



Comportement hydromécanique des matériaux granulaires compactés non saturés

Xuan Nam Ho

► To cite this version:

Xuan Nam Ho. Comportement hydromécanique des matériaux granulaires compactés non saturés. Génie civil. Université de Strasbourg, 2013. Français. NNT : 2013STRAD032 . tel-01124173

HAL Id: tel-01124173

<https://theses.hal.science/tel-01124173>

Submitted on 6 Mar 2015

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

ÉCOLE DOCTORALE MSII (ED n°269)

INSA de Strasbourg

THÈSE présentée par :

Xuan Nam HO

soutenue le : **05 novembre 2013**

pour obtenir le grade de : **Docteur de l'université de Strasbourg**

Discipline/ Spécialité : **mécanique, génie civil**

COMPORTEMENT HYDROMECHANIQUE DES MATERIAUX GRANULAIRES COMPACTES NON SATURES
--

THÈSE dirigée par :

M. CHAZALLON Cyrille

M. MIGAULT Bernard

Professeur, INSA de Strasbourg

Maître de conférences (HDR), INSA de Strasbourg

RAPPORTEURS :

Mme. MASROURI Farimah

M. HORNYCH Pierre

Professeur, ENSG Nancy

Chargé de recherches (HDR), IFSTTAR

AUTRES MEMBRES DU JURY :

M. NOWAMOOZ Hossein

Mme. HATTAB Mahdia

Maître de conférences, INSA de Strasbourg

Professeur, Université de Metz

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE.....	1
CHAPITRE I. ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE.....	5
I.1. Introduction.....	5
I.2. Couches granulaires non liées de chaussées souples.....	6
I.2.1. Description des chaussées souples.....	6
I.2.2. Principe de dimensionnement structures des chaussées routières souples.....	8
I.3. Sols non saturés.....	11
I.3.1. Succion dans les sols.....	11
I.3.2. Courbe de rétention.....	13
I.3.3. Contrainte effective pour les sols non saturés.....	17
I.4. Sols granulaires.....	22
I.4.1. Propriétés des matériaux granulaires.....	22
I.4.2. Etats contraintes dans les matériaux granulaires des chaussées.....	24
I.4.3. Essais triaxial à chargements répétés (TCR).....	25
I.5. Evolution des déformations réversibles.....	27
I.5.1. Influence du niveau de contrainte.....	27
I.5.2. Influence de la teneur en eau.....	28
I.5.3. Influence de la teneur en fines.....	30
I.5.4. Influence de la taille et du type des granulats.....	31
I.5.5. Influence de la densité.....	33
I.6. Modélisation du comportement résilient.....	33
I.6.1. Loi de comportement en élasticité linéaire.....	34
I.6.2. Modèles basés sur le module résilient et le coefficient de poisson.....	35
I.6.3. Modèles basés sur le module de compressibilité et de cisaillement.....	37
I.7. Evolution des déformations irréversibles.....	39
I.8. Conclusion.....	43

CHAPITRE II. ESSAIS EN LABORATOIRE.....	45
II.1. Introduction.....	45
II.2. Préparation des échantillons.....	46
II.3. Caractéristique de l'appareil.....	48
II.4. Procédure d'essais.....	52
II.4.1. Conditionnement.....	53
II.4.2. Comportement résilient.....	55
II.5. Conclusion.....	59
 CHAPITRE III. INFLUENCE DE LA TENEUR EN FINES SUR LE COMPOTEMENT RESILIENT.....	 61
III.1. Introduction.....	61
III.2. Matériaux étudiés.....	62
III.3. Résultats des essais TCR.....	64
III.3.1. Essais TCR pour le sable M1/M2.....	64
III.3.2. Comparaison du conditionnement.....	65
III.3.3. Comparaison du comportement résilient.....	67
III.4. Prédiction du comportement résilient en contrainte totale.....	69
III.4.1. Modèle de Boyce.....	69
III.4.2. Modèle d'Uzan.....	77
III.5. Modélisation numérique.....	82
III.5.1. Description du CAST3M.....	82
III.5.2. Description de la structure de chaussée étudiée.....	83
III.5.2.1. Matériaux utilisés.....	83
III.5.2.2. Chargements appliqués.....	86
III.5.3. Hypothèses de modélisation par éléments finis.....	86
III.5.3.1. Géométrie de la structure.....	86
III.5.3.2. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	87
III.5.3.3. Modélisation du chargement.....	89
III.5.4. Résultats du calcul de l'influence de la teneur en fines sur la déflexion.....	90
III.6. Interprétation des simulations.....	93

III.7. Conclusion.....	94
CHAPITRE IV. INFLUENCE DE L'HYSTERESIS HYDRIQUE SUR LE COMPOTEMENT RESILIENT.....	97
IV.1. Introduction.....	97
IV.2. Courbes de rétention.....	98
IV.2.1. Sable de Missillac.....	98
IV.2.2. GNT de Maraichères.....	102
IV.3. Essais à la boîte de cisaillement.....	104
IV.3.1. Procédure d'essais.....	104
IV.3.2. Résultats obtenues.....	105
IV.4. Paramètre de contraintes effectives.....	109
IV.5. Résultats des essais TCR.....	112
IV.5.1. Préparation de l'échantillon pour le chemin d'humidification.....	112
IV.5.2. Préparation de l'échantillon pour le chemin de séchage.....	112
IV.5.3. Comparaison du conditionnement.....	113
IV.5.4. Comparaison du comportement résilient.....	114
IV.6. Prédiction du comportement résilient en contraintes effectives.....	120
IV.7. Résultats du calcul de l'influence de l'hystérésis hydrique sur la déflexion.....	132
IV.8. Interprétation des simulations.....	137
IV.9. Conclusion.....	138
CONCLUSION GENERALE.....	141
REFERENCES.....	145
ANNEXES.....	163

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1. Classes de trafic (SETRA-LCPC, 1994).....	7
Tableau I.2. Règles pour le choix des modules d'élasticité des GNT (SETRA-LCPC, 1994).....	9
Tableau I.3. Classes de la plate-forme support (SETRA-LCPC, 1994).....	10
Tableau I.4. Valeur du coefficient d'agressivité moyen du poids lourd (SETRA, 1994).....	11
Tableau I.5. Modèles de la courbe de rétention d'eau.....	17
Tableau II.1. Chemins de chargement appliqués pour l'étude du comportement réversible....	55
Tableau III.1. Caractéristiques des échantillons.....	64
Tableau III.2. Chemins de chargement appliqués pour l'étude du comportement résilient....	65
Tableau III.3. Paramètres du modèle de Boyce pour le sable M1.....	70
Tableau III.4. Paramètres du modèle de Boyce pour le sable M2.....	70
Tableau III.5. Paramètres du modèle d'Uzan pour le sable M1.....	78
Tableau III.6. Paramètres du modèle d'Uzan pour le sable M2.....	78
Tableau III.7. Structures de chaussées étudiées (Hornych, 2005).....	83
Tableau III.8. Caractéristiques des matériaux bitumineux (Hornych, 2005).....	84
Tableau III.9. Paramètres du modèle de Boyce pour GNT de Maraîchères (Allou, 2006).....	88
Tableau III.10. Paramètres du modèle de Boyce pour le sable de Missillac (état saturé).....	89

Tableau III.11. Paramètres du modèle de Boyce pour le sable de Missillac (état intermédiaire).....	89
Tableau III.12. Paramètres du modèle de Boyce pour le sable de Missillac (état sec).....	89
Tableau III.13. Déflexion verticale deux structures de chaussée (sable M1).....	93
Tableau III.14. Déflexion verticale deux structures de chaussée (sable M2).....	93
Tableau III.15. Taux de diminution de la déflexion verticale en passage du sable M1 au sable M2.....	93
Tableau III.16. Comparaison les simulations et les mesures expérimentales.....	94
Tableau IV.1. Paramètres de la fonction de Brooks-Corey pour le sable de Missillac.....	100
Tableau IV.2. Paramètres de la fonction de van Genuchten pour le sable de Missillac.....	101
Tableau IV.3. Paramètres de la fonction de Brooks-Corey pour la GNT de Maraîchères....	103
Tableau IV.4. Paramètres de la fonction de van Genuchten pour la GNT de Maraîchères...	103
Tableau IV.5. Résultats expérimentaux des essais de cisaillement.....	108
Tableau IV.6. Variation de paramètre χ avec le degré de saturation.....	110
Tableau IV.7. Optimisation des paramètres du modèle Boyce basé sur le concept de la contrainte totale pour teneur en eau de 11%.....	121
Tableau IV.8. Optimisation des paramètres du modèle Boyce basé sur le concept de la contrainte totale (Chemin d'humidification).....	122
Tableau IV.9. Optimisation des paramètres du modèle Boyce basé sur le concept de la contrainte totale (Chemin de séchage).....	123

