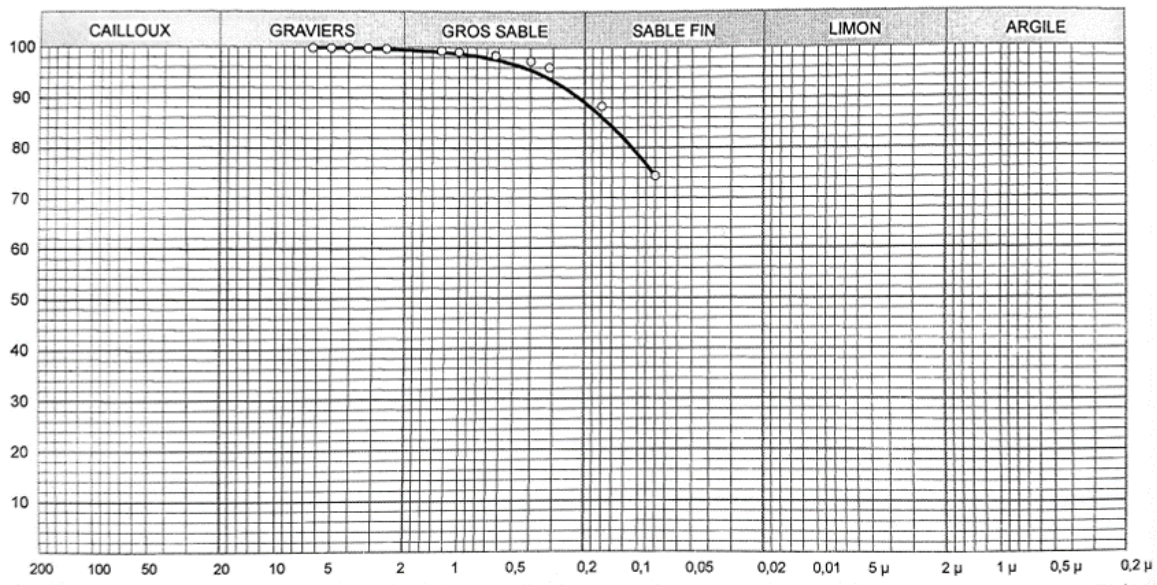


Figure 3-29 Analyse granulométrique (SC01).

La courbe complémentaire est fournie en Annexe C afin de compléter les résultats présentés.

b) Caractéristiques de résistance.

Les résultats d’essais de cisaillement réalisés sont présentés par le tableau 3.19 et les figures ci-dessous.

Tableau 3-19 Paramètres de résistance au cisaillement.

Profondeurs (m)	Résistance au cisaillement rectiligne « Type UU »	
	C _{uu} (kg/Cm ²)	φ _{uu} (°)
SC01/ 4.00-4.50	0.08	12.63
SC02/ 6.00-6.40	0.11	13.69

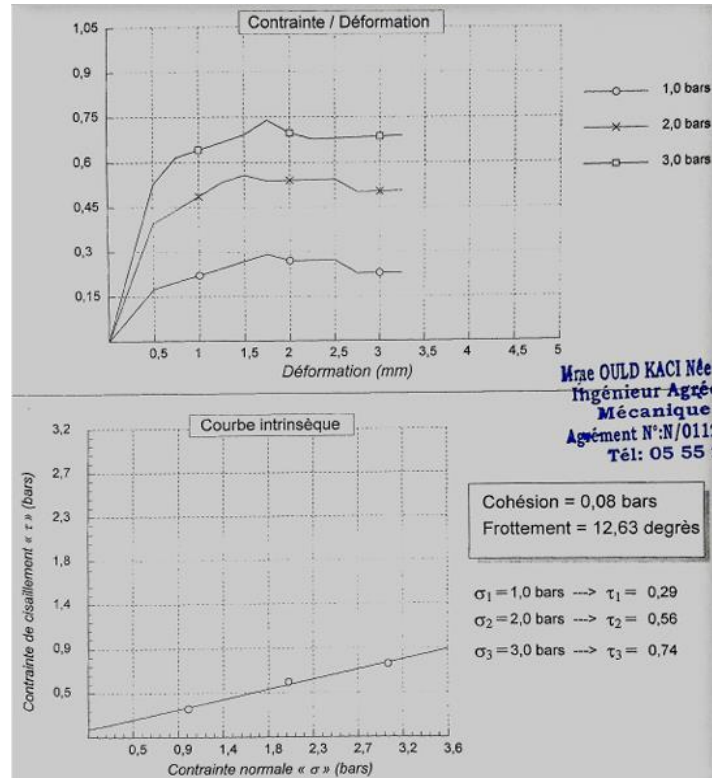


Figure 3-30 Courbes de résistance au cisaillement (SC 01).

La courbe complémentaire est fournie en Annexe C afin de compléter les résultats présentés.

- Les résultats de ces essais de résistance au cisaillement montrent que le matériau présente une faible cohésion et un faible angle de frottement, indiquant un sol peu résistant.

Tableau 3-20 Résultats des essais œdométriques.

Prof. m	Essai de compressibilité à l'œdomètre				
	P _c kg/cm ²	P _o kg/cm ²	R _{oc} = P _c /P _o	C _t %	C _g %
SC01/ 4.00-4.50	1.09	0.76	1.43	13.74	1.27

- Les paramètres ainsi déduits de l'essai œdométrique, concerne un milieu consolidé R_{oc} > 1.00, **peu tassant et faiblement gonflant.**

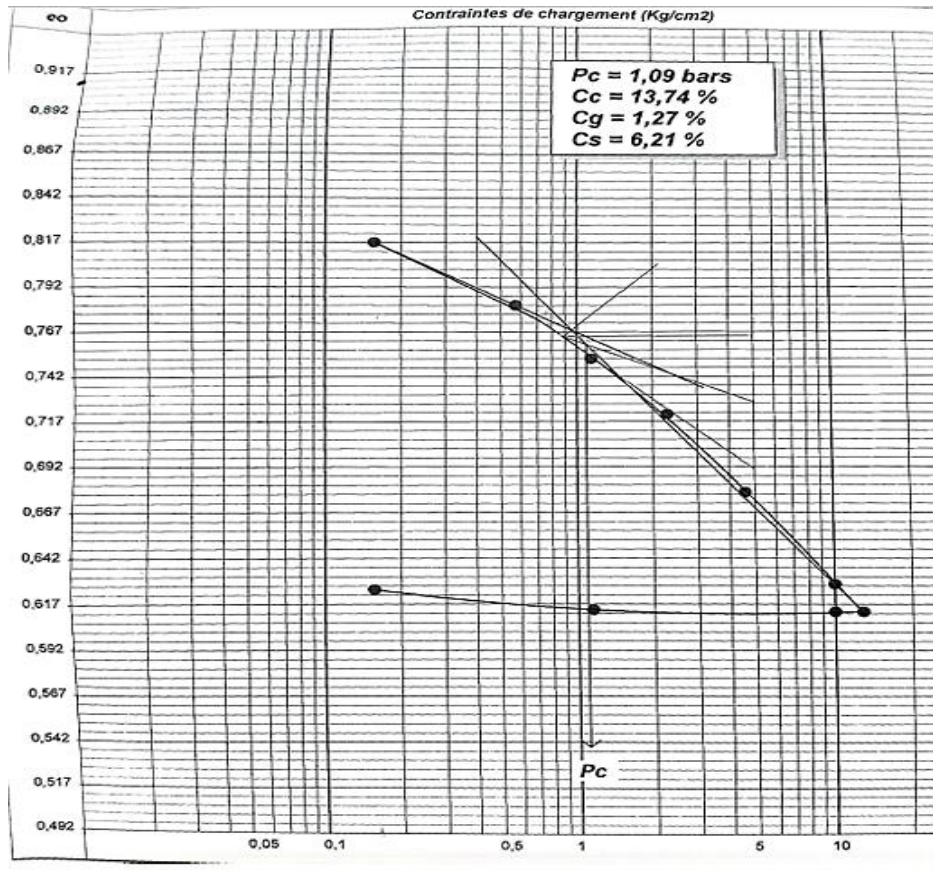


Figure 3-31 Courbe de compressibilité à l'œdomètre.

3.4.5 Détermination des Modules de déformation (3^{ème} cas)

Les valeurs des modules de déformation ont été déterminées à partir de l'interprétation des courbes issues des différents essais réalisés. Elles sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau 3-21 Les modules E obtenus à partir des essais géotechniques

Module déterminé	Type d'essai	Profondeur(m)	Valeur (MPa)
E_M	Essai Pressiométrique	2	1.8
		5	2.5
		18	4.82
$E_{\text{œd}}$	Essai œdométrique	3.20-4.00	1.36

3.5 Conclusion

Ce chapitre présente trois études de cas qui illustrent la détermination des caractéristiques du sol et en particulier, les modules de déformation des sols par une approche pratique, associant les tests in situ et en laboratoire. Ces études ont abouti à l'identification de diverses formations géotechniques, depuis les sols alluvionnaires et les dépôts de pente jusqu'aux schistes altérés et résistants.

Les conclusions ont souligné l'importance d'adopter des méthodes d'exploration appropriées aux conditions du site, et aussi la nécessité d'interpréter les paramètres mécaniques en prenant en compte le contexte local (type de sol, profondeur, saturation, etc.). La diversité des milieux étudiés a également illustré la variabilité des différents paramètres et des modules de déformation.

En conclusion ces études de cas fournissent un socle solide pour la modélisation numérique qui sera exposée dans le prochain chapitre. Elles fournissent les paramètres géotechniques essentiels pour simuler de manière réaliste le comportement des sols sous différentes sollicitations, en particulier l'évolution du module de cisaillement en fonction de la déformation, sujet central de ce mémoire.

*Chapitre 4 : Modélisation numérique avec Mohr-
Coulomb et HSS*

4.1 Introduction

Les chapitres précédents ont permis d'établir les bases théoriques et expérimentales nécessaires à la compréhension du comportement des sols. Après avoir présenté les propriétés mécaniques fondamentales des matériaux géotechniques, ainsi que les résultats issus des essais in situ et en laboratoire, ce chapitre vise à intégrer ces données dans une démarche de modélisation.

La modélisation est une étape essentielle pour étudier le comportement réel du sol dans une démarche soit numérique ou analytique afin de prédire son comportement sous des sollicitations variées. L'analyse de l'évolution des paramètres mécaniques, et notamment le module de cisaillement, en fonction de la déformation devient plus facile.

Ce chapitre présente la méthodologie adoptée pour la modélisation, allant de l'outil numérique utilisé, au choix concernant les modèles de comportement employés ainsi que la géométrie des profils de sols. Il s'appuie sur les résultats expérimentaux présentés précédemment et d'un moyen permettant d'analyser l'évolution du module de cisaillement afin de fournir une représentation aussi réaliste que possible du comportement du sol étudié.

4.2 Présentation du PLAXIS

PLAXIS est un logiciel de calcul par éléments finis largement utilisé en géotechnique, principalement pour simuler le comportement des sols, des structures de soutènement, des fondations, des tunnels et autres infrastructures souterraines. Créé à l'université de Delft aux Pays-Bas, ce logiciel est aujourd'hui devenu une référence pour les ingénieurs et les chercheurs souhaitant étudier des problèmes complexes en mécanique des terres.

L'utilisation de PLAXIS consiste en quatre sous-programmes (Input, Calculations, Output, Curves) :

- a) **Le programme d'entrée de données (Input) :** Le programme contient tout ce qui est nécessaire pour créer et modifier un modèle géométrique, pour générer le maillage d'éléments finis correspondant et pour générer les conditions initiales.



Figure 4-1 Logo PLAXIS 2D (Input).

- b) **Le programme de calcul (Calculate)** : Ce programme contient tous les éléments pour définir et amorcer un calcul par la méthode des éléments finis. Au début du programme de calcul, l'utilisateur doit choisir le projet pour lequel les calculs vont être définis.



Figure 4-2 Logo programme de calcul.

- c) **Le programme de résultats (Output)** : Ce programme contient tous les éléments qui permettent de voir les résultats des données générées et des calculs d'éléments finis. Au début du programme de résultats, l'utilisateur doit choisir le modèle et la phase de calcul appropriée ou le numéro du pas pour lequel les résultats seront affichés.



Figure 4-3 Logo PLAXIS 2D (Output).

- d) **Le programme courbe (Curves)** : Ce programme contient tout le nécessaire pour générer des courbes charges- déplacements, des chemins de contrainte et des courbes contraintes-déformations.



Figure 4-4 Logo de programme courbe (curves).

PLAXIS permet de prendre en compte la non-linéarité du sol, les effets de consolidation, les conditions de drainage, les chargements progressifs et les interactions structure-sol. Il dispose

d'une vaste bibliothèque de modèles constitutifs permettant de modéliser les caractéristiques réelles des matériaux géotechniques, notamment :

- Le modèle élastoplastique de Mohr-Coulomb.
- Le modèle Hardening Soil ;
- Le modèle Soft Soil ;
- Le modèle visco-plastique utilisé pour les sols en fluage.

Grâce à son interface graphique conviviale, la modélisation 2D et 3D de PLAXIS est simple, avec une bonne visualisation des maillages, des conditions aux limites et des résultats (déplacements, contraintes, pressions interstitielles, etc.). Il est signalé que la version de PLAXIS 2D V20 est utilisée dans cette étude.

4.3 La loi de comportement

En mécanique des sols, une loi de comportement permet de décrire la relation entre les contraintes appliquées dans un sol et les déformations qui en résultent. Elle exprime le comportement mécanique du matériau sous diverses sollicitations (compression, cisaillement, traction, etc.). Les sols diffèrent des matériaux parfaitement élastiques, car ils présentent un comportement de chargement souvent non linéaire, irréversible et dépendant de l'histoire. La loi de comportement est donc essentielle dans les modélisations numériques, et plus spécifiquement dans les calculs d'éléments finis. Elle permet de reproduire avec facilité la réponse réelle du sol aux chargements, aux conditions de drainage et même à la variation du module de cisaillement. Il existe plusieurs formes de lois de comportement, depuis les modèles simplistes (comme l'élasticité linéaire ou Mohr-Coulomb) jusqu'aux modèles avancés (comme les modèles de durcissement du sol ou les modèles viscoplastiques), chacun avec ses forces et ses faiblesses en fonction du type de sol, du niveau de déformation et de la précision requise.

4.4 La loi de comportement dans PLAXIS

Dans le logiciel PLAXIS, la loi de comportement est une option essentielle pour simuler de manière réaliste la réponse mécanique du sol. Plusieurs modèles constitutifs sont disponibles, chacun de ces modèles est destiné à un type de comportement :

4.4.1 Modèle élastique linéaire

Le modèle élastique linéaire, aussi appelé modèle de Hooke, décrit le comportement d'un matériau qui se déforme proportionnellement aux contraintes appliquées, selon une relation linéaire entre contraintes et déformations. Il repose sur deux paramètres principaux : le module de Young (E) et le coefficient de Poisson (ν). Ce modèle suppose que les déformations sont réversibles : une fois la charge retirée, le matériau retrouve sa forme initiale. En géotechnique, il est souvent utilisé pour modéliser des sols ou des roches soumis à de faibles déformations.

4.4.2 Modèle de Mohr-Coulomb

Le modèle de Mohr-Coulomb est un modèle simple et très utilisé qui sert à représenter le comportement des sols. Il demande l'introduction de 5 paramètres (l'angle de frottement interne ϕ , la cohésion c , le module de Young E , le coefficient de Poisson ν , la dilatance ψ). Il est surtout utilisé pour les calculs de stabilité, mais il ne décrit pas bien les petites déformations ou les comportements plus complexes des sols.