Tableau IV.10. Optimisation des paramètres du modèle Boyce basé sur le concept de la contrainte effective de Bishop ($\chi=S_r$, chemin d'humidification).....	123
Tableau IV.11. Optimisation des paramètres du modèle Boyce basé sur le concept de la contrainte effective de Bishop ($\chi=S_r$, chemin de séchage).....	123
Tableau IV.12. Optimisation des paramètres du modèle Boyce basé sur le concept de la contrainte effective de cisaillement direct ($\chi=S_r^{1,96}$, chemin d'humidification).....	124
Tableau IV.13. Optimisation des paramètres du modèle Boyce basé sur le concept de la contrainte effective de cisaillement direct ($\chi=S_r^{1,96}$, chemin de séchage).....	124
Tableau IV.14. Paramètres du modèle de Boyce pour la GNT de Maraînières (en contrainte effective) (Allou, 2006)	133
Tableau IV.15. Paramètres du modèle de Boyce pour le sable de Missillac (en contrainte effective).....	133
Tableau IV.16. Déflexion verticale deux structures de chaussée (Chemin d'humidification).....	136
Tableau IV.17. Déflexion verticale deux structures de chaussée (Chemin de séchage).....	136
Tableau IV.18. Taux de diminution de la déflexion verticale en passage du chemin d'humidification au chemin de séchage pour le sable M2.....	136
Tableau IV.19. Taux de diminution de la déflexion verticale en passage l'état sauré à l'état sec pour le sable M2.....	137
Tableau IV.20. Comparaison les simulations et les mesures expérimentales.....	138

LISTE DES FIGURES

Figure I.1. Schématise une coupe de chaussée souple	6
Figure I.2. Déformations critiques considérées dans les chaussées souples.....	7
Figure I.3. Orniérage de la chaussée.....	7
Figure I.4. Fissuration de la chaussée.....	7
Figure I.5. Remontée capillaire dans un tube	12
Figure I.6. Pressions et tension de surface agissant sur la pellicule en deux dimensions (Fredlund et Rahardjo, 1993).....	12
Figure I.7. Courbe de rétention (Côté, 1997).....	14
Figure I.8. Courbe de rétention d'eau d'un sable argileux (Croney, 1952).....	15
Figure I.9. Mécanismes invoqués pour l'hystérésis des courbes de rétention.....	16
Figure I.10. Principe de contrainte effective en sol saturé.....	18
Figure I.11. Variation du χ en fonction du degré de saturation (Jennings et Burland, 1962)...	20
Figure I.12. Relation entre χ et le rapport de succion (Khalili et Khabbaz, 1998).....	22
Figure I.13. Microstructure des sols granulaires (Davallo, 1991).....	23
Figure I.14. Matériaux granulaires (IFSTTAR - Nantes, 2008).....	24
Figure I.15. Mise en évidence de la rotation des contraintes principales lors du passage d'une charge (Shaw, 1980).....	25
Figure I.16. Type de sollicitations reproduites lors d'un essai triaxial.....	26

Figure I.17. Définition du module résilient.....	28
Figure I.18. Influence de la teneur en eau sur le M_R (Tian et al., 1998).....	29
Figure I.19. Module résilient pour le gneiss granitique partiellement concassé (Bilodeau et Doré, 2012).....	30
Figure I.20. Influence de la teneur en fines sur le M_R (Uthus et al., 2005).....	31
Figure I.21. Influence de la granulométrie sur le M_R (Tian et al., 1998).....	32
Figure I.22. Effet du type de granulat sur la valeur du M_R (Zaman et al., 1994).....	32
Figure I.23. Influence de la densité sèche sur le module résilient (Seed et al., 1962).....	33
Figure I.24. Exemple d'ajustement du modèle de Boyce sur un essai triaxial sur une GNT (Hornych et al., 1998).....	38
Figure I.25. Evolution des déformations permanentes axiales à 20.000 cycles en fonction des contraintes (Gidel et al., 2001).....	40
Figure I.26. Influence de la teneur en eau sur les déformations permanentes (Hornych et al., 1993).....	41
Figure I.27. Déformations axiales permanentes en fonction du nombre de cycles, et de la teneur en eau pour différents teneurs en fines (Coronado, 2005).....	42
Figure I.28. Influence du nombre de cycles sur les déformations permanentes (Barksdale, 1972).....	42
Figure II.1. Malaxeur.....	46
Figure II.2. Marteau vibrant.....	47
Figure II.3. Apparence finale d'échantillon.....	48

Figure II.4. Dispositif général d'essai.....	50
Figure II.5. Echantillon pour essai triaxial à chargements répétés avec les capteurs de déformations axiales et déformation radiale.....	51
Figure II.6. Logiciel spécifique implanté sur un ordinateur.....	52
Figure II.7. Influence de la fréquence et le chemin de contrainte sur l'appareil triaxial.....	53
Figure II.8. Evolution des déformations axiales permanentes au cours du conditionnement...	54
Figure II.9. Chemins de contraintes.....	56
Figure II.10. a.) Répétabilité des déformations volumiques b.) Répétabilité des déformations déviatoriques sur un cycle complet.....	57
Figure II.11. a.) Evolution des déformations volumiques b.) Evolution des déformations déviatoriques sur un cycle complet.....	58
Figure III.1. Sable de Missillac.....	62
Figure III.2. Courbes granulométriques des sables de Missillac.....	63
Figure III.3. Courbes Proctor Modifié des sables de Missillac.....	63
Figure III.4. Evolution des déformations axiales permanentes au cours du conditionnement pour le sable M1.....	66
Figure III.5. Evolution des déformations axiales permanentes au cours du conditionnement pour le sable M2.....	67
Figure III.6. a). Variation des déformations volumiques b). Variation des déformations déviatoriques.....	68
Figure III.7. Evolution des paramètres : a). K_a b). G_a c). n d). γ	71, 72

Figures III.8. Réponse du modèle et des résultats d'essai (Sable M1; $w = 11\%$) : a). Déformations volumiques b). Déformations déviatoriques.....	73
Figures III.9. Réponse du modèle et des résultats d'essai (Sable M2; $w = 11\%$) : a). Déformations volumiques b). Déformations déviatoriques.....	74
Figures III.10. Réponse du modèle et des résultats d'essai (Sable M1; $w = 7\%$) : a). Déformations volumiques b). Déformations déviatoriques.....	75
Figures III.11. Réponse du modèle et des résultats d'essai (Sable M2; $w = 7\%$) : a). Déformations volumiques b). Déformations déviatoriques.....	76
Figure III.12. Evolution de paramètre : a). k_1 b). k_2 c). k_3	79
Figures III.13. Comparaisons les modules résilients entre la réponse du modèle et des résultats d'essai ($w = 11\%$) : a). Sable M1 b). Sable M2.....	80
Figures III.14. Comparaisons les modules résilients entre la réponse du modèle et des résultats d'essai ($w = 7\%$) : a). Sable M1 b). Sable M2.....	81
Figure III.15. Description de la chaussée souple étudiée.....	83
Figure III.16. GNT de Maraîchères.....	84
Figure III.17. Courbe granulométrique de la GNT de Maraîchères.....	85
Figure III.18. Courbe Proctor Modifié de la GNT de Maraîchères.....	85
Figure III.19. Géométrie de la charge appliquée (Chazallon et al., 2009-a, b).....	86
Figure III.20. Géométrie de la structure.....	86
Figure III.21. Schématisation du maillage éléments finis de la structure (Chazallon et al., 2009-a, b).....	87

Figures III.22. Réponse du modèle et des résultats d'essai pour GNT de Maraîchères $w = 4\%$:	
a). Déformations volumiques b). Déformations déviatoriques (Allou, 2006).....	88
Figure III.23. Schématisation du chargement, maillage vue en coupe (Chazallon et al., 2009-a,	
b).....	90
Figure III.24. Déflexion verticale de la structure de chaussée 1 : a). Etat saturé b). Etat	
intermédiaire c). Etat sec.....	90
Figure III.25. Déflexion verticale de la structure de chaussée 2 : a). Etat saturé b). Etat	
intermédiaire c). Etat sec.....	92
Figure IV.1. Courbe de rétention expérimentale du sable de Missillac (Ben Mahmoud,	
2010).....	99
Figure IV.2. Courbe de rétention calée par le modèle de Brooks-Corey pour le sable de	
Missillac.....	100
Figure IV.3. Courbe de rétention calée par le modèle de van Genuchten pour le sable de	
Missillac.....	101
Figure IV.4. Courbe de rétention expérimentale de la GNT de Maraîchères (Ben Mahmoud,	
2010).....	102
Figure IV.5. Courbe de rétention calée par les modèles de Brooks-Corey et van Genuchten	
pour la GNT de Maraîchères (Ben Mahmoud, 2010)	103
Figure IV.6. Fabriquer l'échantillon du sable de Missillac.....	104
Figure IV.7. Dispositif général d'essai à la boîte de Casagrande.....	105
Figure IV.8. Courbe de contrainte de cisaillement en fonction du déplacement ($w=12\%$)...	105

Figure IV.9. Courbe de contrainte de cisaillement en fonction du déplacement ($w=6\%$).....	106
Figure IV.10. Droites de rupture du sable de Missillac.....	106
Figure IV.11. Mesurer la teneur en eau finale.....	107
Figure IV.12. Droite de rupture en contrainte effective pour le sable de Missillac.....	110
Figure IV.13. Variation du paramètre χ en fonction du degré de saturation.....	111
Figure IV.14. Séchage de l'échantillon.....	112
Figure IV.15. Evolution des déformations axiales permanentes au cours du conditionnement (chemin d'humidification).....	113
Figure IV.16. Evolution des déformations axiales permanentes au cours du conditionnement (chemin de séchage).....	113
Figure IV.17. Variation des déformations volumiques: a). Chemin d'humidification b). Chemin de séchage.....	115
Figure IV.18. Variation des déformations déviatoriques: a). Chemin d'humidification b). Chemin de séchage.....	116
Figure IV.19. a). Evolution des déformations volumiques b). Evolution des déformations déviatoriques sur un cycle complet (chemin d'humidification; $w = 9\%$).....	118
Figure IV.20. a). Evolution des déformations volumiques b). Evolution des déformations déviatoriques sur un cycle complet (chemin de séchage; $w = 9\%$).....	119
Figure IV.21. Réponse du modèle et des résultats d'essai des déformations volumiques ($w =$ 7% , $\chi = S_r^{1,96}$) : a). Chemin d'humidification b). Chemin de séchage.....	126

Figure IV.22. Réponse du modèle et des résultats d'essai des déformations déviatoriques ($w = 7\%$, $\chi = S_r^{1,96}$) : a). Chemin d'humidification b). Chemin de séchage.....	127
Figure IV.23. Réponse du modèle et des résultats d'essai des déformations volumiques ($w = 9\%$, $\chi = S_r^{1,96}$) : a). Chemin d'humidification b). Chemin de séchage.....	128
Figure IV.24. Réponse du modèle et des résultats d'essai des déformations déviatoriques ($w = 9\%$, $\chi = S_r^{1,96}$) : a). Chemin d'humidification b). Chemin de séchage.....	129
Figure IV.25. Réponse du modèle et des résultats d'essai des déformations volumiques ($w = 11\%$, $\chi = S_r^{1,96}$) : a). Chemin d'humidification b). Chemin de séchage.....	130
Figure IV.26. Réponse du modèle et des résultats d'essai des déformations déviatoriques ($w = 11\%$, $\chi = S_r^{1,96}$) : a). Chemin d'humidification b). Chemin de séchage.....	131
Figure IV.27. Déflexion verticale de la structure de chaussée 1 : a). Etat saturé b). Etat intermédiaire c). Etat sec.....	133
Figure IV.28. Déflexion verticale de la structure de chaussée 2 : a). Etat saturé b). Etat intermédiaire c). Etat sec.....	135

INTRODUCTION GENERALE

Les matériaux granulaires sont souvent utilisés dans les chaussées à faible et moyen trafic, pour la réalisation des couches d'assise, des couches de forme et de la couche de sol support. Les sollicitations dues au trafic sont les principales causes d'endommagement de ces chaussées et conduisent à deux modes de dégradation: l'orniérage à grand rayon et la fissuration par fatigue de la couverture bitumineuse.

La teneur en fines des matériaux granulaires joue un rôle très important sur la rigidité mécanique et la résistance à l'endommagement des structures de chaussées soumises aux chargements répétés du trafic.

L'état non saturé pour les sols, globalement défini par la pression interstitielle négative ou la succion, a une influence majeure sur les modes de dégradation des chaussées. A l'équilibre, à une succion donnée, la teneur en eau d'un sol est plus grande en séchage qu'en humidification. La différence entre la courbe de séchage et celle d'humidification est engendrée par le phénomène d'hystérésis hydrique. Ce phénomène d'hystérésis produit par les conditions d'environnement, notamment les conditions hydriques a également une influence très importante sur la rigidité de ces matériaux non liés.

Objectifs de la thèse

La méthode de dimensionnement des chaussées neuves en France ne permet pas de prendre en compte correctement l'effet de teneur en fines ou l'effet de la teneur en eau.

Dans ce contexte, nous nous sommes premièrement intéressés à l'effet de la teneur en fines sur le comportement mécanique des matériaux granulaires de chaussées soumis à des chargements triaxiaux répétés, au moyen d'essais de caractérisation du comportement hydrique et du comportement mécanique.

Dans un deuxième temps, nous allons étudier l'effet de l'hystérésis hydrique sur le comportement mécanique des matériaux granulaires de chaussées. Pour cela, nous avons réalisé une campagne d'essais à différentes teneurs en eau sur deux chemins d'humidification et de séchage avec mesure de succion, et étudié la résistance au cisaillement et le comportement résilient cycliques.

Finalement, à l'aide de résultats expérimentaux, nous avons déterminé les paramètres des modèles classiques d'élasticité non linéaire. Ces modèles sont implantés dans le code de calcul par éléments finis CAST3M pour déterminer la déflexion des chaussées lorsqu'elles sont soumises à des sollicitations mécaniques de trafic et des sollicitations hydriques environnementales. Ces déflexions ont été également comparées avec les résultats expérimentaux d'une chaussée réelle obtenus à partir des essais de chargement routier sur le manège de fatigue à l'IFSTTAR à Nantes.

Organisation du mémoire

Ce mémoire a été organisé en quatre chapitres:

Le premier chapitre est essentiellement consacré à l'étude bibliographique des propriétés et du comportement hydromécanique des matériaux granulaires compactés non saturés sous l'effet des chargements répétés: le principe de la méthode française de dimensionnement des chaussées souples, le mécanisme de non saturation et le comportement cyclique des sols granulaires, les facteurs influençant le comportement résilient, les modèles classiques du comportement résilient des matériaux granulaires et les facteurs influençant les déformations permanentes.

Le deuxième chapitre porte sur le comportement cyclique des matériaux granulaires: la préparation de l'échantillon, la description de l'appareil triaxial et le mode opératoire des essais triaxiaux à chargements répétés (TCR).

Le troisième chapitre présente les résultats d'essais TCR réalisés sur le sable de Missillac avec deux pourcentages de fines différents. Ces essais permettent de mettre en évidence l'évolution des déformations permanentes pendant la phase de conditionnement des échantillons, et la variation de la déformation réversible sur les différents chemins de chargement pour les deux matériaux étudiés. Afin de prendre en compte l'effet du pourcentage de fines, deux modèles élastiques non linéaires classiques sont utilisés pour prédire le comportement résilient des matériaux granulaires. Finalement, ces résultats sont utilisés dans le code de calcul CAST3M pour déterminer la déflexion de deux structures de chaussée construites avec ces deux matériaux granulaires.

Le dernier chapitre présente l'effet de l'hysteresis hydrique lors d'un chemin d'humidification, puis de séchage sur le comportement résilient mécanique du sable de Missillac. Nous avons réalisé trois séries d'essais: la première porte sur la courbe de rétention, la deuxième et la troisième portent sur l'essai de cisaillement direct et les essais TCR (triaxiaux à chargements répétés). Une formulation en contraintes effectives reposant sur le coefficient de Bishop χ estimé par la courbe de rétention et les essais à la boîte de cisaillement direct a été proposée. Le concept de contraintes effectives a été utilisé dans la formulation du modèle d'élasticité non linéaire de Boyce pour caractériser le comportement résilient des essais TCR. Finalement, ces résultats sont utilisés dans le code de calcul CAST3M pour déterminer la déflexion de deux structures de chaussée dans trois conditions hydriques différentes: l'état saturé, l'état intermédiaire et l'état sec sur les deux chemins d'humidification et de séchage.

Une discussion est menée dans la conclusion générale sur le comportement hydromécanique des matériaux granulaires compactés non saturés. Des perspectives à ce travail y sont également présentées.

CHAPITRE I. ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

I.1. Introduction

L'objectif principal de ce chapitre est d'élaborer une synthèse bibliographique des propriétés et du comportement hydromécanique des matériaux granulaires compactés non saturés sous l'effet des chargements répétés. Après avoir exposé le principe de la méthode française de dimensionnement des chaussées souples, le mécanisme de non saturation et le comportement cyclique des sols granulaires seront définis. Ensuite, seront présentés les facteurs influençant le comportement résilient ainsi que les modèles classiques du comportement résilient des matériaux granulaires. Pour terminer ce chapitre, nous allons présenter les facteurs influençant les déformations permanentes.

I.2. Couches granulaires non liées de chaussées souples

I.2.1. Description des chaussées souples

Les chaussées souples ou à faibles trafics sont constituées d'un revêtement hydrocarboné. Une structure souple, principalement utilisée pour la réalisation des routes secondaires peu empruntées par les poids lourds (ce qui représente environ 60% du réseau routier français), est constituée d'une couche bitumineuse relativement mince (inférieure à 15 cm) reposant sur une ou plusieurs couches de graves non traitées (GNT) (entre 20 et 60 cm), l'ensemble reposant sur un sol support. Les matériaux granulaires sont utilisés pour la fabrication de chaussées assurant un trafic routier faible (*Figure I.1*).