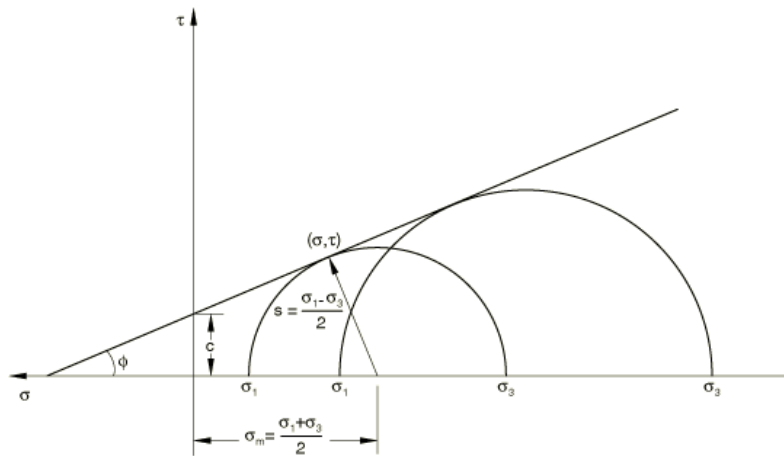


Figure 4-5 Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.

4.4.3 Modèle Hardening Soil (HS)

C'est un modèle qui est plus avancé que Mohr-Coulomb. Il sert à mieux représenter le comportement réel des sols, surtout pour les petites et grandes déformations. Il prend en compte la variation progressive du module de déformation selon la charge et la déformation du sol. Ce modèle utilise plusieurs paramètres, comme le module de cisaillement à faible déformation (G_0), et il est plus adapté aux calculs précis d'ouvrages géotechniques (tunnels, remblais, excavations).

4.4.4 Modèle Soft Soil (SSM)

C'est un modèle utilisé pour représenter le comportement des sols mous, comme les argiles compressibles et organiques. Il tient compte de la compression importante de ces sols sous chargement, avec une loi qui relie les contraintes aux déformations de manière non linéaire. Le SSM est adapté pour modéliser les tassements primaires importants des sols mous, mais sans prendre en compte le fluage (contrairement au modèle SSCM). Il sert surtout dans les études de remblais ou de fondations sur des terrains très compressibles.

4.4.5 Modèle Soft Soil Creep (SSCM)

C'est une variante du modèle SSM intégrant les effets du **fluage**, c'est à dire déformations dans le temps. Il est conçu essentiellement pour les projets à long terme ou soumis à des charges constantes prolongées (barrages, remblais, etc.).

4.4.6 Loi de comportement personnalisée

Depuis la version 8.0, PLAXIS permet à l'utilisateur d'implémenter ses propres modèles constitutifs. Cette fonctionnalité est réservée aux utilisateurs avancés, maîtrisant la programmation de modèles dans le cadre des éléments finis.

4.5 Modélisation numérique

Nous envisageons de réaliser une modélisation numérique du comportement du sol soumis à une contrainte verticale, représentant l'effet d'une structure sur sa fondation. Une telle contrainte est appliquée sous la forme d'une charge surfacique équivalente, répartie sur une certaine zone de la surface, simulant l'effet d'une fondation.

L'objectif de cette étude est d'analyser et de comparer la réponse du sol modélisée par deux lois de comportement différentes (Mohr-Coulomb et HSS). La comparaison portera notamment sur la distribution des contraintes, les déformations développées dans le sol et la variation du module de cisaillement G en fonction de la déformation de cisaillement γ .

4.5.1 Présentation du premier cas (Foyer de jeunes)

Le modèle considéré est une grille de 100 m \times 40 m, composée de deux couches de sol distinctes. Les conditions aux limites appliquées sont les suivantes : déplacements bloqués selon les directions x et y à la base du modèle, et déplacements bloqués selon x sur les bords latéraux. Les contraintes initiales sont définies automatiquement en fonction du coefficient de poussée au repos K_0 .

Le maillage du modèle a été réalisé à l'aide d'**éléments triangulaires à 15 nœuds**, offrant une meilleure précision grâce à une distribution plus dense des points de calcul. Un **maillage fin** a été adopté afin d'assurer une représentation plus précise des zones critiques

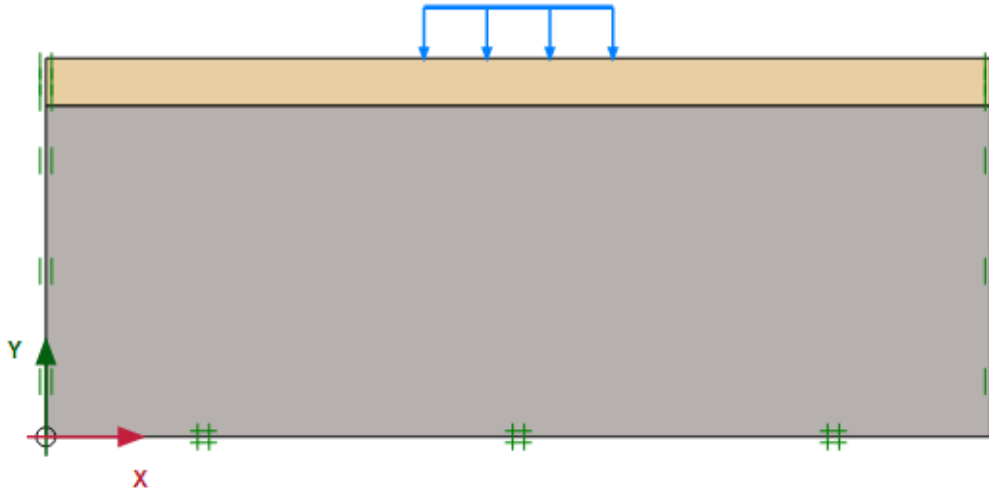


Figure 4-6 Le modèle de premier cas.

Les différents paramètres des deux couches de sol, sont déterminés à partir d'essais de laboratoire (LGE) et in situ réalisés sur le site de Tassadort (chapitre3), une partie des résultats est tirée du rapport géotechnique du LGE, certains ont été déduits à partir de courbes fournies et d'autres ont été produits à partir de simulations exécutées par PLAXIS.

Les caractéristiques de sol en place sont indiquées sur le Tableau suivant :

Tableau 4-1 Caractéristiques des sols du site Tassadort.

Paramètres	Sable fin		Marne grise dure	
	MC	HSS	MC	HSS
Poids volumique sec γ_d (kN/m ³)	17	17	20	20
Poids volumique saturé γ_{sat} (kN/m ³)	20	20	22	22
Angle de frottement ϕ (°)	20.05	20.05	25	25
Cohésion c (kN/m ²)	11	11	150	150
Coefficient du poisson ν	0.3	—	0.3	—
Module E_{50} (kN/m ²)	12 000	12 000	114 000	114 000
Module œdométrique E_{oed} (kN/m ²)	16 150	7007	153 500	62 500
Module de déchargement/rechargement E_{ur} (kN/m ²)	—	36 000	—	342 000
Module de cisaillement initial G_0 (kN/m ²)	—	100 000	—	250 000
Déformation seuil $\gamma_{0.7}$	—	0.001	—	0.001
Coefficient de dilatance ψ (°)	0	0	0	0
K_0 (poussée au repos)	0.6572	0,6572	0.5774	0,5774

4.5.1.1 Modélisation avec le modèle du Mohr-Coulomb (sans la présence de nappe d'eau)

Une fois le modèle est introduit, les valeurs des paramètres du sol sont donnés (paramètres de Mohr-Coulomb), deux phases de calculs sont exécutées, une phase initiale, sous le poids propre et une deuxième en introduisant une valeur de la charge appliquée, les résultats obtenus sont illustrés par les figures suivantes.

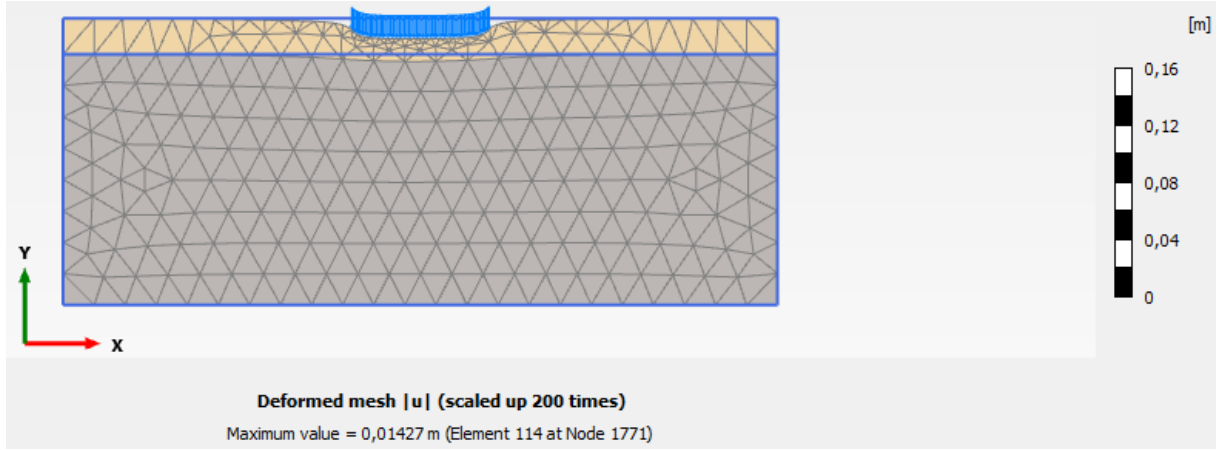


Figure 4-7 Les déformations (Mohr-Coulomb).

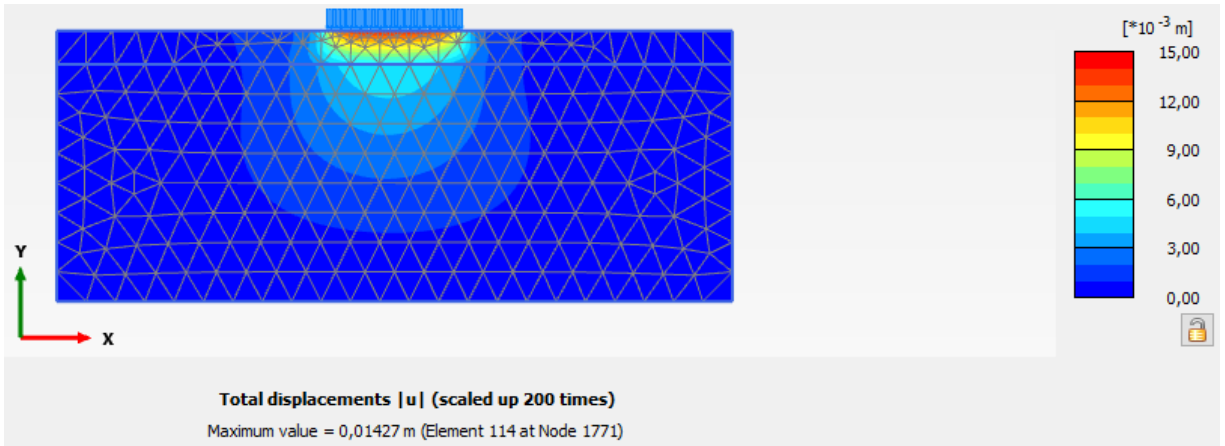


Figure 4-8 Déplacements totaux (Mohr-Coulomb).

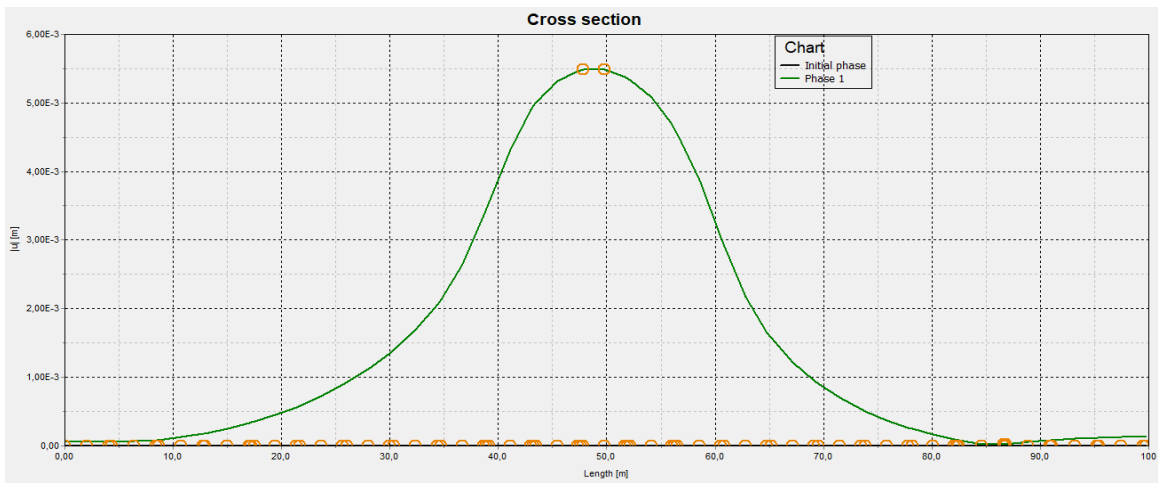


Figure 4-9 Courbe des tassements (Mohr-Coulomb).

4.5.1.2 Modélisation avec le modèle du HSS (sans la présence de nappe d'eau)

La même modélisation a été effectuée avec le modèle HSS, sans introduction de la nappe, les résultats obtenus sont illustrés par les figures suivantes.

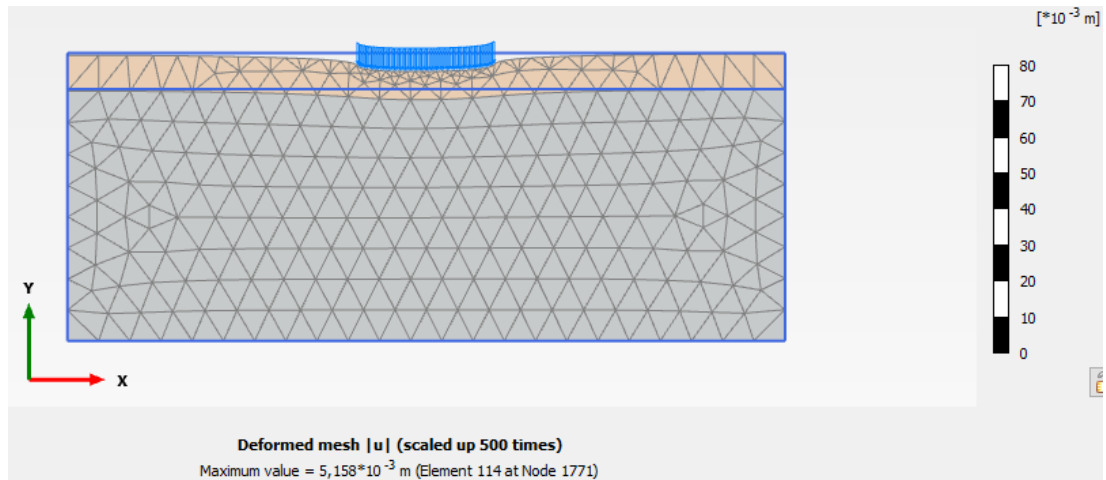


Figure 4-10 Les déformations (HSS).

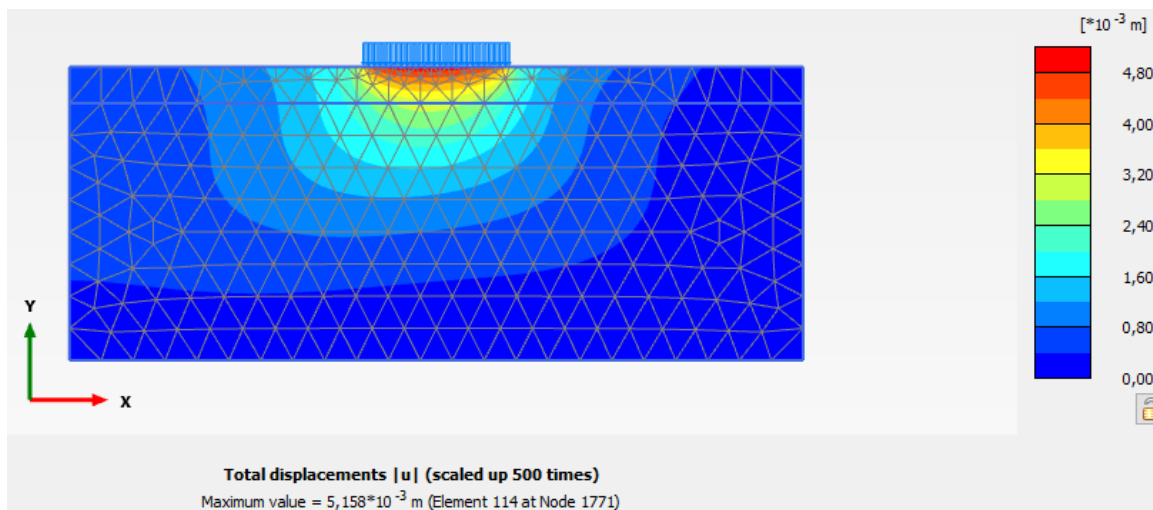


Figure 4-11 Déplacements totaux (HSS).

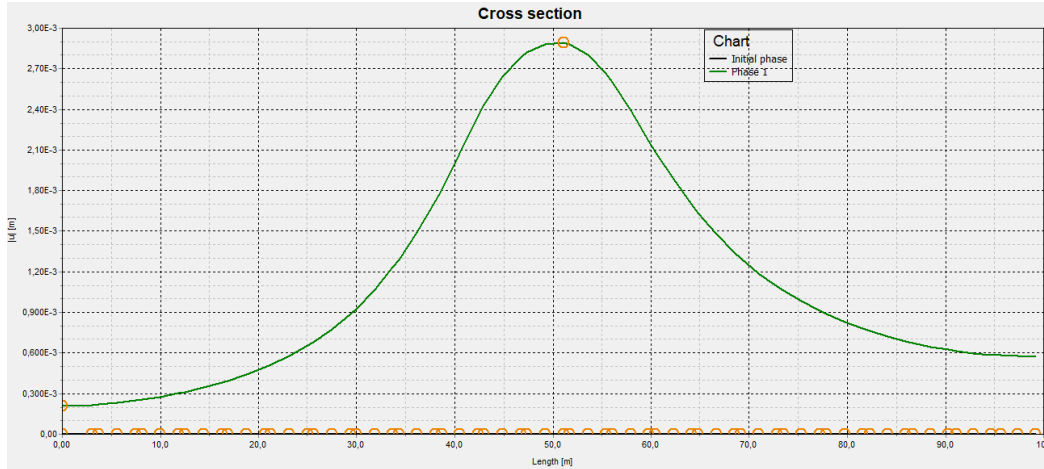


Figure 4-12 Courbe des tassements (HSS).

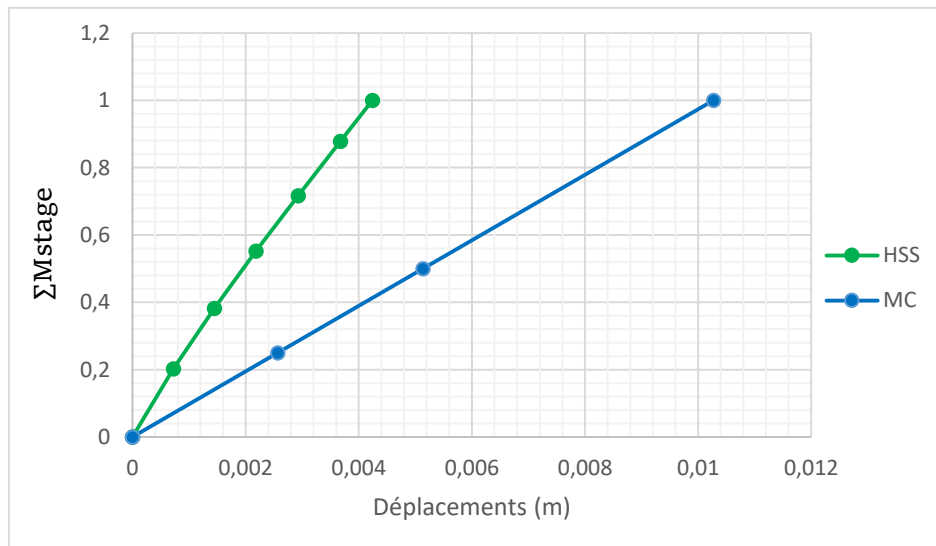


Figure 4-13 Déplacement vertical sous la fondation obtenu pour les deux modèles (Mohr-Coulomb et HSS).

A partir de ces résultats, il est observé que les réponses des deux modèles est différente ;

- Les déformations résultantes avec le Mohr-Coulomb sont plus importantes que celles obtenues avec le HSS.
- Pour la même charge, le déplacement obtenu avec Mohr-Coulomb est supérieur au déplacement obtenu avec HSS.

4.5.1.3 Modélisation avec les deux modèles MC et HSS (En présence de nappe d'eau)

Les mêmes étapes précédentes seront suivies, mais on introduisant une nappe d'eau à 13m de profondeur, les tassements obtenus pour les deux modèles sont donnés par la figure (4.19).

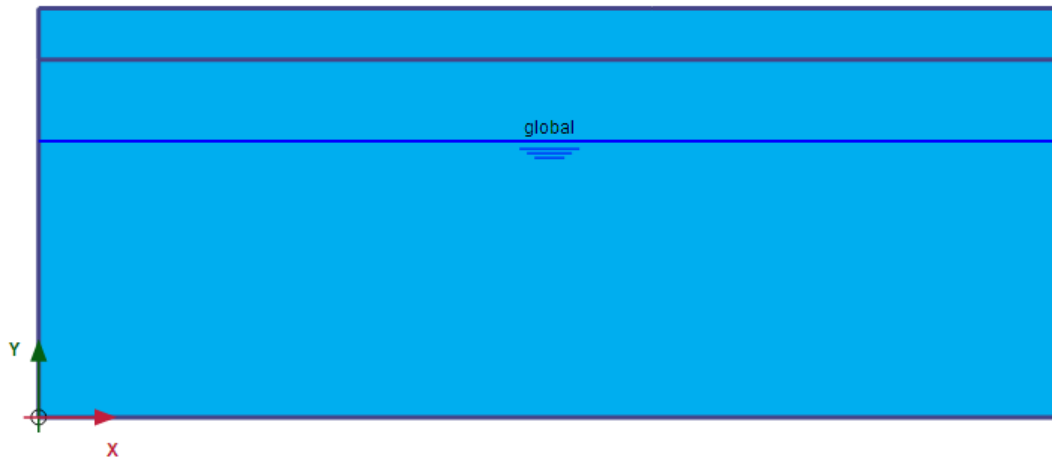


Figure 4-14 Présentation du cas d'étude en présence d'eau.

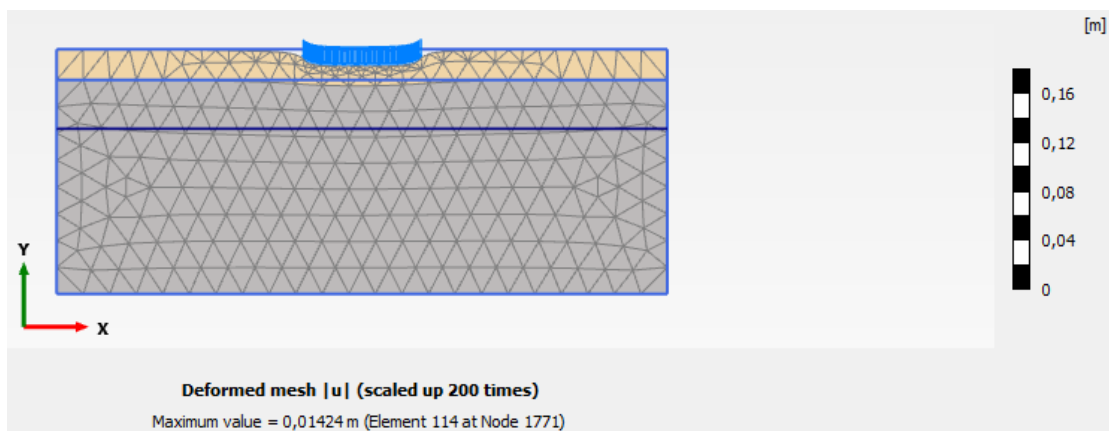


Figure 4-15 Les déformations (Mohr-Coulomb avec nappe).

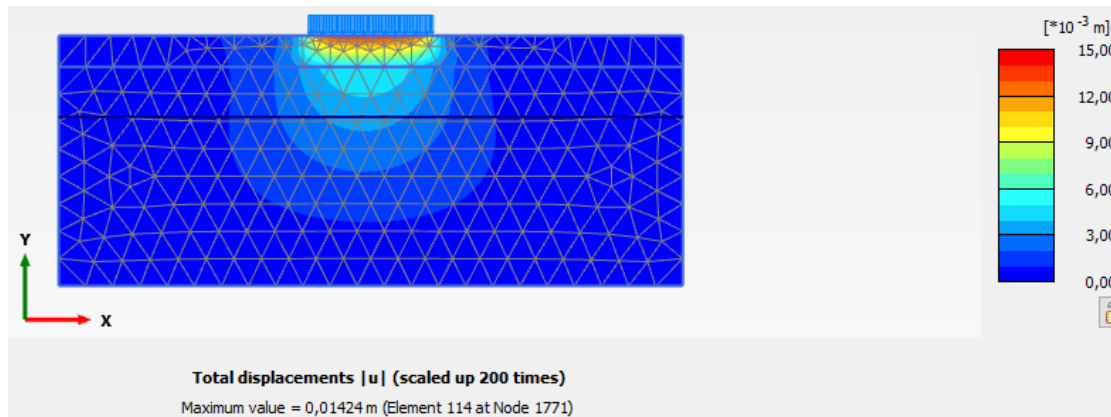


Figure 4-16 Déplacements totaux (Mohr-Coulomb avec nappe).

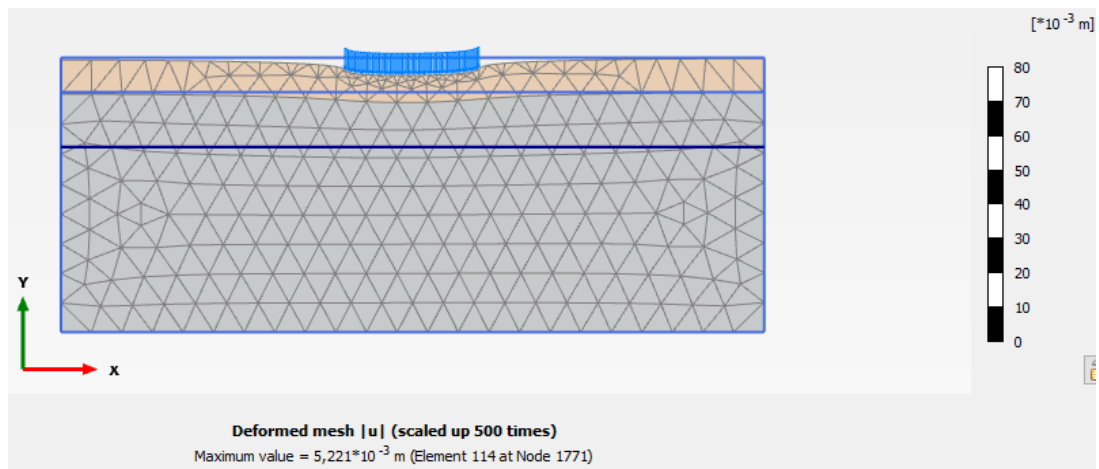


Figure 4-17 Les déformations (HSS avec nappe).

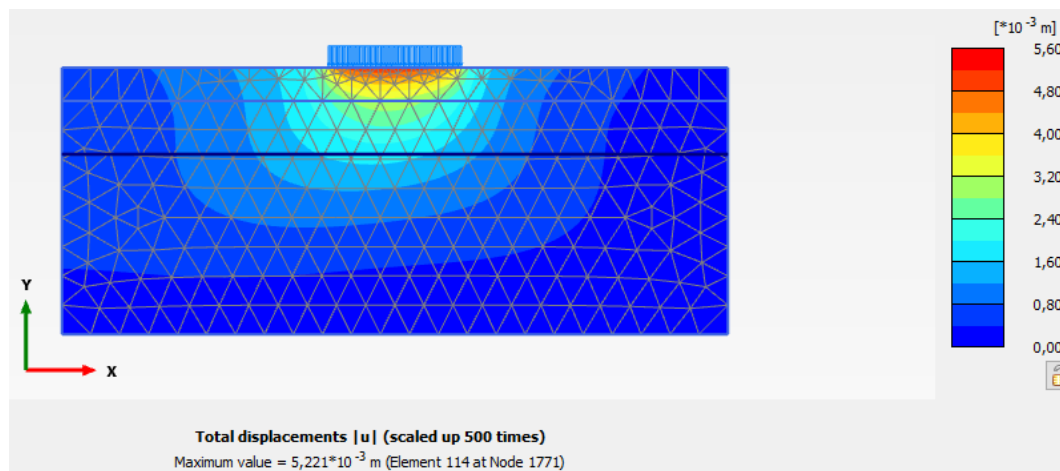


Figure 4-18 Déplacements totaux (HSS avec nappe).

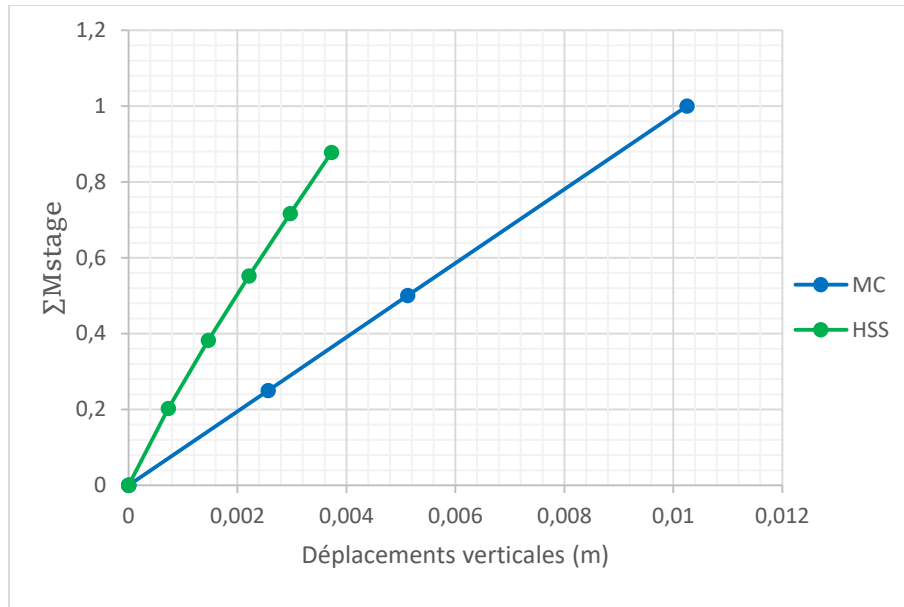


Figure 4-19 Déplacement vertical sous la fondation obtenu pour les deux modèles (Mohr-Coulomb et HSS) en présence d'eau.