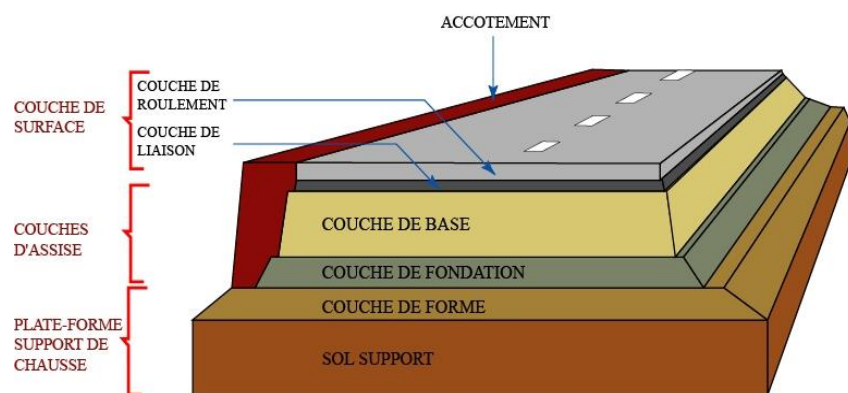


Figure I.1. Schéma d'une coupe de chaussée souple

Les couches jouent un rôle important au niveau de la résistance mécanique de la chaussée vis-à-vis des charges verticales induites par le trafic, elles contribuent au drainage et repartissent les pressions sur la plate-forme support afin de maintenir les déformations à un niveau admissible. Les sollicitations dues au trafic et aux conditions climatiques, particulièrement les conditions hydriques, représentent les causes d'endommagement de ce type de chaussée. La faible rigidité de ces structures les rend sensibles aux variations d'état hydrique des sols supports. Dans le cas où la résistance mécanique n'est pas assurée par cette couche d'assise, la chaussée va se dégrader très vite et verra apparaître un phénomène d'orniérage de la chaussée et de fissuration de la couche de surface (*Figure I.2*). Les principaux modes de dégradation sont l'orniérage à grand rayon et la fissuration par fatigue de la couverture bitumineuse (*Figure I.3*, *Figure I.4*). Les deux phénomènes facilitent l'infiltration de l'eau dans la structure de la chaussée provoquant l'accélération de la dégradation, remarquée sous forme d'épaufrures aux lèvres des fissures avec départ de matériaux et formation de nids de poule.

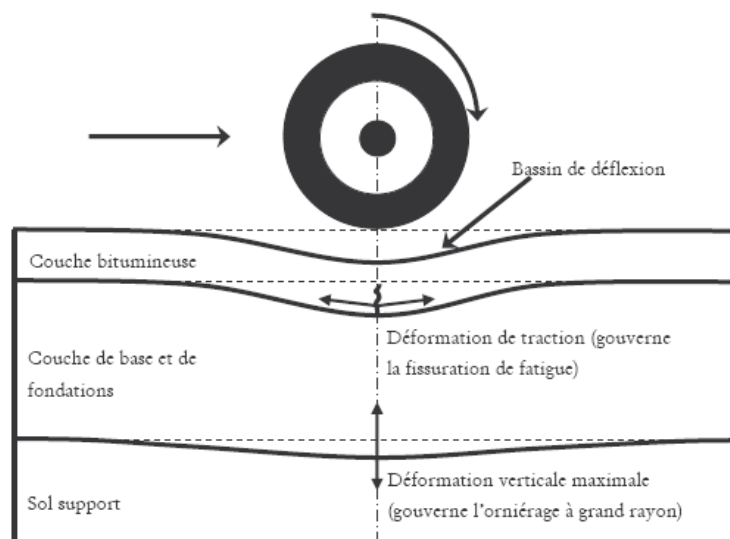


Figure I.2. Déformations critiques considérées dans les chaussées souples



Figure I.3. Orniérage de la chaussée



Figure I.4. Fissuration de la chaussée

Par ailleurs, les chaussées routières sont classées par rapport au trafic qu'elles sont amenées à supporter durant leur vie de service. Les valeurs T_i sont définies en classes de trafic par le nombre de poids lourds journalier moyen (MJA) (à charge utile > 5 tonnes) qui circulera sur la chaussée pendant la durée de service de l'ouvrage. Le *Tableau I.1* résume les différentes classes de trafic selon le guide technique de conception et de dimensionnement des structures de chaussée (Guide technique SETRA-LCPC, 1994).

Classes	T5	T4	T3	T2	T1	T0	TS	TEX
Centres(MJA)			85	200	500	1 200	3 000	
Limites (MJA)		25	50	150	300	750	2 000	5 000

Tableau I.1. Classes de trafic (SETRA-LCPC, 1994)

Les chaussées souples sont définies pour un trafic T_i inférieur ou égal à T_2 . En effet, leur faible rigidité structurelle ne leur permet de résister qu'aux faibles trafics. A titre indicatif, pour un trafic $T_2 = 200 \text{ PL/J}$, la chaussée est appelée à supporter de l'ordre de 10^6 poids lourds sur une durée de vie de 20 ans.

En France, la profondeur d'orniérage maximale tolérée sur le réseau national est de 15 mm. Un "bon dimensionnement" doit assurer que cette valeur ne sera pas atteinte durant la vie de l'ouvrage.

I.2.2. Principe de dimensionnement des structures des chaussées routières souples

Le dimensionnement d'une chaussée consiste à déterminer la nature ainsi que les épaisseurs des différentes couches. Durant leur vie de service, les chaussées sont soumises à des sollicitations mécaniques, hydriques, thermiques et chimiques. Devant la complexité des problèmes observés, les méthodes de dimensionnement développées sont basées sur des règles empiriques tirées de l'observation du comportement en service des structures de chaussée ou de sections expérimentales. Ces méthodes présentent des limites qui sont d'autant plus visibles que de nouveaux types de structures et des matériaux plus performants se développent et que le trafic est en constante augmentation. Un développement de méthodes de dimensionnement plus rationnelles apparaît donc nécessaire. Cette nécessité a conduit au développement et à l'application dès les années 1970 de la méthode rationnelle française (SETRA-LCPC, 1994) et, plus récemment, le développement, aux Etats-Unis dans le cadre du programme SHRP (Strategic Highway Research Program 1988-1993, poursuivi après 1996), de la méthode "Super pave" et la mise en place du guide de dimensionnement AASHTO, (2002).

On présente ci-après la méthode de dimensionnement des structures de chaussées adoptées en France. Le dimensionnement des chaussées neuves en France se fait selon la guide technique SETRA-LCPC, (1994). Cette méthode est basée sur :

- des calculs de structures de chaussées, permettant de déterminer les sollicitations produites par les chargements routiers,
- l'utilisation de critères de dimensionnement qui définissent les sollicitations maximales admissibles par les matériaux (pour un trafic donné).

Dans cette méthode, les calculs de structures de chaussées sont réalisés en élasticité linéaire. On établit un pré-dimensionnement de la chaussée pour la durée de vie choisie, on définit le type et l'épaisseur des différentes couches de la chaussée en fonction du trafic prévu et des performances mécaniques des matériaux choisis. Les contraintes et les déformations induites au niveau de chaque couche du corps de chaussée et au niveau du sol sont ensuite calculées avec le logiciel ALIZÉ/LCPC, développé par l'IFSTTAR (Institut Français des Sciences et Technologies des Transports, de l'Aménagement et des Réseaux).

La grave non traitée est classée en trois catégories en fonction de la classe de trafic, de la propreté des granulats, de leur dureté, de leur indice de concassage et de leur teneur en fines. A chaque catégorie est attribué un module de Young variant entre 200 et 600 MPa. Le coefficient de Poisson est pris égal à 0,35. Afin de prendre en compte la non linéarité du comportement des matériaux non liés, l'assise de la chaussée est compactée en sous-couches ayant des modules de Young décroissants du haut vers le bas avec un rapport constant variant entre 2 et 3 selon la catégorie de grave (*Tableau I.2*).

Chaussées à faible trafic (T≤T3)				
Couche de base	Catégorie GNT ⁽¹⁾	1	2	3
	E _{GNT} (MPa)	600	400	200
Couche de fondation: découpage de la GNT en sous-couches de 25 cm d'épaisseur	E _{GNT} (couche 1) = k.E _{sol} E _{GNT} (couche i) = k.E _{GNT} (couche i-1) E _{GNT} ≤ E _{couche de base} k = 3 , 2.5 ou 2 suivant catégorie de GNT			
Chaussées à moyen trafic (T2, T1)				
Couche de fondation: découpage de la GNT en sous-couches de 25 cm d'épaisseur	E _{GNT} (couche 1) = 3.E _{sol} E _{GNT} (couche i) = 3.E _{GNT} (couche i-1) E _{GNT} ≤ 360 MPa			
Chaussées à structure inverse		E _{GNT} = 480 MPa		

Tableau I.2. Règles pour le choix des modules d'élasticité des GNT (SETRA-LCPC, 1994)

Pour les sols, on définit des classes de plate-forme support de chaussée en fonction de la résistance mécanique de celle-ci (PF1 pour la moins performante à PF4 pour la meilleure). Le

module d'élasticité du sol, déterminé soit d'après la classification des matériaux ou par des essais in situ, sert de critère de classement (*Tableau I.3*).

Classes de plate-forme	PF1	PF2	PF3	PF4
Module (MPa)	20	50	120	200

Tableau I.3. Classes de la plate-forme support (SETRA-LCPC, 1994)

Les critères de dimensionnement sont la contrainte de traction maximale à la base du béton bitumineux et la contrainte verticale maximale à la surface des couches de graves non traitées et du sol. Le dimensionnement consiste donc à trouver les épaisseurs des matériaux suffisantes pour avoir des contraintes et des déformations inférieures aux valeurs admissibles. Bien que l'orniérage soit par définition un cumul de déformations plastiques, la méthode de dimensionnement pour la vérification de l'orniérage prévoit une comparaison entre une déformation élastique et une valeur admissible fonction du trafic. Le critère d'orniérage s'écrit sous la forme :

$$\varepsilon_z \leq A(NE)^{-0,222} \quad (I.1)$$

où :

A est un paramètre pris égal à 0,016 pour les faibles trafics ($T < T_3$) et à 0,012 dans le cas contraire;

ε_z est la déformation élastique verticale maximale à la surface de la GNT ou du sol support;

NE est le nombre d'essieux légaux équivalents. C'est le produit entre le nombre cumulé de poids lourds MJA pour C années de services et le coefficient d'agressivité moyen du poids lourd par rapport à l'essieu de référence CAM :

$$NE = 365.MJA.C.CAM \quad (I.2)$$

Les valeurs du coefficient CAM en fonction de la classe du trafic sont présentées ci-après (*Tableau I.4*).