- Avec le modèle de Mohr-Coulomb, on observe que le déplacement a diminué d'environ 0,03 mm quand on ajoute la nappe d'eau. Cette diminution peut s'expliquer par le fait que la nappe d'eau modifie les contraintes effectives dans le sol et peut parfois raidir la réponse du modèle. Par contre, dans le modèle HSS, le déplacement augmente très peu, ce qui peut être expliqué par le fait que le modèle fait varier ses modules.

4.5.1.4 Détermination de la courbe de dégradation de module de cisaillement avec le modèle HSS

La figure 4.20 présente l'évolution de module de cisaillement G ($G / G_{max} = f(\gamma)$) en fonction de la distorsion de sol définie par le modèle HSS, la dégradation de G se trouve dans le fuseau de référence établi par **Vucetic et Dobry**, ce qui veut dire que les valeurs utilisées des différents modules introduit dans la modélisation sont bons et permettront de décrire le comportement de sol dans toutes les conditions.

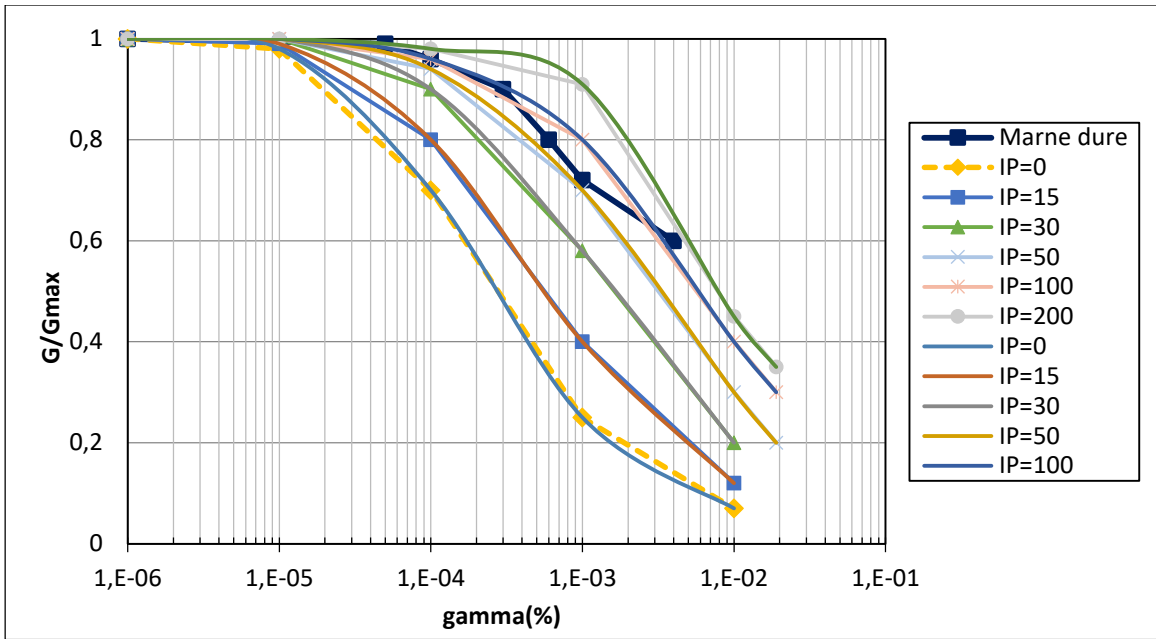


Figure 4-20 Modèle de comportement utilisé pour simuler le 1^{er} cas (Marne dure).

- La courbe obtenue montre une diminution progressive de G lorsque la déformation augmente, on voit que la courbe dans le fuseau est proche des sols à plasticité moyenne à élevée ($IP \geq 30$), ce qui donne un moyen de déterminer les paramètres de comportement des différentes couches.

4.5.2 Présentation du deuxième cas (bâtiment R+3 plus 4 sous-sols)

Le modèle utilisé est composé de 4 couches de sol différentes inclinées. Au niveau des limites, déplacements bloqués selon les directions x et y à la base du modèle, et déplacements bloqués selon x sur les bords latéraux. Les contraintes initiales sont définies automatiquement grâce au coefficient K_0 , qui représente la poussée au repos du sol.

Le maillage du modèle a été réalisé à l'aide d'**éléments triangulaires à 15 nœuds**, offrant une meilleure précision grâce à une distribution plus dense des points de calcul. Un **maillage fin** a été adopté afin d'assurer une représentation plus précise des zones critiques.

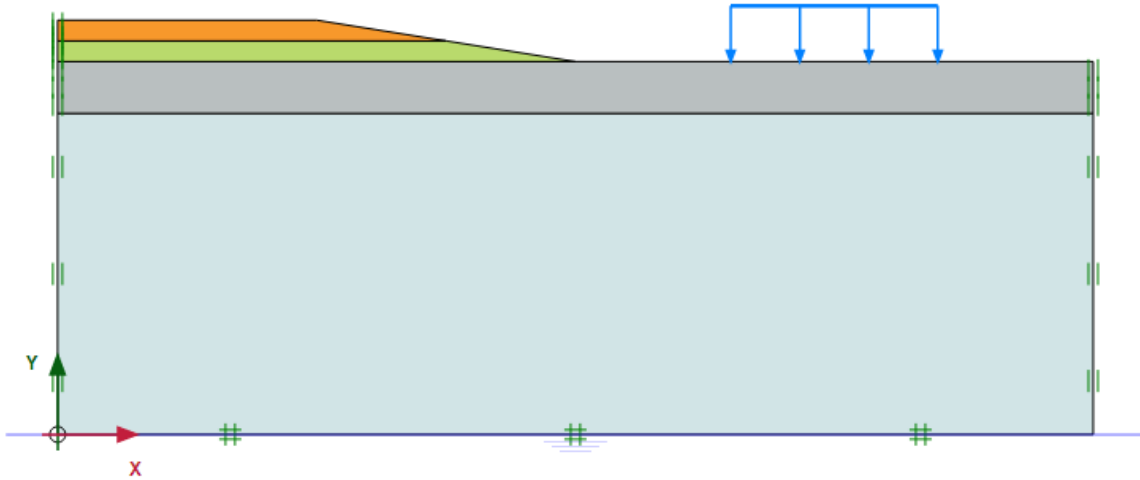


Figure 4-21 Modèle de deuxième cas.

Les paramètres des trois couches de sol proviennent du rapport géotechnique du LGE, de courbes fournies et de simulations réalisées sous PLAXIS. Les caractéristiques de sol en place sont indiquées sur le Tableau suivant :

Tableau 4-2 Caractéristiques des sols du site Ain El Hammam.

Paramètres	Remblais		Dépôt de pente		Schistes durs		Schistes altérées	
	MC	HSS	MC	HSS	MC	HSS	MC	HSS
γd (kN/m ³)	17.2	17.2	18.3	18.3	19	19	18.6	18.6
γ_{sat} (kN/m ³)	19.8	19.8	21.2	21.2	21.8	21.8	21.3	21.3
ϕ (°)	22.02	22.02	19.47	19.47	25	25	22	22
c (kN/m ²)	15	15	25	25	50	50	45	45
ν	0.3	—	0.3	—	0.3	—	0.3	—
E_{50} (kN/m ²)	3000	3000	3000	3000	89 000	89 000	46 000	46 000
E_{oed} (kN/m ²)	4038	4038	4038	4038	119 800	89 000	61 920	46 000
E_{ur} (kN/m ²)	—	9000	—	9000	—	267 000	—	138 000
G_0 (kN/m ²)	—	50 000	—	50 000	—	350 000	—	250 000
$\gamma_{0.7}$	—	0.001	—	0.001	—	0.001	—	0.001
ψ (°)	0	0	0	0	0	0	0	0
K_0	0.6251	0.6246	0.6667	0.6667	0.5774	0.5774	0.6254	0.6254

4.5.2.1 Modélisation avec le modèle du Mohr-Coulomb (sans la présence de nappe d'eau)

Une fois le modèle est introduit, les valeurs des paramètres du sol sont donnés (paramètres de Mohr-Coulomb), deux phases de calculs sont exécutées, une phase initiale, sous le poids propre et une deuxième en introduisant une valeur de la charge appliquée.

Les résultats obtenus sont illustrés par les figures suivantes.

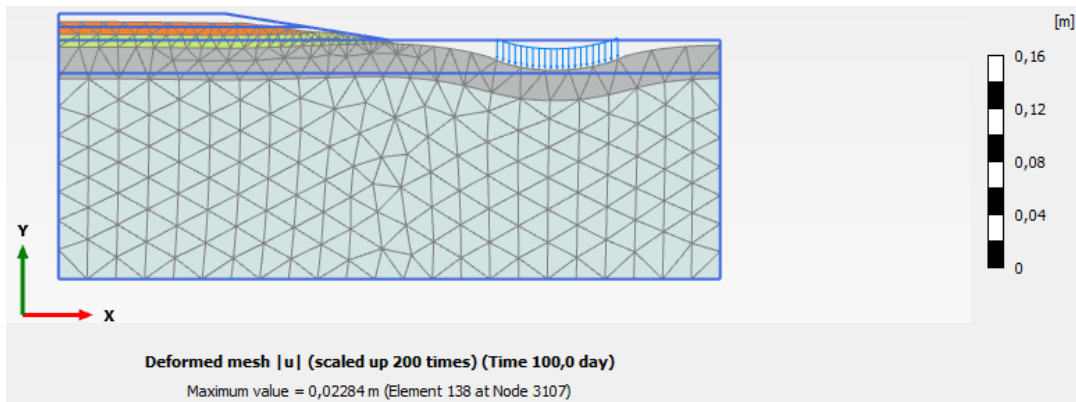


Figure 4-22 Les déformations (Mohr-Coulomb).

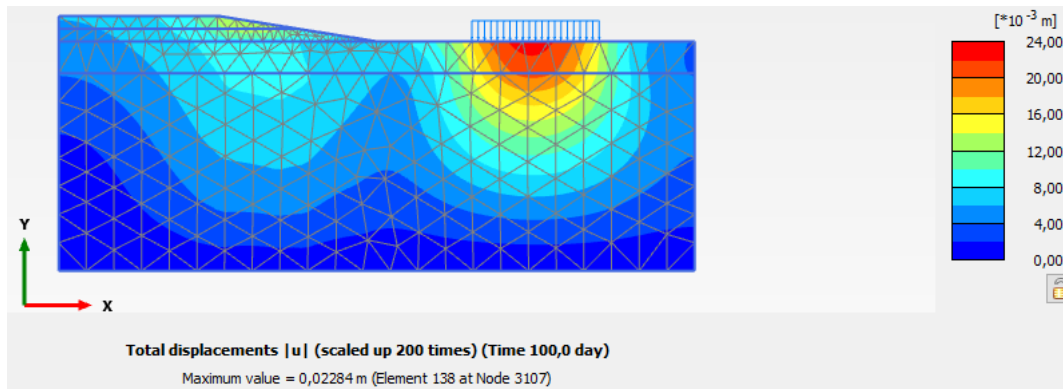


Figure 4-23 Déplacements totaux (Mohr-Coulomb).

4.5.2.2 Modélisation avec le modèle du HSS (sans la présence de nappe d'eau)

La même modélisation a été effectuée avec le modèle HSS, sans introduction de la nappe, les résultats obtenus sont illustrés par les figures suivantes.

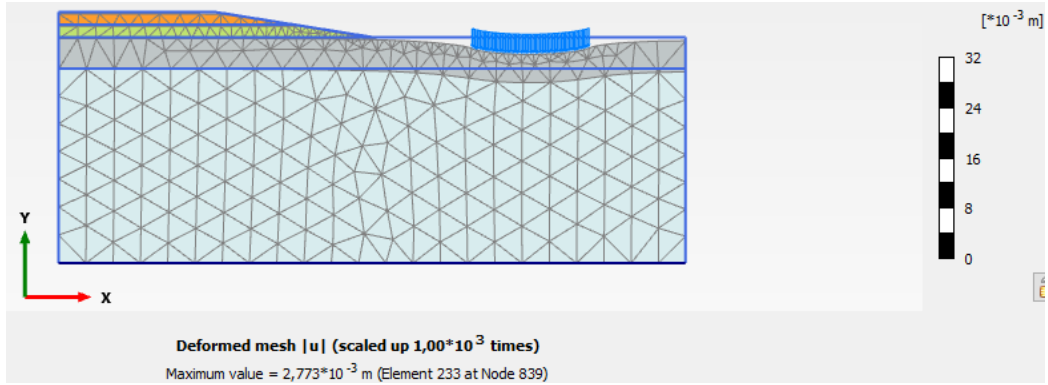


Figure 4-24 Les déformations (HSS).

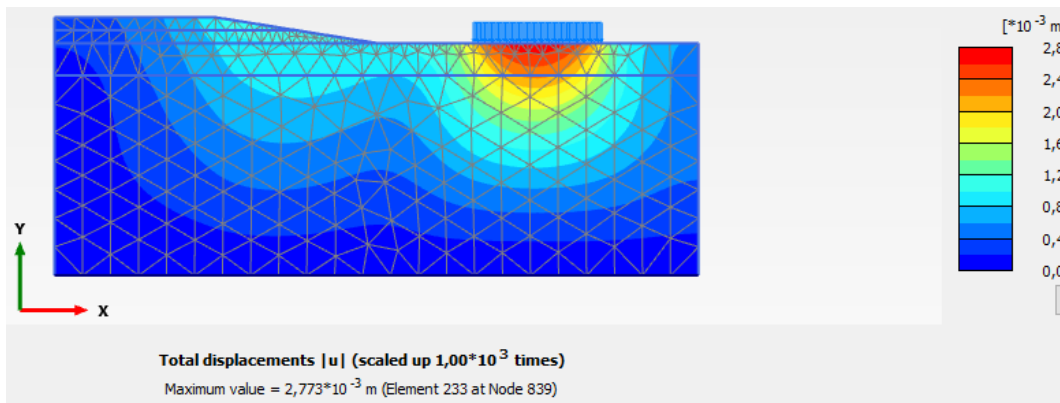


Figure 4-25 Déplacements totaux (HSS).

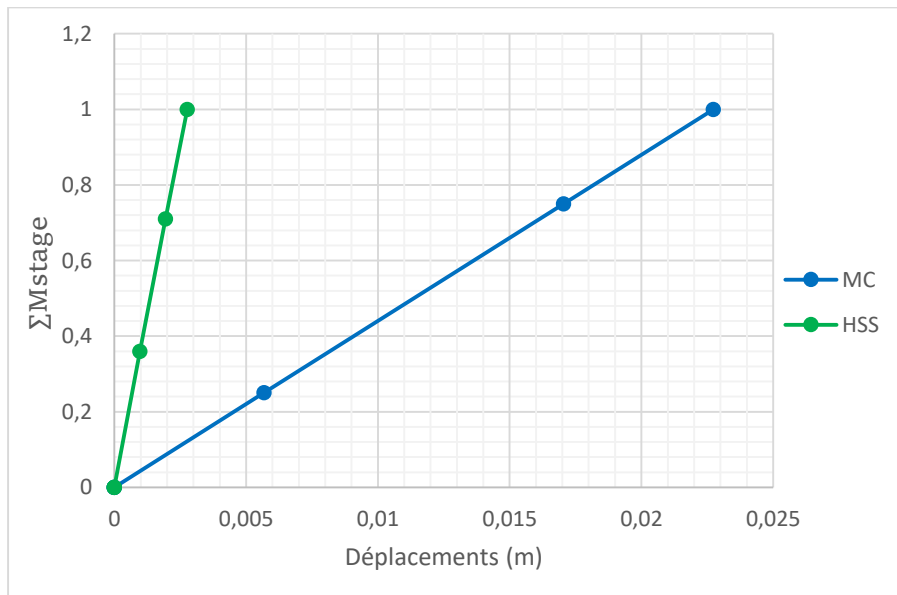


Figure 4-26 Déplacement vertical en fonction de la charge obtenu pour les deux modèles (Mohr-Coulomb et HSS).