Classes	T5	T4	T3-	T3+	$\geq T2$
CAM	0,4	0,5	0,7	0,8	1

Tableau I.4. Valeur du coefficient d'agressivité moyen du poids lourd (SETRA, 1994)

Cette présentation montre les insuffisances de la démarche actuelle :

- les caractéristiques des matériaux granulaires sont déterminées à partir de critères empiriques,
- les couches de la chaussée sont considérées isotropes alors que les couches de l'assise et le sol support montrent une combinaison d'anisotropies induites par le compactage et le trafic,
- la méthode ne permet pas non plus de prendre en compte correctement les effets hydriques ainsi que ceux de la teneur en fines qui ont une influence très importante sur la rigidité de ces matériaux non liés,
- le comportement de tous les matériaux constituant la chaussée est considéré élastique linéaire isotrope, alors que les matériaux granulaires présentent un comportement de type élastoplastique, caractérisé en particulier par une accumulation de déformations permanentes conduisant à des phénomènes d'orniérage,
- la méthode de vérification vis à vis de l'orniérage, qui repose sur un critère unique, est particulièrement insuffisante.

I.3. Sols non saturés

I.3.1. Succion dans les sols

Un sol non saturé se trouve dans un état tri-phasique: la phase solide, la phase liquide et la phase gazeuse, contrairement aux sols saturés où le sol est un matériau bi-phasiques: eau-solide. Dans un sol non saturé, la pression d'eau est toujours inférieure à la pression d'air. Cette différence de pression entre le gaz et l'eau est appelée la "succion". Pour des raisons pratiques, on considère deux contributions: la succion matricielle et la succion osmotique. La somme des deux est appelée la succion totale. La succion matricielle exprime la capacité de rétention d'eau des composants du sol. Elle est la somme d'une composante capillaire et d'une

composante associée aux forces d'adsorption développées par les particules de sol. La succion osmotique du sol est liée aux sels présents dans le sol.

Lorsque l'eau est mise en contact avec l'air et un solide, une tension superficielle (T_s) se produit le long de la surface de contact avec le solide à cause de la différence entre les pressions de l'eau (u_w) et de l'air (u_a) agissant sur l'interface. Physiquement, cette tension superficielle se traduit par le phénomène de capillarité (Figure I.5, Figure I.6).

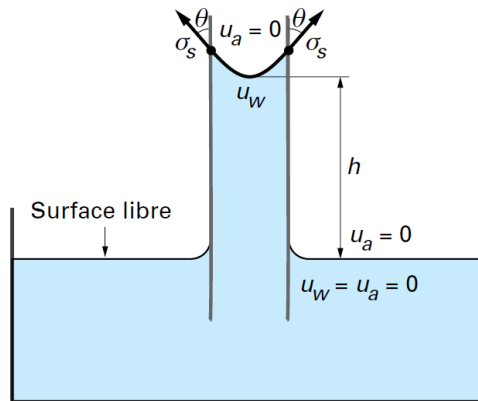


Figure I.5. Remontée capillaire dans un tube

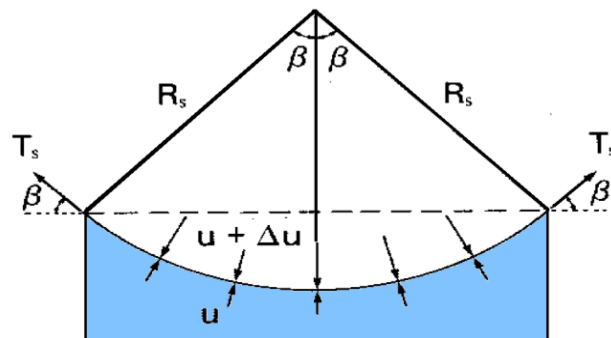


Figure I.6. Pressions et tension de surface agissant sur la pellicule en deux dimensions (Fredlund et Rahardjo, 1993)

La relation entre le rayon de courbure du ménisque sphérique eau-air dans le tube et la différence de pression entre l'air et l'eau est donnée par la loi de Laplace et montre qu'il existe une différence de pression de part et d'autre de l'interface :

$$P_c = 2.T_s \frac{\cos \theta}{r} \text{ ou } P_c = s = u_a - u_w = T_s \left(\frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2} \right) \quad (\text{I.3})$$

où :

P_c est la pression capillaire ou s est la succion matricielle [kPa];

T_s est la tension superficielle de l'eau [Nm^{-1}];

θ est l'angle de raccordement du ménisque [$^\circ$];

r est le rayon du tube capillaire équivalent [m];

u_a est la pression de l'air au-dessus de l'interface [kPa];

u_w est la pression de l'eau en dessous de l'interface [kPa];

R_1, R_2 sont les rayons principaux de courbure [m].

Plus la succion matricielle du sol augmente, plus le rayon de courbure diminue. La pellicule contractile courbée est aussi appelée ménisque. Lorsque la différence de pressions tend vers zéro, le rayon de courbure tend vers l'infini: ainsi, une interface air-eau plate existe même pour une succion proche de zéro (Fredlund et Rahardjo, 1993).

La loi de Kelvin permet d'exprimer quantitativement la succion totale, reliée à l'humidité relative ($\frac{p}{p_0}$) :

$$s_T = \left(\frac{RT}{V_w} \right) \ln \left(\frac{p}{p_0} \right) \quad (\text{I.4})$$

où :

s_T est la succion totale [kPa];

R est la constante de gaz parfait ($=8,3143 \text{ J.mol}^{-1}.\text{K}^{-1}$);

T est la température absolue [K];

V_w est le volume d'une mole d'eau ($=1,8.10^{-5} \text{ m}^3.\text{mol}^{-1}$);

p est la pression partielle de la vapeur d'eau [kPa];

p_0 est la pression de la vapeur d'eau saturante sur une surface plane d'eau pure [kPa].

I.3.2. Courbe de rétention

La capacité des sols non saturés à attirer et retenir l'eau est quantifiée par la détermination des courbes de rétention d'eau, qui en constituent une caractéristique essentielle. La courbe de rétention d'eau varie selon les types de sols. Les courbes de rétention d'eau sont obtenues en reportant les valeurs de teneur en eau dans un diagramme "logarithme de la succion/teneur en

eau''. On peut également les représenter en reportant le degré de saturation en abscisse, ce qui permet d'observer une valeur de saturation résiduelle pour des suctions très élevées.

La *Figure I.7* montre qu'il existe un point indiquant une valeur de succion critique. Si l'on impose une succion inférieure à celle-ci, on observe que le sol reste saturé. Dès que la succion dépasse cette valeur critique, le degré de saturation diminue. Cette valeur critique est en fait une mesure de la taille maximale des pores d'un sol, car ce sont les plus grands pores qui se drainent d'abord. Cette valeur critique de la succion est communément appelée la pression d'entrée d'air. On observe également qu'une certaine quantité d'eau peut rester dans le sol même si la succion est très grande. On l'appelle teneur en eau résiduelle et le degré de saturation correspondant s'appelle degré de saturation résiduel.

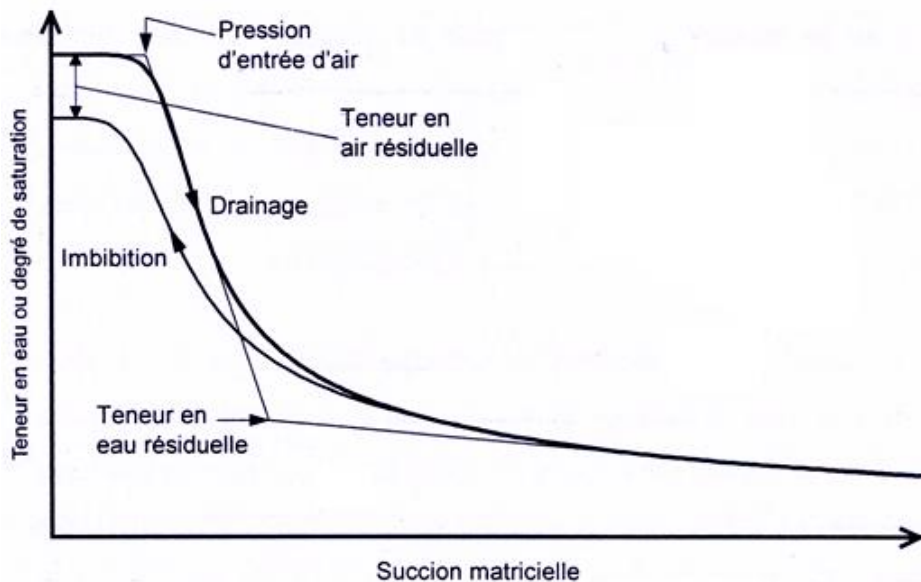


Figure I.7. Courbe de rétention (Côté, 1997)

A l'équilibre à une succion donnée, la teneur en eau d'un sol est plus grande en séchage qu'en humidification (*Figure I.8*). La différence entre la courbe de séchage et celle d'humidification est engendrée par le phénomène d'hystérésis. Dans le premier cas, des accroissements de succion sont appliqués à l'échantillon initialement saturé afin de sécher graduellement le sol. Des mesures successives de la teneur en eau en fonction de la succion sont faites. Dans le deuxième cas, la succion est réduite graduellement en partant d'un échantillon de sol sec.