- Une différence est enregistrée entre les résultats obtenus avec les deux modèles, les figures 4.22, 4.24 et 4.26, montrent que les déplacements obtenus avec Mohr-Coulomb sont plus grand (2,28cm) que ceux obtenus avec le modèle HSS, pour une même charge appliquée, les déformations enregistrées par le modèle HSS sont beaucoup plus petits que celles enregistrées avec Mohr-Coulomb.
- Le Modèle de Mohr-Coulomb décrit bien le comportement de sol en grandes déformations alors que le modèle HSS, de plus de la plasticité, il permet une bonne représentation en petite déformations.

4.5.2.3 Détermination de la courbe de dégradation de module de cisaillement avec le modèle HSS

On a représenté la courbe de dégradation du module de cisaillement (G / G_{max} en fonction de γ) pour la deuxième couche de sol utilisée dans la modélisation et on l'a placée dans le **fuseau de Vucetic et Dobry** pour vérifier sa cohérence avec les valeurs références. On observe que la courbe suit bien la tendance attendue, et appartient au fuseau, et montre une baisse progressive du module de cisaillement lorsque la déformation augmente. Ce qui permet de dire que les paramètres utilisés sont bons pour obtenir une bonne représentation de comportement des sols.

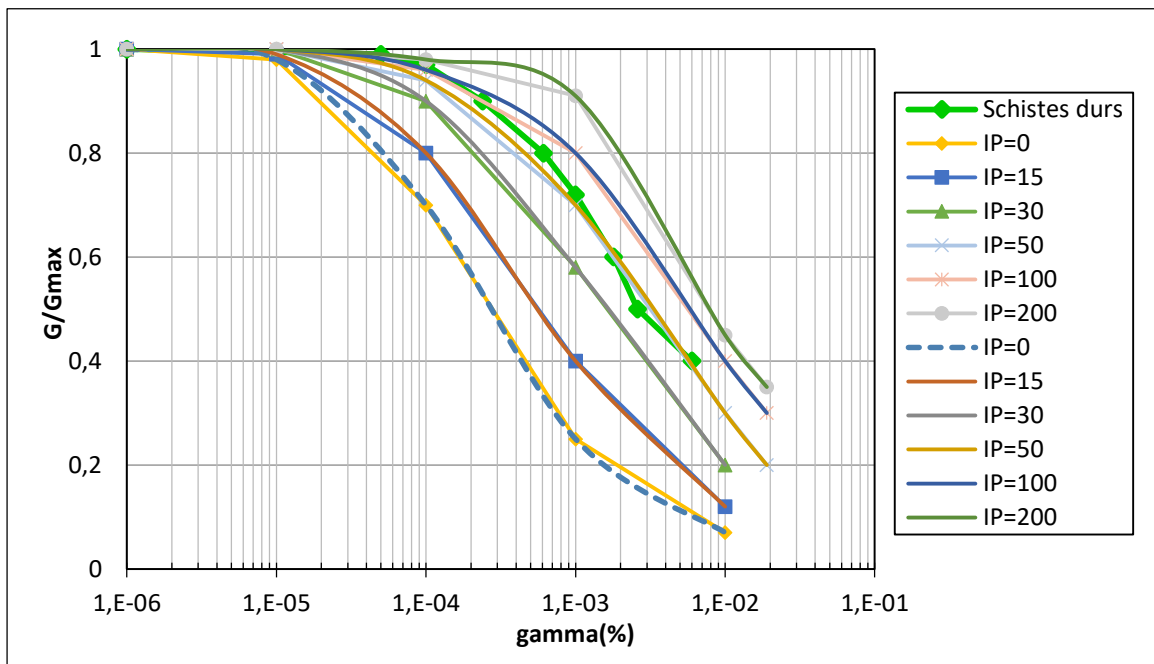


Figure 4-27 Modèle de comportement utilisé pour simuler le 2^{ème} cas HSS (Schistes durs).

- La courbe se place au-dessus des courbes des argiles plastiques, ce qui montre un comportement plus rigide et une faible perte du module G aux faibles déformations.

4.5.3 Présentation du troisième cas (Show-room)

Le modèle considéré est une grille de 100 m × 40 m, composée de trois couches de sol distinctes. Les conditions aux limites appliquées sont les suivantes : déplacements bloqués selon les directions x et y à la base du modèle, et déplacements bloqués selon x sur les bords latéraux. Les contraintes initiales sont définies automatiquement en fonction du coefficient de poussée au repos K_0 . La nappe phréatique est située à une profondeur de 5 mètres.

Le maillage du modèle a été réalisé à l'aide d'**éléments triangulaires à 15 nœuds**, offrant une meilleure précision grâce à une distribution plus dense des points de calcul. Un **maillage fin** a été adopté afin d'assurer une représentation plus précise des zones critiques.

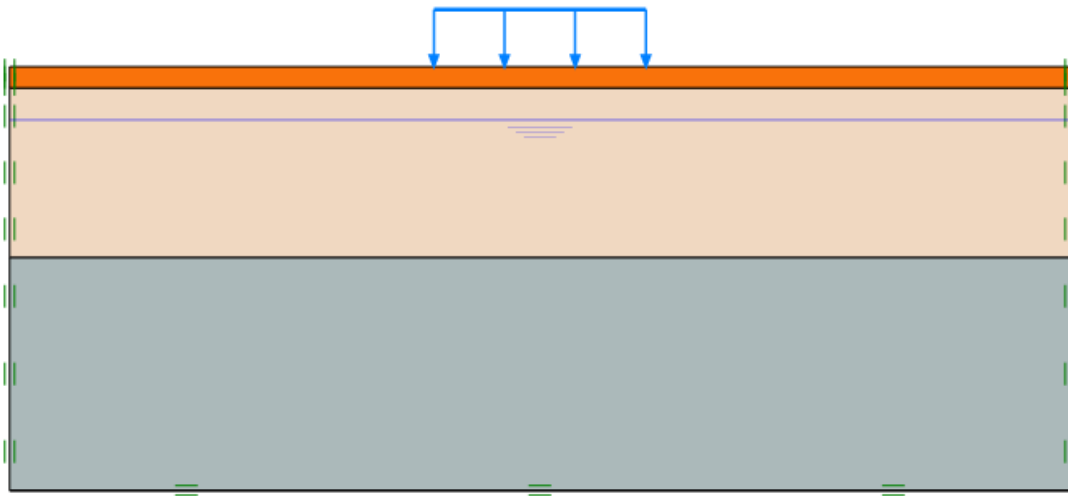


Figure 4-28 Modèle de deuxième cas.

Les paramètres des trois couches de sol proviennent du rapport géotechnique du LGE, de courbes fournies et de simulations réalisées sous PLAXIS.

Les caractéristiques de sol en place sont indiquées sur le Tableau suivant :

Tableau 4-3 Caractéristiques des sols du site Boudouaou (Boumerdes).

Paramètres	Remblais		Limon sableux		Substratum	
	MC	HSS	MC	HSS	MC	HSS
Poids volumique sec γ_d (kN/m ³)	16	16	16	16	19	19
Poids volumique saturé γ_{sat} (kN/m ³)	19.5	19.5	20.5	20.5	20	20
Angle de frottement ϕ (°)	12	12	13.69	13.69	35	35
Cohésion c (kN/m ²)	8	8	11	11	40	40
Coefficient du poisson ν	0.3	—	0.3	—	0.3	—
Module E_{50} (kN/m ²)	1859	5000	2048	4820	100 000	100 000
Module œdométrique E_{oed} (kN/m ²)	2502	5700	6488	5000	134 600	53 540
Module de déchargement/rechargement E_{ur} (kN/m ²)	—	10 000	—	14 460	—	200 000
Module de cisaillement initial G_0 (kN/m ²)	—	50 000	—	50 000	—	150 000
Déformation seuil $\gamma_{0.7}$	—	0.001	—	0.001	—	0.001
Coefficient de dilatance ψ (°)	0	0	0	0	0	0
K_0 (poussée au repos)	0.7921	0.7921	0.7633	0.7633	0.4264	0.4264

4.5.3.1 Modélisation avec le modèle du Mohr-Coulomb (avec présence de la nappe phréatique)

Une fois le modèle est introduit, les valeurs des paramètres du sol sont donnés (paramètres de Mohr-Coulomb), deux phases de calculs sont exécutées, une phase initiale, sous le poids propre et une deuxième en introduisant une valeur de la charge appliquée, les résultats obtenus sont illustrés par les figures suivantes.

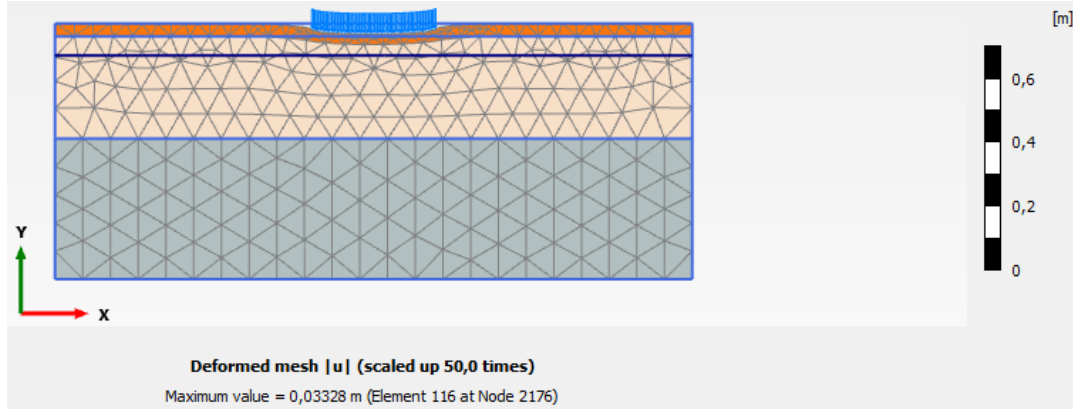


Figure 4-29 Les déformations (MC).

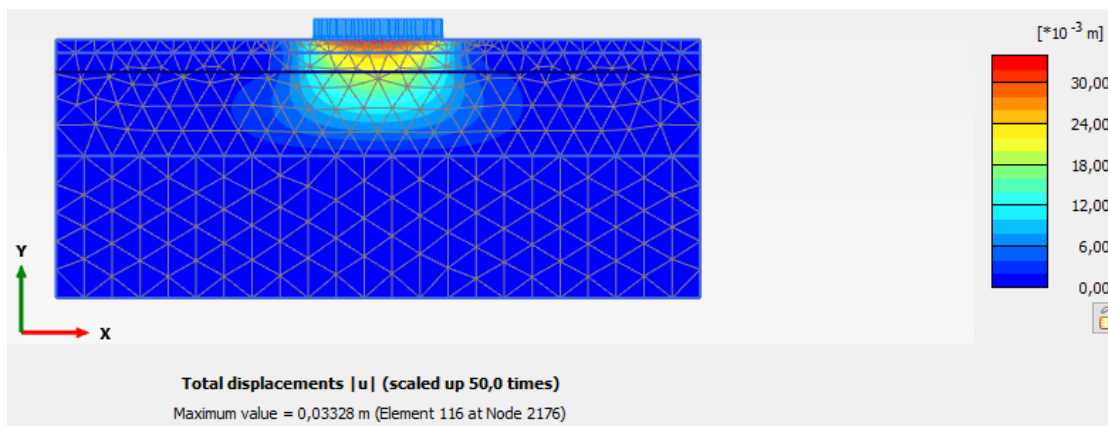


Figure 4-30 Déplacements totaux (MC).

4.5.3.2 Modélisation avec le modèle du HSS (avec présence de la nappe phréatique)

La même modélisation a été effectuée avec le modèle HSS, les résultats obtenus sont illustrés par les figures suivantes.

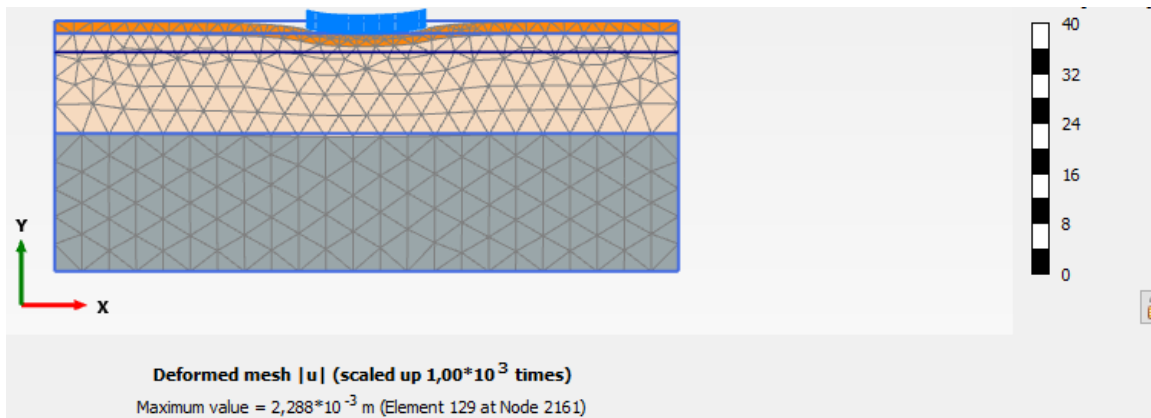


Figure 4-31 Les déformations (HSS).

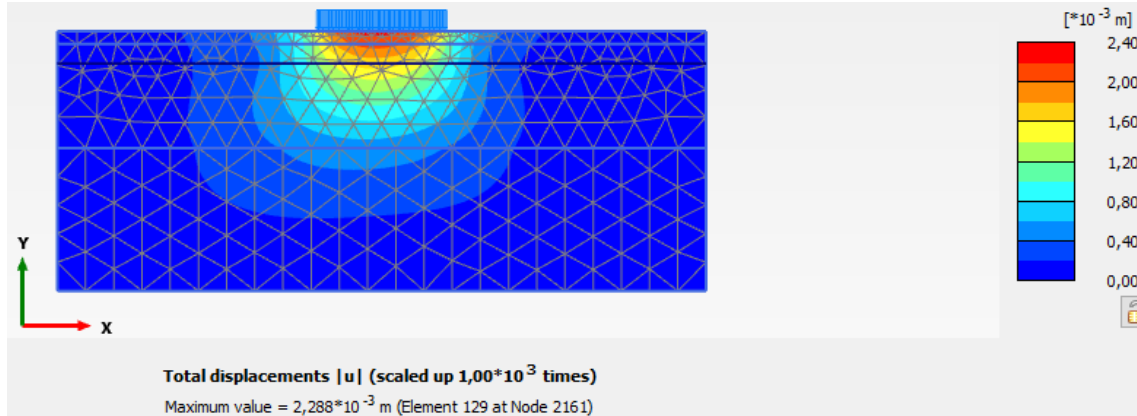


Figure 4-32 Déplacements totaux (HSS).