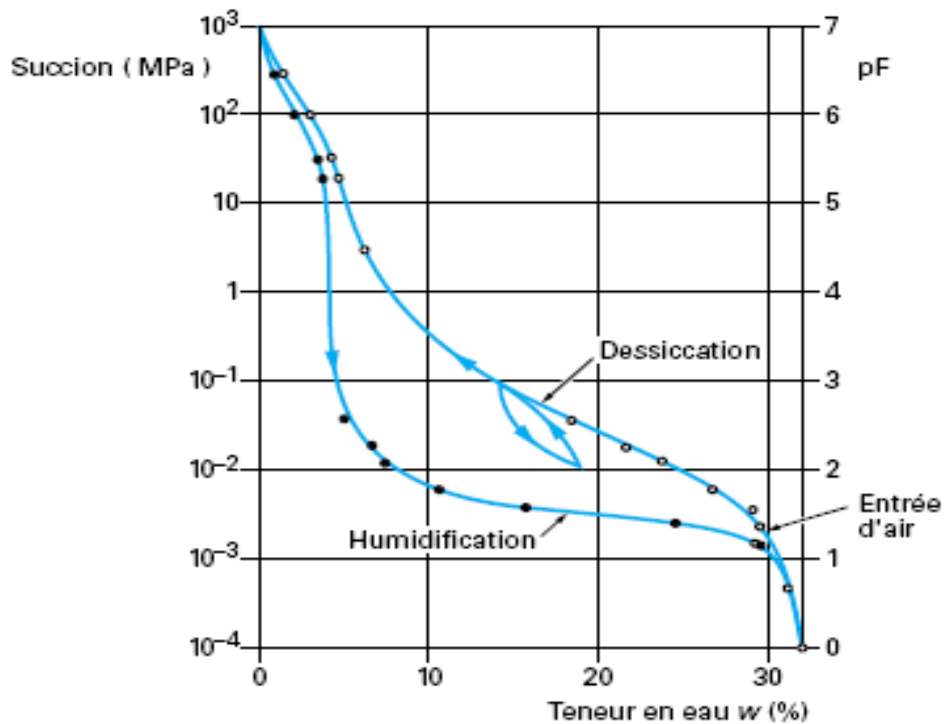


Figure I.8. Courbe de rétention d'eau d'un sable argileux (Croney, 1952)

L'hystérésis est généralement attribué à plusieurs facteurs comme: l'angle de contact, la présence d'air piégé qui tend à réduire la teneur en eau du sol en chemin d'humidification, le gonflement et le retrait qui provoquent des variations différentielles de la structure du sol et aussi la non uniformité géométrique des pores individuels. Cet hystérésis est typique des milieux poreux constitués de pores de tailles variables interconnectés en parallèle ou en série, comme le montrent les schémas de la Figure I.9 :

- *Figure I.9.a* : lors d'un séchage, lorsque la succion correspond à la vidange du plus gros tube, le petit tube connecté en parallèle ne se vide pas, ce qui conduit à une teneur en eau plus forte. Lors d'un remouillage, la teneur en eau à la même succion est plus faible du fait que le petit tube soit vide;
- *Figure I.9.b* : dans une connexion en série de pores de tailles différentes, l'effet de goulot conduit également, pour une même teneur en eau, à une succion plus forte lors du séchage (Hiller, 1980);
- *Figure I.9.c* : l'angle de contact au remouillage et lors d'un drainage est différent, comme l'illustre l'effet de goutte évoqué par Bear, (1969). L'angle de contact (θ_2) qui correspond à

un mouvement relatif provoqué par l'air qui pousse l'eau est inférieure à l'angle (θ_1) qui correspond au mouvement relatif provoqué par l'eau qui pousse l'air.

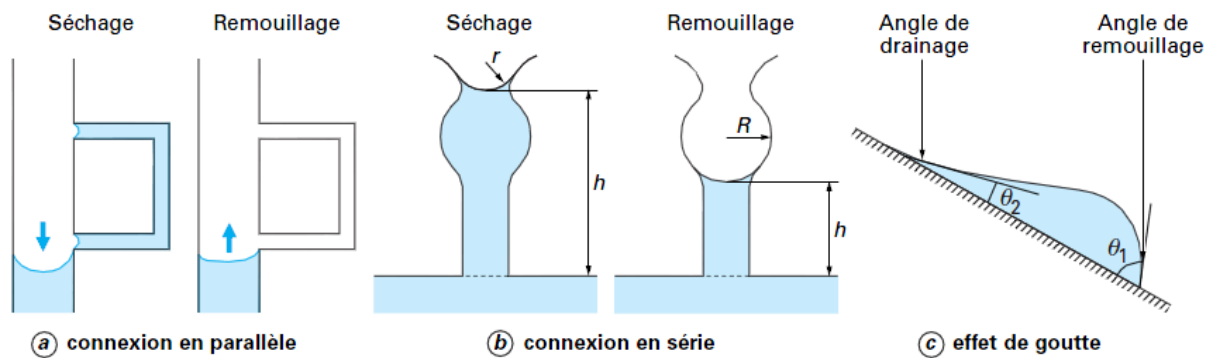


Figure I.9. Mécanismes invoqués pour l'hystérésis des courbes de rétention

Dans la mesure où la succion a une influence sur le comportement mécanique, ce phénomène d'hystérésis doit être envisagé lorsque le sol est soumis à des conditions cycliques. Dans les études précédentes, l'étude de l'effet de l'hystérésis hydrique sur le comportement mécanique des matériaux est restée à un stade relativement descriptif. Récemment, Ng et al., (2009); Khoury et al., (2011) ont confirmé l'influence de l'hystérésis hydrique sur le module résilient. Dans cette étude, nous présenterons dans les chapitres suivants l'hystérésis hydrique obtenue lors d'un chemin de séchage puis d'humidification sur le comportement résilient mécanique d'un matériau granulaire non lié de chaussées.

Il existe de nombreux modèles pour la courbe de rétention d'eau des sols non saturés comme Gardner, (1958); Brooks et Corey, (1964); Van Genuchten, (1980); Williams et al., (1983); McKee et Bumb, (1984, 1987); Fredlund et Xing, (1994); Pereira et Fredlund (2000); récapitulés dans le *Tableau I.5*.

Equations	Auteurs	Paramètres
$w = w_r + \frac{w_s - w_r}{1 + as^b}$	Gardner (1958)	a, b, w_r
$\begin{cases} \frac{w - w_r}{w_s - w_r} = \left(\frac{s_b}{s}\right)^{-\lambda} & s \geq s_b \\ w = w_s & s \leq s_b \end{cases}$	Brooks et Corey (1964)	λ, s_b, w_r
$w = w_r + \frac{(w_s - w_r)}{[1 + (\alpha s)^n]^m}$	van Genuchten (1980)	m, n, α, w_r
$\ln s = a + b \ln w$	Williams et al., (1983)	a, b
$w = w_r + (w_s - w_r) \exp\left(\frac{a-s}{b}\right)$	McKee et Bumb, (1984)	a, b, w_r
$w = w_r + \frac{(w_s - w_r)}{1 + \exp\left(\frac{s-a}{b}\right)}$	McKee et Bumb, (1987)	a, b, w_r
$w = w_r + \frac{(w_s - w_r)}{[\ln(e + (s/a)^b)]^c}$	Fredlund et Xing (1994)	a, b, c, w_r
$w = w_r + \frac{(w_s - w_r)}{\left[1 + \left(\frac{s}{c}\right)^b\right]^a}$	Pereira et Fredlund (2000)	a, b, c, w_r

Tableau I.5. Modèles de la courbe de rétention d'eau

Où : s est la succion; w_s est la teneur en eau saturée; w_r est la teneur en eau résiduelle; s_b est la pression d'entrée d'air.

I.3.3. Contrainte effective pour les sols non saturés

Dans le cas des sols saturés, l'expression bien connue de la contrainte effective est interprétée classiquement par la *Figure I.10*, où l'on représente une facette du milieu biphasique caractéristique d'un sol granulaire. Dans ce cas, la grandeur physique u est la contrainte neutre, qui agit dans l'eau et le solide avec la même intensité, dans toutes les directions. Le concept de contrainte effective a pour objectif de séparer la modélisation des phénomènes mécaniques (déformation et/ou écoulement) apparaissant dans les différentes phases. La *Figure I.10* illustre l'additivité de la contrainte intergranulaire et de la pression interstitielle.

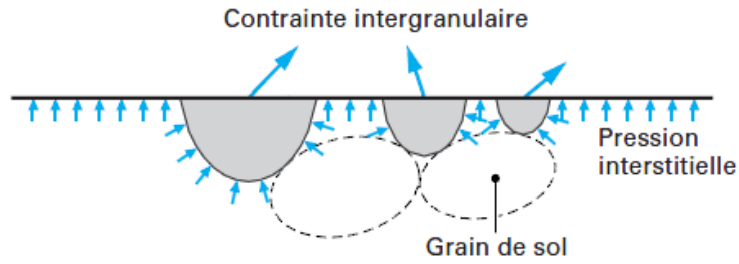


Figure I.10. Principe de contrainte effective en sol saturé

Les premières approches de la mécanique des sols non saturés ont visé à étendre l'utilisation d'une contrainte unique, fonction de la contrainte totale et de la succion, qui permet l'extension de l'approche en contrainte effective aux sols non saturés. Le phénomène d'effondrement des sols non saturés lors d'un remouillage sous charge ne peut pas être décrit à l'aide d'une contrainte effective unique.

Diverses tentatives d'élargissement de la notion de contrainte effective aux sols non saturés ont été effectuées, les recherches ont été initialement dirigées vers l'application de ce concept, en introduisant la succion dans l'expression de la contrainte effective. Plusieurs propositions ont été faites dans ce sens (Bishop, 1959; Donald, 1961; Aitchison, 1961; Jennings et Burland, 1962; Blight, 1963).

Donald, (1961) et Aitchison, (1961) ont proposé :

$$\chi = S_r + \frac{1}{s} \int_0^s 0,3s\Delta S_r \quad (I.5)$$

où :

S_r est le degré de saturation;

s est la succion matricielle;

χ est le coefficient de contrainte effective.

Selon Blight, (1963), le coefficient χ est donné par la relation suivante :

$$\chi = \frac{\left(\frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \right)_{sat} - \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - u_a \right)}{\left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - u_w \right) - \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - u_a \right)} = \frac{p'_{sat} - (p - u_a)}{(p - u_w) - (p - u_a)} \quad (I.6)$$

Dans le cas où les valeurs de u_a sont négligeables, cette relation peut s'écrire :

$$\chi = \frac{(\sigma'_1 + \sigma'_3)_{sat} - (\sigma_1 + \sigma_3)}{2(u_w - u_a)} = \frac{p'_{sat} - p}{u_w - u_a} \quad (I.7)$$

où :

u_w est la pression de l'eau dans les pores du sol;

u_a est la pression de l'air dans les pores du sol;

$(u_w - u_a)$ est directement mesuré par le psychromètre.

Pour faciliter l'interprétation des résultats, Bishop et d'autres proposent à la même époque d'étendre le concept de contrainte effective aux sols partiellement saturés.

Bishop et Blight, (1963) reprennent la définition de Terzaghi en exprimant que la contrainte effective est une fonction de la contrainte totale et de la pression interstitielle de l'eau, qui contrôle les effets mécaniques dus à une modification de l'état de contrainte auquel est soumis un élément de sol :

$$\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} - u_a \delta_{ij} + \chi(u_a - u_w) \delta_{ij} \quad (I.8)$$

où :

σ'_{ij} est le tenseur de contrainte effective;

σ_{ij} est le tenseur de contrainte totale;

u_w est la pression de l'eau dans les pores du sol;

u_a est la pression de l'air dans les pores du sol;

$(u_a - u_w)$ est la succion matricielle;

χ est le coefficient de contrainte effective (= 1 pour les sols saturés et = 0 pour les sols secs);

δ_{ij} est le tenseur de Kronecker.

Les valeurs intermédiaires du paramètre de Bishop dépendent principalement du degré de saturation S_r . Cependant, elles peuvent être aussi influencées par des facteurs comme la structure du sol et les cycles de séchage et d'humidification où les contraintes modifiant la valeur du degré de saturation. Dans la *Figure I.11*, les différentes variations du paramètre χ avec le degré de saturation sont présentées.

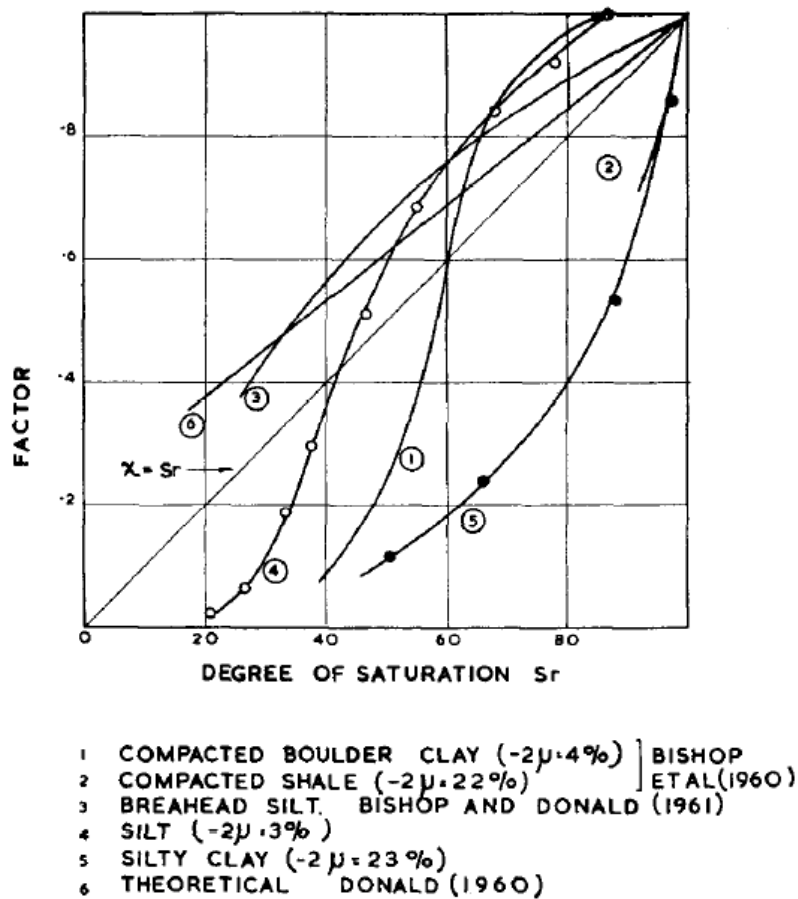


Figure I.11. Variation du χ en fonction du degré de saturation (Jennings et Burland, 1962)

Les différentes expressions du coefficient de la contrainte effective ont été également proposées par Lee, (1968); Seker, (1983); Verbrugge et Leclercq, (1985); Fredlund et Rahardjo, (1993); Khalili et Khabbaz, (1998).

Lee, (1968) a proposé l'expression suivante :

$$\chi = 0,22 + 0,78S_r \quad (I.9)$$

Cette expression donne de bons résultats pour les limons et les sables mais pas pour les argiles. Il faut remarquer aussi qu'elle ne peut pas être égale à zéro quelle que soit la valeur de S_r .

Le paramètre χ peut être estimé à partir de la perméabilité relative à l'eau (Seker, 1983) :

$$\chi = \frac{k_{rw}}{\left(\frac{S_r - S_{rmin}}{1 - S_{rmin}} \right)^2} = k_{rw} \left(\frac{1 - S_{rmin}}{S_r - S_{rmin}} \right)^2 = \left(\frac{S_r - S_{rmin}}{1 - S_{rmin}} \right)^{\chi_2} \quad (I.10)$$

où :

k_{rw} est la perméabilité relative à l'eau;

S_{min} est le degré de saturation minimum ou résiduel;

χ_2 est une constante du sol.

Verbrugge et Leclercq, (1985) ont proposé pour le limon de Sterrebeek l'expression suivante:

$$\chi = 2,33 - 0,473 pF \quad (I.11)$$

où :

pF est le logarithme décimal de la valeur absolue de la succion, exprimée en cm d'eau.

Il varie entre 2,8 et 4,8.

Cette expression est limitée à une certaine gamme de succion entre 0,5 kPa et 65 kPa.

Ensuite, Khalili et Khabbaz, (1998) ont effectué une analyse sur plusieurs sols non saturés dans le but d'établir une relation unique entre χ et la succion (*Figure I.12*). Ils ont montré que la relation la plus convenable est à la forme suivante :

$$\chi = \left[\frac{(u_a - u_w)}{(u_a - u_w)_b} \right]^{-0,55} \quad (I.12)$$

où :

$(u_a - u_w)_b$ est la valeur d'entrée d'air.