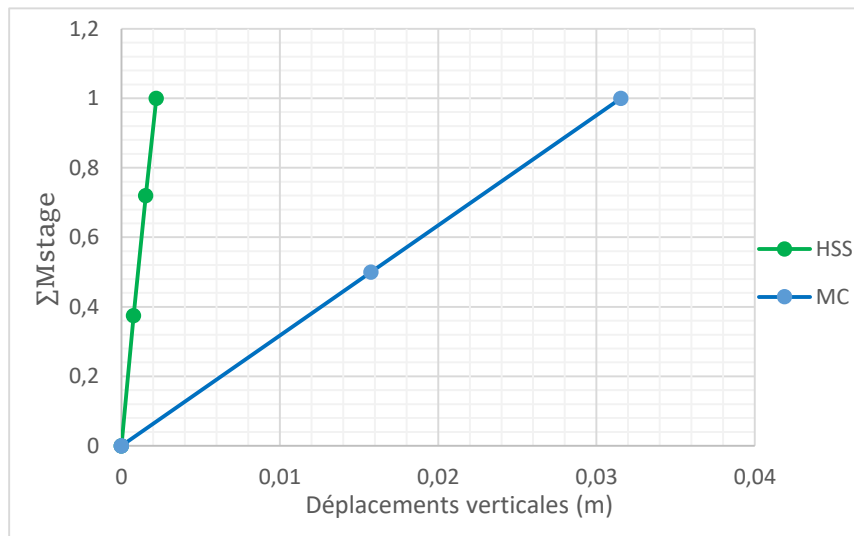


Figure 4-33 Déplacement vertical en fonction de la charge obtenu pour les deux modèles (Mohr-Coulomb et HSS) en présence d'eau.

- ◆ On observe que, pour une même charge appliquée, le déplacement vertical est beaucoup plus important avec le modèle Mohr-Coulomb (environ **3 cm**) qu'avec le modèle HSS (**3 mm**).

Cela confirme que le modèle Mohr-Coulomb surestime les déformations en raison de sa rigidité constante, tandis que le modèle HSS, qui tient compte du comportement non linéaire du sol, prédit des déplacements plus réalistes et nettement plus faibles.

4.5.3.3 Simulation d'un séisme avec les deux modèles (Mohr-Coulomb et HSS)

Une phase dynamique a été ajoutée pour simuler un séisme. Un accélérogramme a été appliqué à la base du modèle. Cette phase permet d'étudier la réponse du sol face au chargement sismique.

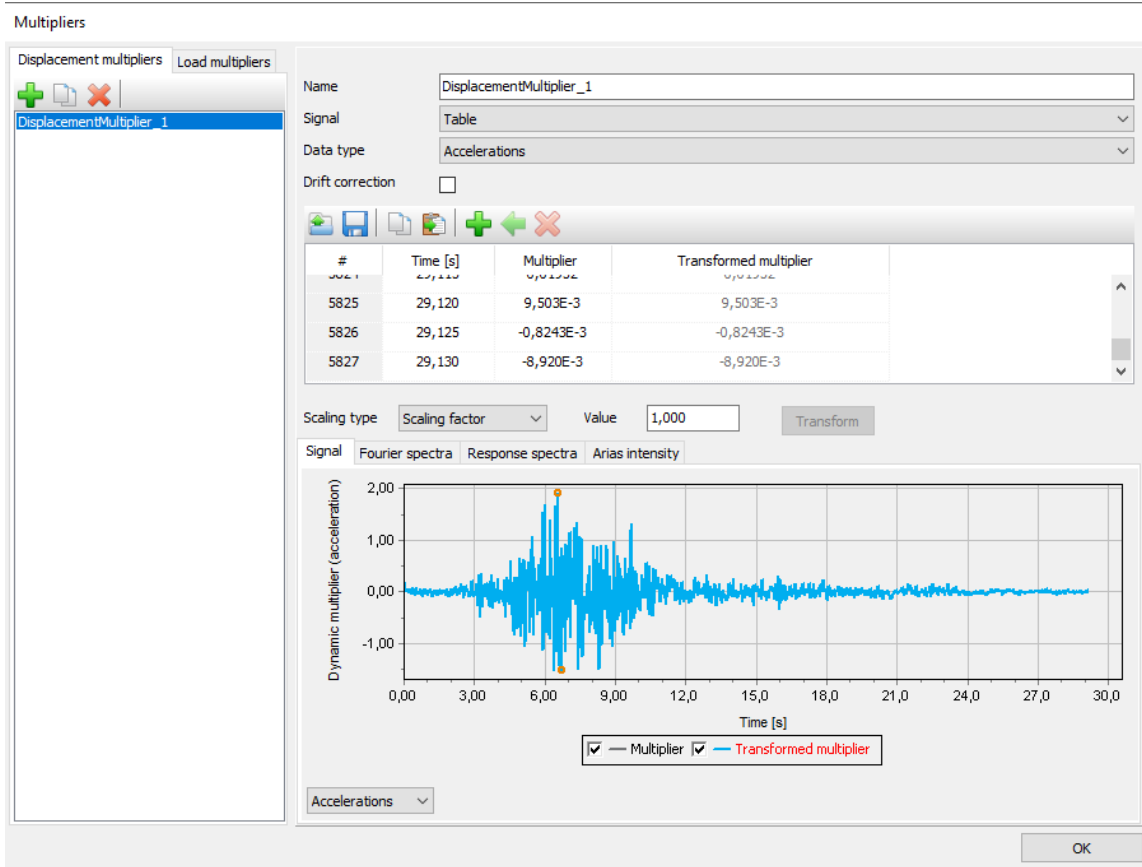


Figure 4-34 l'accélorogramme

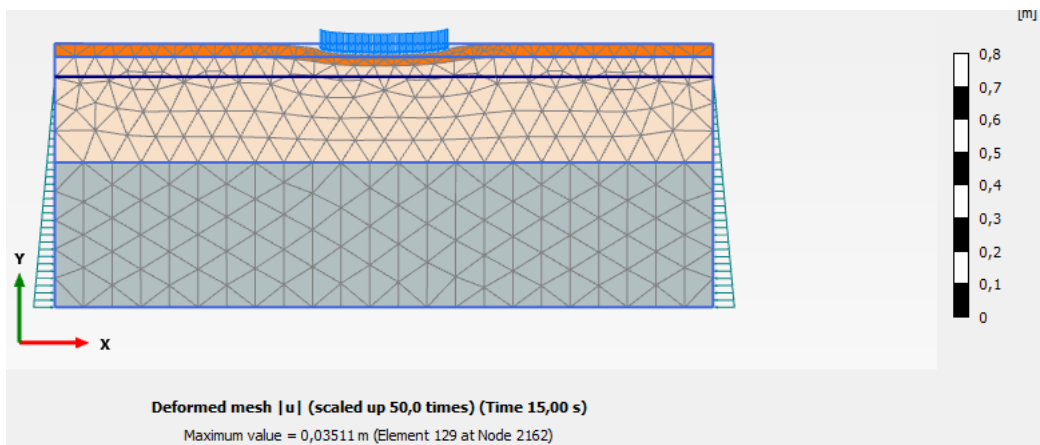


Figure 4-35 Les déformations sous chargement sismiques (Mohr-Coulomb).

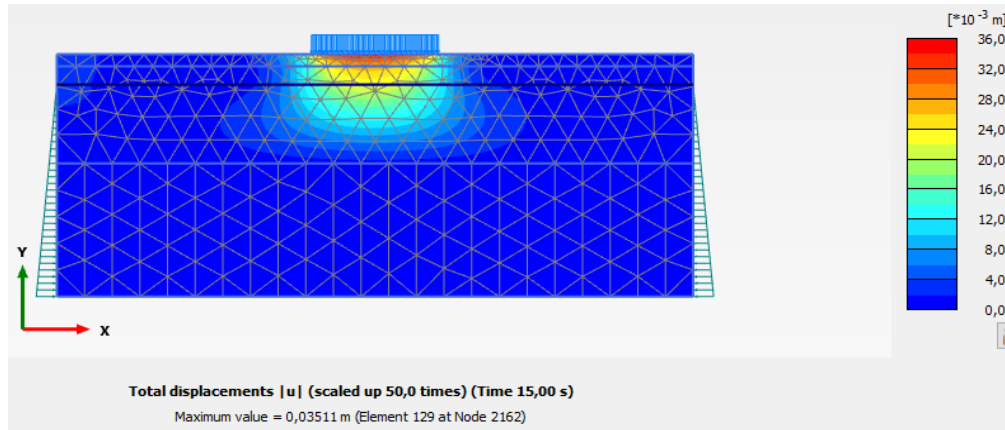


Figure 4-36 Déplacements totaux sous chargement sismiques (Mohr-Coulomb).

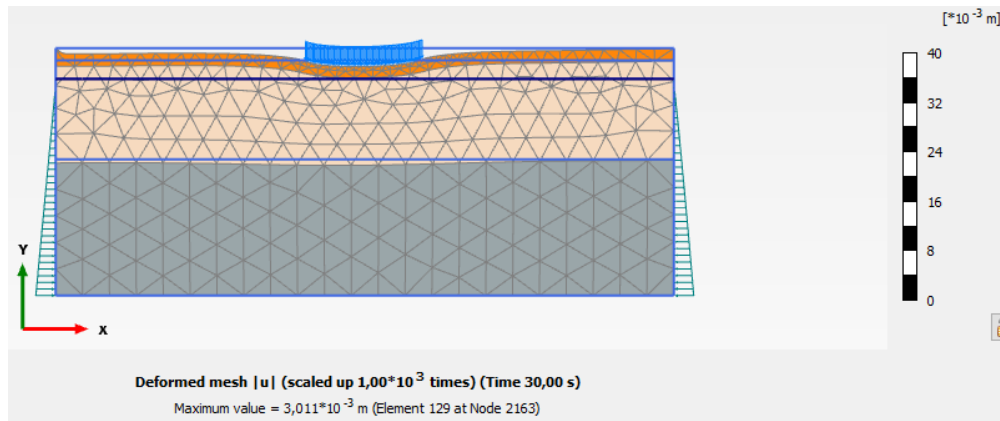


Figure 4-37 Les déformations sous chargements sismiques (HSS).

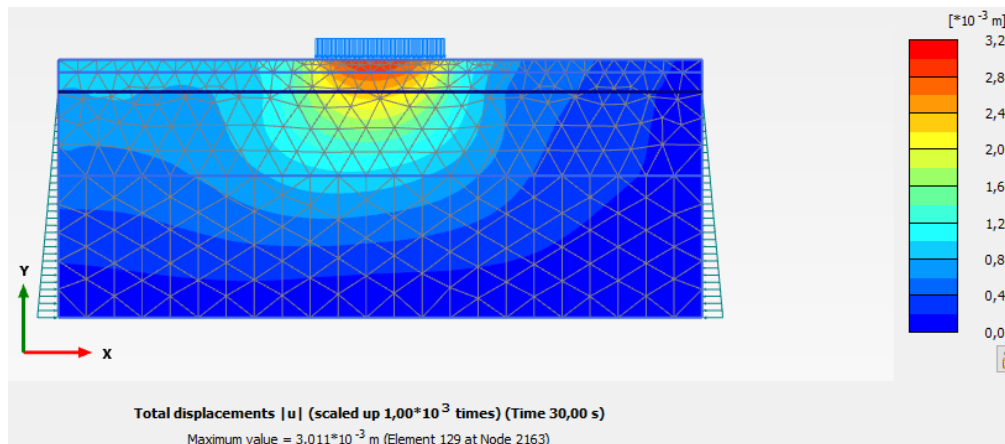


Figure 4-38 Déplacements totaux sous chargements sismiques (HSS).

- L'application du séisme a provoqué une légère augmentation des déplacements : environ 2mm en plus pour le modèle de Mohr-Coulomb, et environ 1mm pour le modèle de HSS.

- Même si les déformations n'ont pas beaucoup changé, on a remarqué que l'étendue des déformations a augmenté pour le résultat avec HSS.
- La courbe 4.39, montre la diminution des contraintes effectives en fonction du temps, ce qui est semblable à ce qu'on remarque lors des séismes, alors que le modèle de Mohr-Coulomb ne donne pas cette représentation.

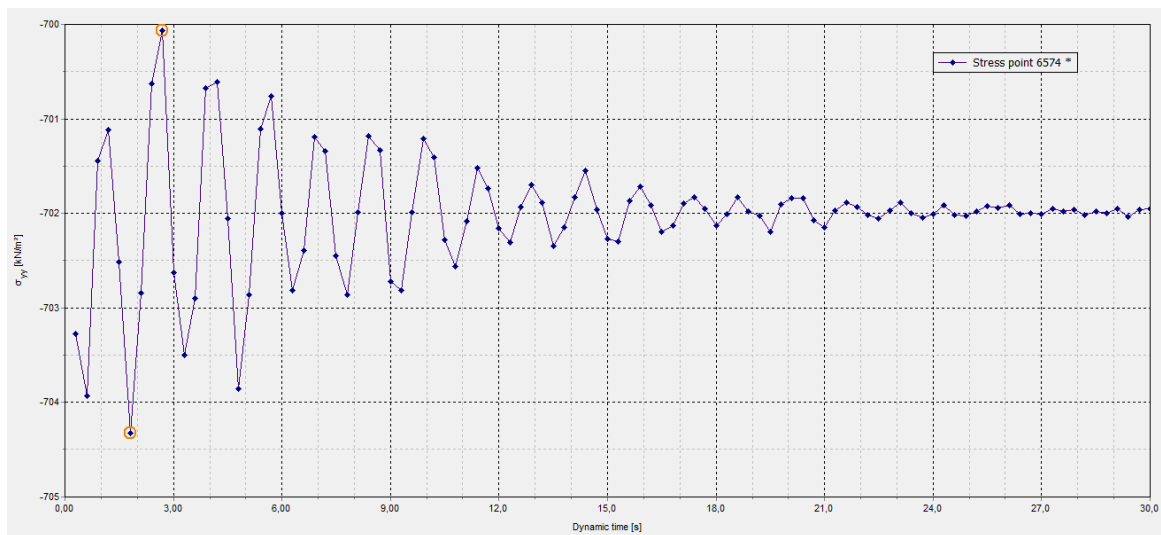


Figure 4-39 Evolution de la contrainte σ_{yy} en fonction du temps (phase dynamique).

4.5.3.4 Détermination de la courbe de dégradation de module de cisaillement avec le modèle HSS

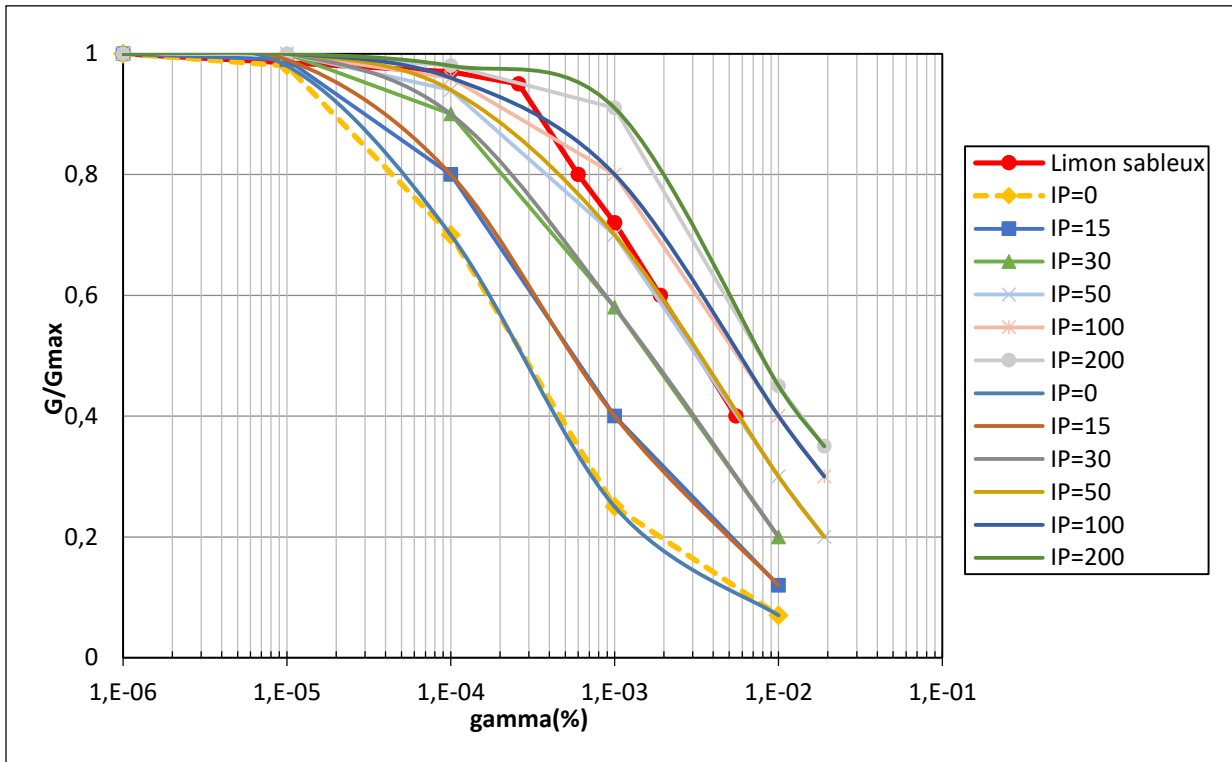


Figure 4-40 Modèle de comportement utilisé pour simuler le 3^{ème} cas (Limon sableux).

- La courbe se situe plutôt entre les courbes IP = 100 et IP = 200, ce qui confirme que ce sol a un indice de plasticité faible et un comportement moins rigide, avec une dégradation plus rapide de G/G_{max} dès les faibles déformations.

4.6 Conclusion

En conclusion, le modèle Hardening Soil (HSS) s'est montré plus adapté pour représenter le comportement réel du sol, notamment dans le cas des charges complexes et des grandes déformations. Il permet de mieux simuler les effets non linéaires et la dégradation progressive du module de cisaillement. À l'inverse, le modèle Mohr-Coulomb ne permet pas de bien représenter les faibles déformations et simplifie trop le comportement du sol, ce qui donne des résultats moins réalistes. Cela confirme l'intérêt d'utiliser le modèle HSS pour des analyses plus précises, en particulier dans les études dynamiques.

En conclusion, la modélisation avec HSS s'est révélée plus adaptée pour simuler les comportements complexes des sols sous charges, notamment dans le cas d'analyses dynamiques ou en petites déformation.

Conclusion générale

L'objectif de ce mémoire était d'étudier l'évolution du module de cisaillement des sols en fonction de la déformation, un paramètre essentiel dans la conception et le dimensionnement des ouvrages géotechniques. Les travaux menés ont combiné une étude bibliographique approfondie, des données expérimentales issues d'essais in situ et de laboratoire, ainsi qu'une approche numérique à travers la modélisation sous PLAXIS.

La revue des méthodes de détermination des modules de déformation a permis de comparer les apports et les limites des principaux essais géotechniques, tels que le pressiomètre Ménard, le dilatomètre, les essais triaxiaux ou encore les méthodes sismiques (cross-hole, down-hole). Ces essais ont montré que la mesure précise du module de cisaillement sur toute la plage des déformations reste complexe, notamment en raison des variations de comportement entre petites et grandes déformations.

Les modélisations numériques réalisées sur trois sites géotechniques représentatifs ont permis de simuler les déplacements, les tassements et la courbe de dégradation du module de cisaillement en fonction de la déformation. L'utilisation du modèle Mohr-Coulomb a montré ses limites : bien qu'il permette une première approche simple et qu'il soit efficace pour simuler le comportement du sol à grandes déformations et en conditions de rupture, ce modèle ne prend pas en compte la variation du module de cisaillement aux faibles déformations. À l'inverse, le modèle Hardening Soil Small Strain s'est révélé bien plus adapté pour reproduire la diminution progressive de la rigidité du sol sous chargement et pour représenter de manière réaliste le comportement non linéaire des sols en petites et grandes déformations.

Ce travail nous a permis de mieux comprendre l'importance du choix du modèle numérique et la nécessité de prendre en compte l'évolution du module de cisaillement (G) pour obtenir des simulations plus fiables et proches du comportement réel des sols. Il a montré qu'une approche combinant données expérimentales et modélisation avancée permet d'améliorer la précision des calculs et d'optimiser le dimensionnement des ouvrages géotechniques. Plusieurs perspectives peuvent être envisagées à la suite de ce travail. L'amélioration des modèles numériques, notamment par l'usage de modèles plus avancés prenant en compte la structure du sol ou les effets viscoélastiques, permettrait de mieux simuler le comportement réel des sols. L'intégration de la variabilité spatiale des paramètres géotechniques, à travers des approches probabilistes,

Conclusion générale

renforcerait également la fiabilité des résultats. Le couplage entre essais in situ et modélisation numérique, via des techniques d'inversion, offrirait une estimation plus précise des paramètres du sol. De plus, l'étude pourrait être élargie à des sollicitations dynamiques comme les séismes. Enfin, appliquer cette approche à des projets réels d'envergure ou la valider par des essais expérimentaux à grande échelle constituerait une continuité pertinente de cette recherche.

Liste des références

AFNOR, 2001. *NF P94-714 : Essai de la colonne résonnante pour la mesure des caractéristiques dynamiques des sols.* AFNOR, Paris.

Anderson D.G., Richart F.E., 1976. Effects of overconsolidation and ageing on shear modulus of clays. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE.

Bowels J.E., 1996. *Foundation Analysis and Design.* 5e éd, McGraw-Hill, New York.

ÇAMI, K. *Imagerie du module de cisaillement in situ du sol par méthodes d'ondes de surface et essais géotechniques – Caractérisation des petites aux grandes déformations.* Thèse de doctorat, Université Paris-Est, spécialité Géotechnique, 2017.

Combarieu O., 1998. L'usage des modules de déformation en géotechnique. *Revue Française de Géotechnique*, n°84, pp. 29-45.

Combarieu O., 2006. L'usage des modules de déformation en géotechnique. *Revue Française de Géotechnique*, n°114.

Das B.M., 2013. *Principles of Geotechnical Engineering.* 8e éd., Cengage Learning.

Dspace.univ-guelma.dz. Mémoire de fin d'études, Université de Guelma.

Ghersam D., 2019. *Étude de l'évolution du module de cisaillement en fonction de la déformation.* Mémoire de Master, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.

Hardin B.O., Drnevich V.P., 1972. Shear modulus and damping in soils: Measurement and parameter effects. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, vol. 98(6), pp. 603-624.

HEJAZI, Y. *Influence de la prise en compte des modules en petites déformations des sols sur la modélisation numérique d'ouvrages géotechniques.* Thèse de doctorat, Institut National des Sciences Appliquées (INSA) de Lyon, École Doctorale MEGA, 2010.

Ishibashi I., Zhang X., 1993. Unified dynamic shear moduli and damping ratios of sand and clay. *Soils and Foundations*, vol. 33(1), pp. 182-191.

Iwasaki T., Tatsuoka F., Tokida K., Yasuda S., 1982. Microzonation for soil liquefaction potential using simplified methods. *Proc. 3rd Int. Conf. On Microzonation*, vol. 3, pp. 1319-1330.

Liste des références

Kastriot Çami, 2017. *Imagerie du module de cisaillement in situ du sol par méthodes d'ondes de surface et essais géotechniques : caractérisation des petites aux grandes déformations.* Thèse, Université Paris-Est.

Kramer S.L., 1996. *Geotechnical Earthquake Engineering.* Prentice Hall.

Laboratoire Géotechnique et Etude en Genie Civil (LGE). Etude géotechnique [Réalisation d'un foyer de jeunes], [Tassadort , Tizi Ouzou], 2024.

Laboratoire Géotechnique et Etude en Genie Civil (LGE). Etude géotechnique [Réalisation d'une construction en R+3 avec 4 sous-sols], [Ouaghzen, Ain El Hammam, Tizi Ouzou], 2024.

Laboratoire Géotechnique et Etude en Genie Civil (LGE). Etude géotechnique [Show-room], [Boudouaou, Boumèrdès], 2024.

Lambe T.W., Whitman R.V., 1969. *Soil Mechanics.* Wiley.

Lanzo G., Viggiani G.M.B., Calabrese M., 1997. Cyclic shear strength of undisturbed and reconstituted sands. *Soils and Foundations*, vol. 37(3), pp. 27-40.

Lazali H., 2020. *Étude de l'évolution du module de cisaillement en fonction de la déformation.* Mémoire de Master, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.

Lee J.S., Santamarina J.C., 2005. Bender elements: Performance and signal interpretation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 131(9), pp. 1063-1070.

Magnan J.-P., Mestat P., Schlosser F., 1999. *Mécanique des sols et des roches. Tome 1 : Propriétés physiques des sols et classification.* Presses de l'ENPC.

Mitchell J.K., Soga K., 2005. *Fundamentals of Soil Behavior.* 3e éd. Wiley.

Nguyen Pham Q., 2008. *Détermination des paramètres dynamiques des sols fins par essais en colonne résonante.* Thèse, École Centrale de Nantes.

Polycopié de Résistance des Matériaux. Université de Chlef.

SACI, L. *Étude de l'évolution des paramètres dynamiques des sols à partir d'essais géophysiques.* Mémoire de Magistère, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, 2011.

Santamarina J.C., Klein K.A., Fam M.A., 2001. *Soils and Waves: Particulate Materials Behavior, Characterization and Process Monitoring.* Wiley.

Liste des références

Seed H.B., Idriss I.M., 1970. Soil modulus and damping factors for dynamic response analyses. *Report EERC 70-10*, University of California, Berkeley.

Shibuya S., Mitachi T., Matsuo M., 1992. Small-strain shear modulus of sand and its stress dependency. *Soils and Foundations*, vol. 32(3), pp. 26-40.

Sols-Mesures, 2015. Mémo – Essai œdométrique.

Stokoe K.H. II, Joh S.H., Woods R.D., 1994. Characterization of geotechnical sites by SASW method. In: *Geophysical Characterization of Sites*, Oxford & IBH Publishing Co, pp. 15-25.

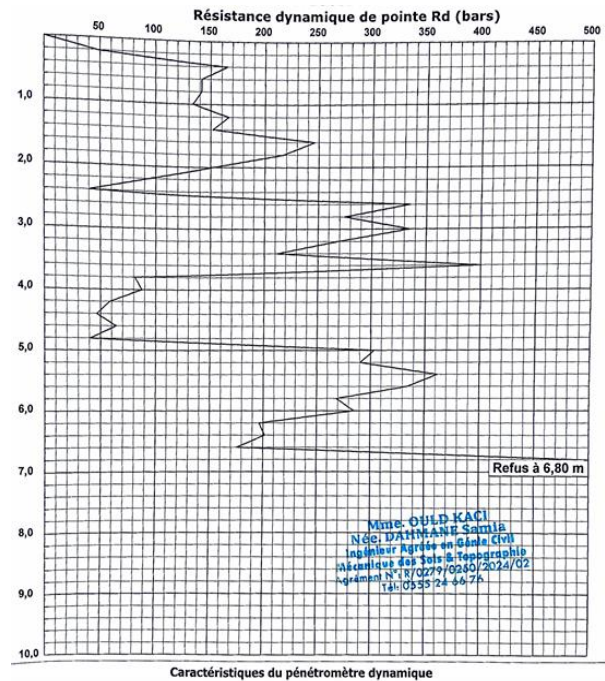
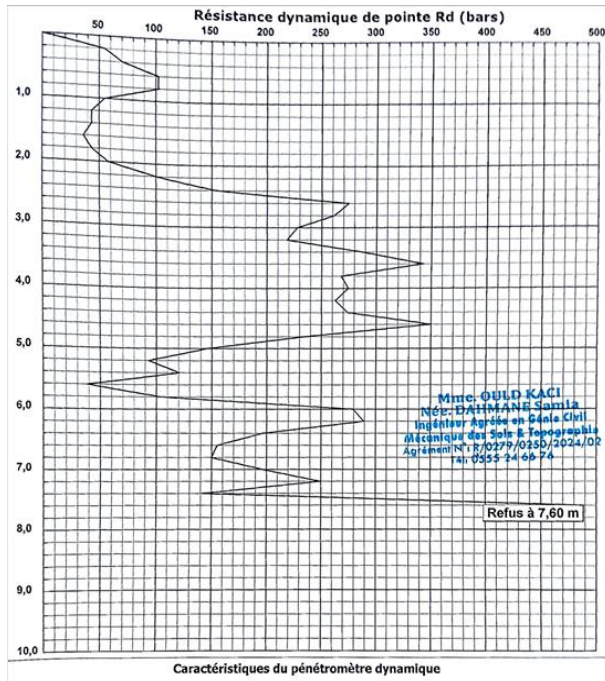
Tatsuoka F., Ohara S., Kobayashi A., 1978. Cyclic undrained triaxial strength of sand. *Soils and Foundations*, vol. 18(1), pp. 25-40.

TISOT, J.-P. *Liste d'exercices de mécanique des sols*. Document pédagogique, École Nationale Supérieure de Géologie (ENSG), Nancy, (sans date).

Vucetic M., Dobry R., 1991. Effect of soil plasticity on cyclic response. *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 117(1), pp. 89-107.

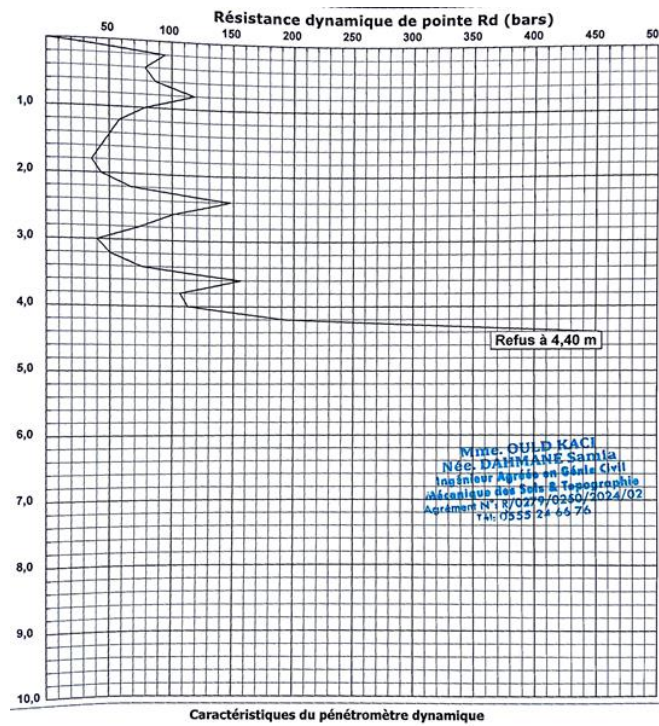
Annexe

Annexe A: Figures issues du premier cas.



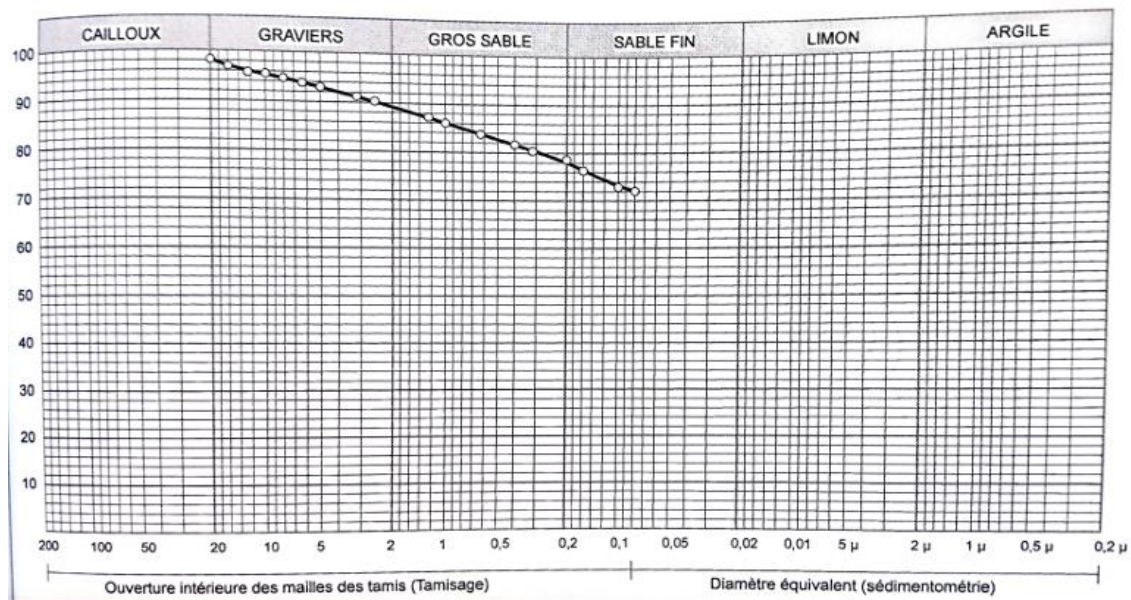
Annexe A.1 Courbe pénétration dynamique 03

Annexe A.2 Courbe pénétration dynamique 04



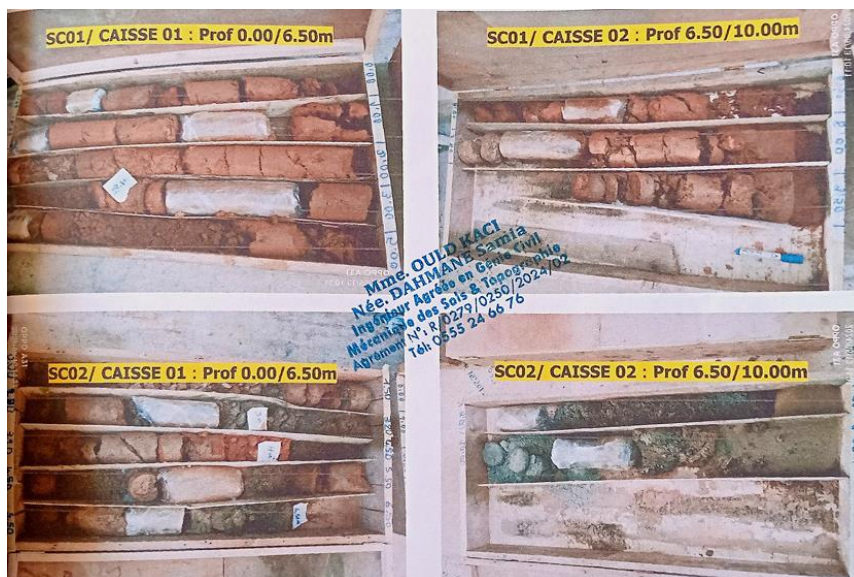
Annexe A.3 Courbe pénétration dynamique 05.

Annexe

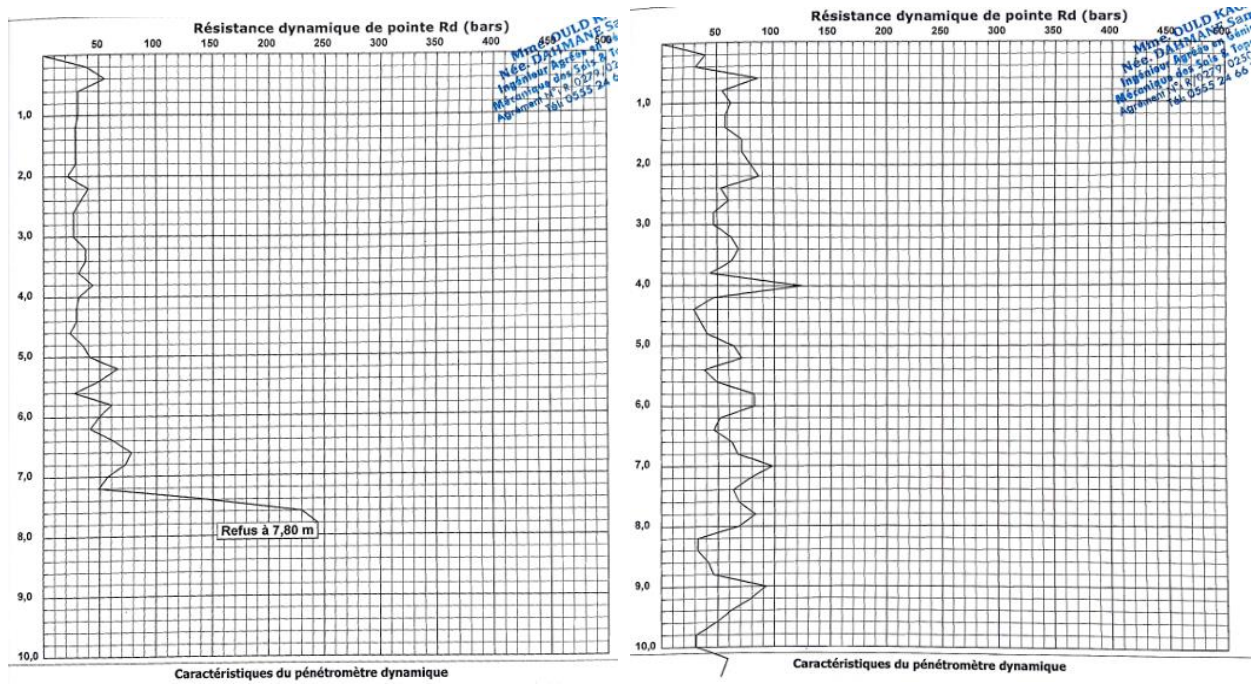


Annexe A.4 Analyse granulométrique 02.

Annexe B : Figures issues du deuxième cas.

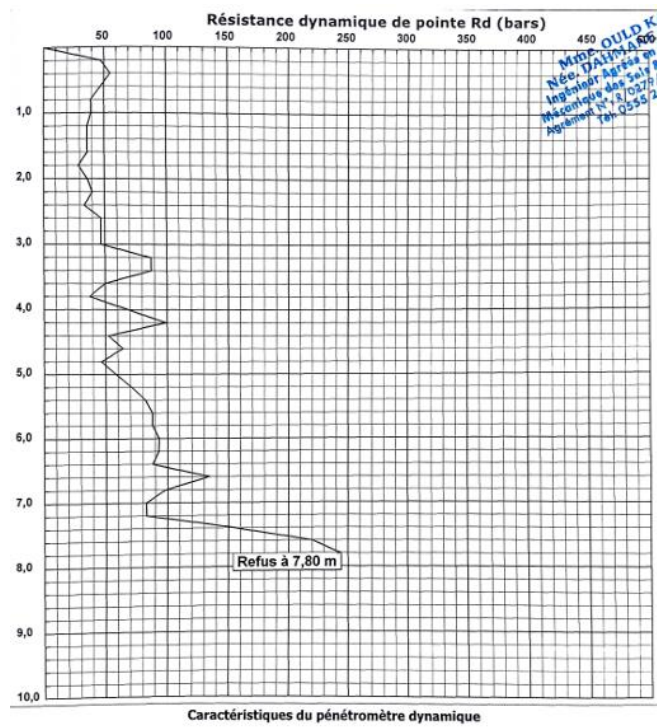


Annexe B.1 Les caisses à carottes.

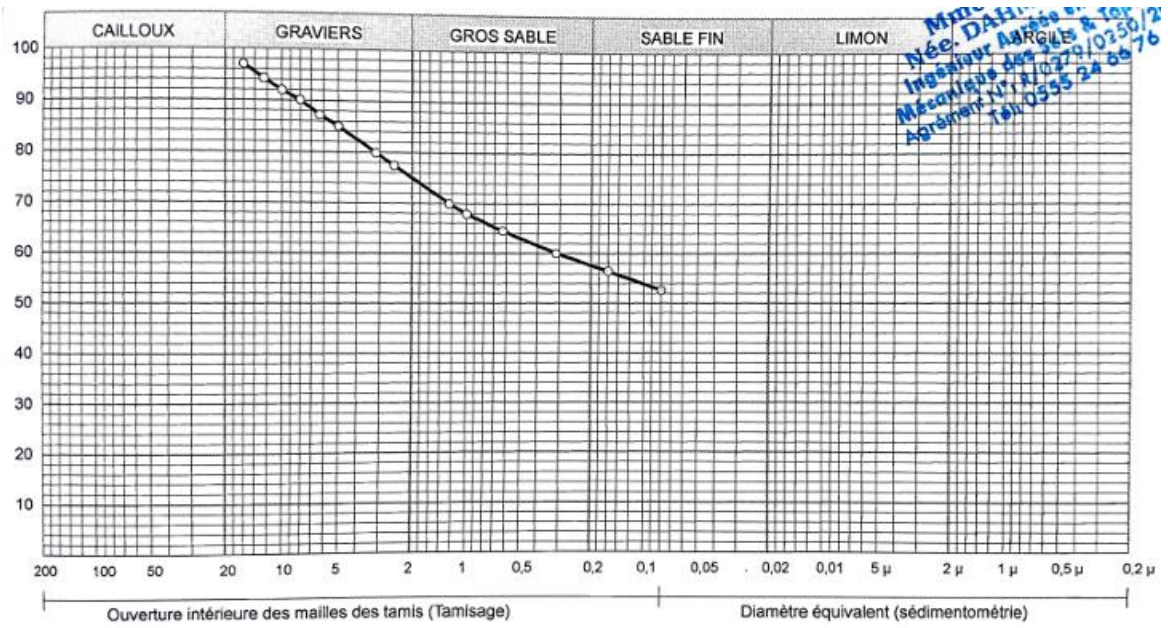


Annexe B.2 Courbe pénétromètre dynamique 03

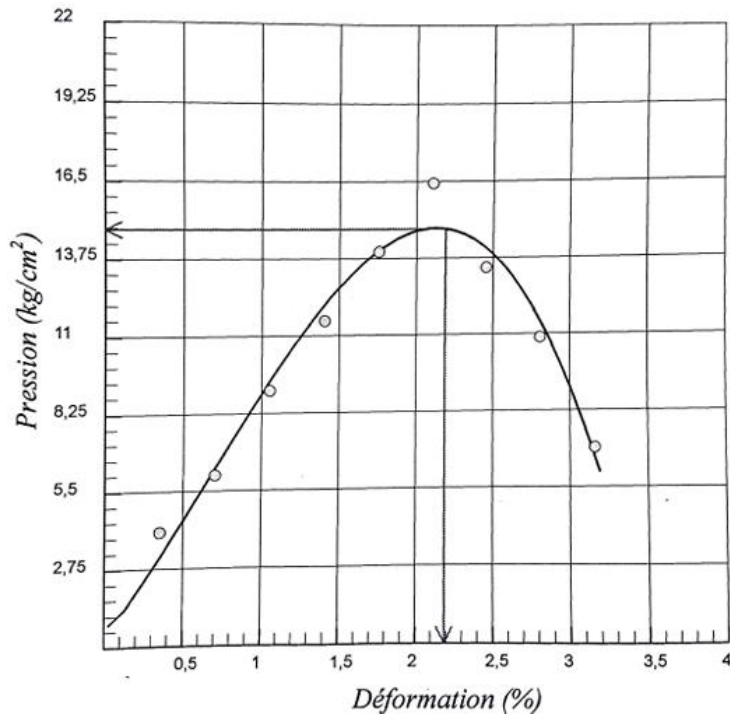
Annexe B.3 Courbe pénétromètre dynamique 04



Annexe B.4 Courbe de pénétromètre dynamique 05.

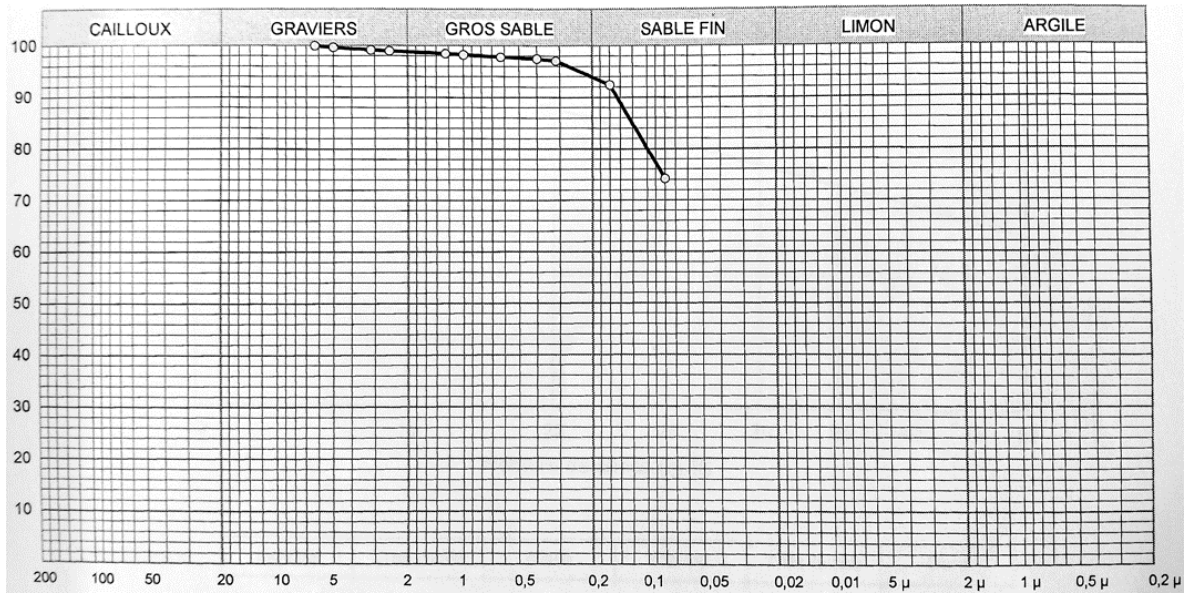


Annexe B.5 Analyse granulométrie 02.

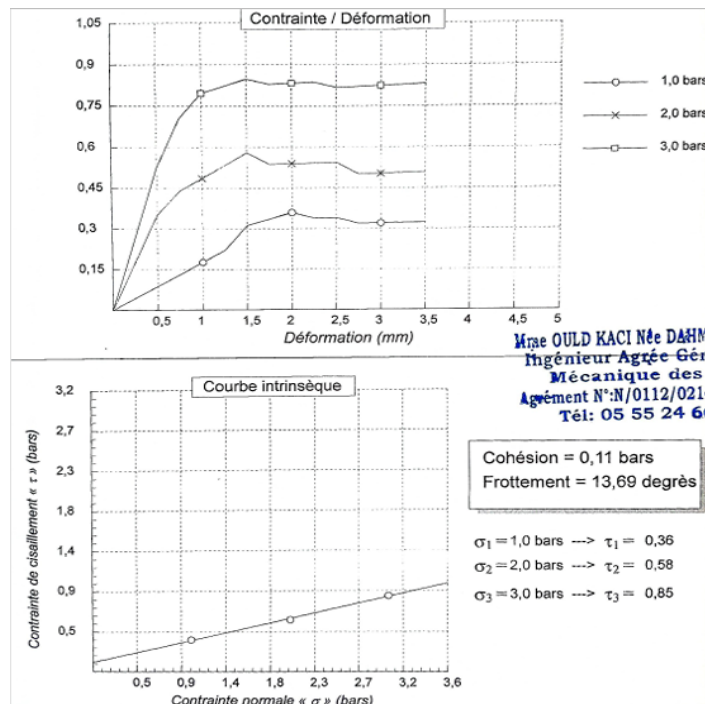


Annexe B.6 Essai de compression (N°3).

Annexe C : Figures issues du troisième cas.



Annexe C.1 Analyse granulométrique (SC02).



Annexe C.2 Courbes de résistance au cisaillement (SC 02).