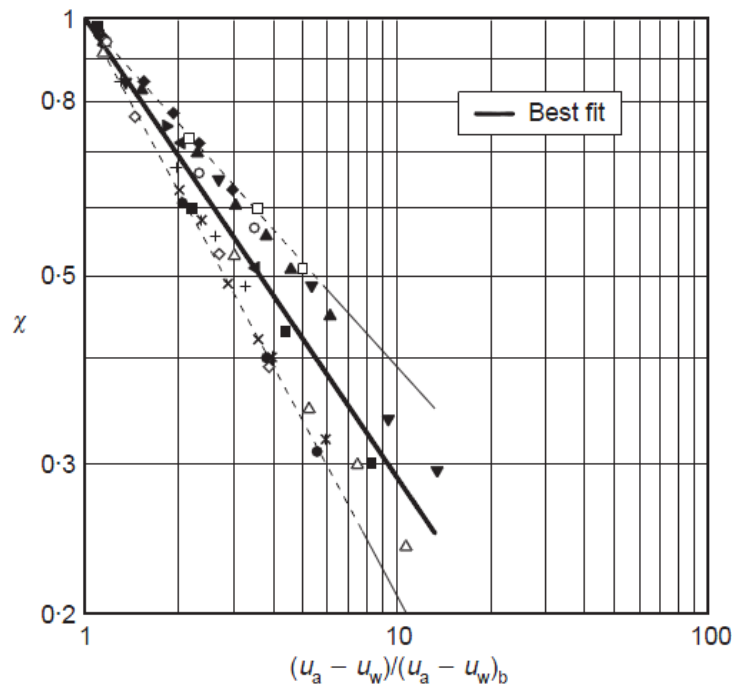


Figure I.12. Relation entre χ et le rapport de succion (Khalili et Khabbaz, 1998)

Récemment, Alonso et al., (2010) ont proposé l'équation suivante pour un limon argileux compacté :

$$\chi = (S_r)^\alpha \quad (\text{I.13})$$

où :

α est le coefficient lié à la porosité de macropores par rapport à la porosité totale:

Pour $\alpha = 0$, nous obtenons la contrainte effective de Terzaghi;

Pour $\alpha = 1$, nous obtenons la contrainte effective de Bishop;

Pour $\alpha = \infty$, nous obtenons la contrainte totale.

I.4. Sols granulaires

I.4.1. Propriétés des matériaux granulaires

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

liaisons entre les grains. Les interactions entre grains sont principalement dues aux forces de contact. En conséquence, les frottements sont souvent grands dans des sols granulaires. Les grains composant la structure sont imbriqués les uns dans les autres et de multiples possibilités d'arrangement existent. Quelques structures représentatives des sols granulaires sont schématisées à la *Figure I.13* par Davalle, (1991).

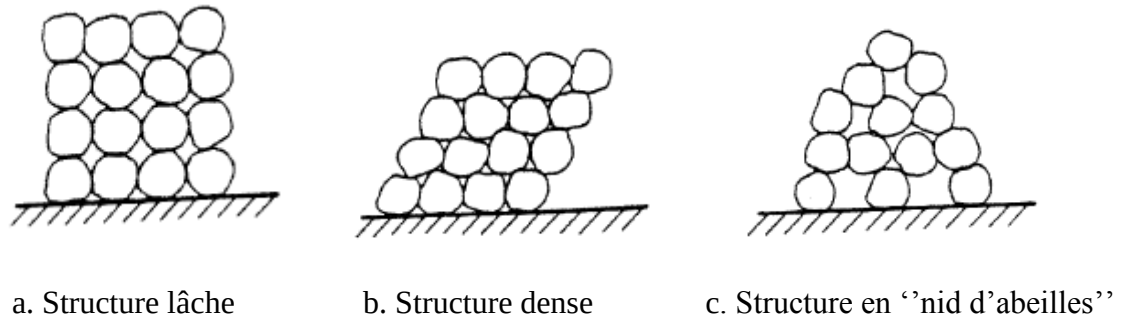


Figure I.13. Microstructure des sols granulaires (Davallo, 1991)

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

- compressibilité et réarrangement des grains,
- glissement et rotation des grains,
- rupture et écrasement des grains.

Ainsi, toute variation volumique d'un échantillon de sable s'explique par le déplacement relatif des grains: le désenchevêtrement des grains provoque la dilatation et l'enchevêtrement entraîne la compaction. Les résistances de sols ayant une structure lâche ou dense diffèrent fortement. Le comportement hydraulique est également influencé par la structure: la perméabilité d'un sable lâche est plus grande que celle d'un sable dense. Outre la structure, le comportement hydromécanique des sols granulaires est influencé par le degré de saturation en eau, puisqu'il conditionne directement le niveau de succion. La succion augmente les efforts de contact et, par conséquent, le frottement. Sous l'effet de la succion, les grains se rapprochent les uns des autres, le sol devient en quelque sorte plus serré.

Les propriétés mécaniques des sols granulaires sont directement liées aux caractéristiques suivantes :

- la granularité (taille maximale des grains comprise 31,5 mm),

- la propreté (quantité et nature des fines (particules inférieures à 80 μm)),
- l'angularité (frottements internes),
- la forme des granulats,
- la dureté des granulats,
- la gélivité de la roche (sensibilité du grave au gel),
- la teneur en eau et la densité en place.



Figure I.14. Matériaux granulaires (IFSTTAR - Nantes, 2008)

I.4.2. Etats de contraintes dans les matériaux granulaires de chaussées

Les sollicitations dues au trafic routier se résument en un chargement répété à la surface de la chaussée: vertical et horizontal. La charge des véhicules n'est pas constante et les véhicules ne circulent pas toujours au même endroit. La *Figure I.15* montre les contraintes produites en un point de l'assise en grave non traitée de la chaussée, sous le passage d'une charge roulante. Les contraintes verticales et horizontales sont positives dans la couche granulaire. Les contraintes de cisaillements s'inversent au passage de la charge produisant une rotation des directions des contraintes principales.

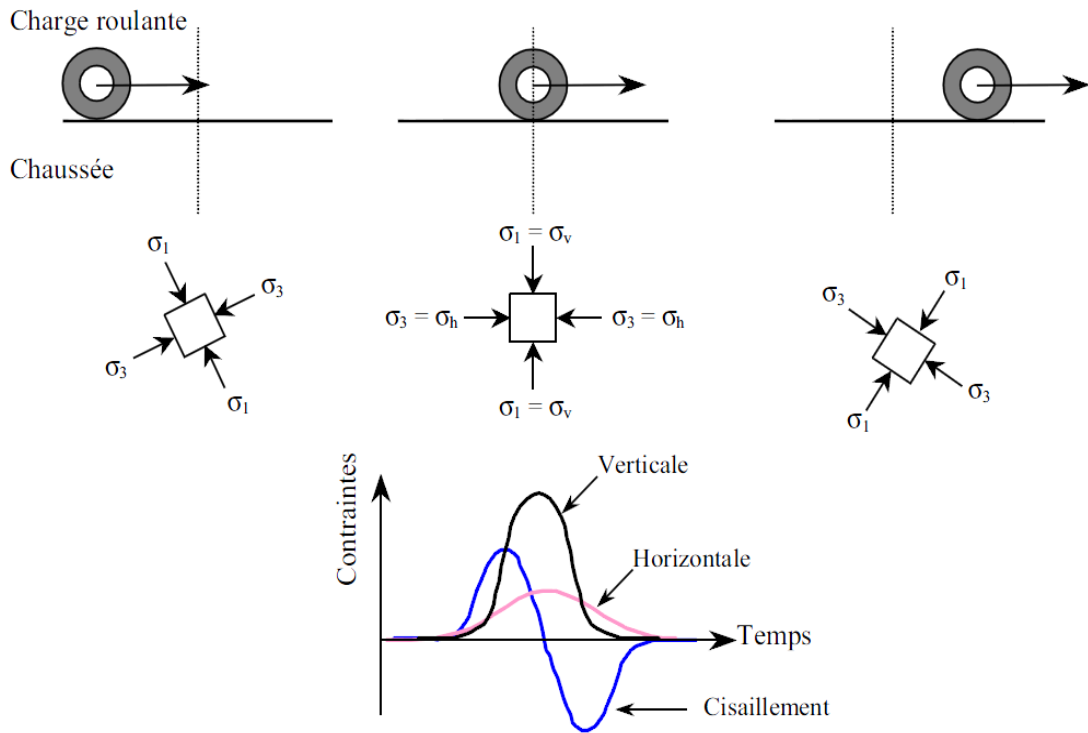


Figure I.15. Mise en évidence de la rotation des contraintes principales lors du passage d'une charge (Shaw, 1980)

En laboratoire, les états de contraintes représentés sur la figure ci-dessus sont relativement difficiles à reproduire. Plusieurs types d'essais ont été développés pour étudier le comportement des matériaux granulaires (Thom, 1988; Chan, 1990; Hornych et al., 1993; Paute et al., 1994; Dawson et al., 1996; Lekarp et al., 2000; Gidel et al., 2001). Ces essais sous chargement cyclique effectués en laboratoire ne sont qu'une représentation simplifiée du chargement subi par les couches non liées lors du trafic routier, ou les charges appliquées sont mobiles. Le déplacement de ces dernières entraîne une rotation des directions principales des contraintes or l'essai triaxial à chargements répétés ne prend pas en compte cette rotation des contraintes. Mais, ces essais permettent de simuler avec une certaine approximation les conditions de chargements existant dans les chaussées.

I.4.3. Essai triaxial à chargements répétés (TCR)

L'essai triaxial à chargements répétés est largement utilisé pour l'étude du comportement mécanique des matériaux granulaires. L'appareil triaxial à chargements répétés est largement utilisé dans les départements chaussés des laboratoires nationaux et internationaux pour l'étude du comportement mécanique des matériaux granulaires non liés de chaussées souples

[IFSTTAR (France), BRRC (Belgique), VTT (Finlande), NRA (Irlande), TRL (Angleterre), IST (Portugal), PRA (Islande)].

Avec le TCR, il est possible d'étudier le comportement résilient, le comportement à la rupture des matériaux granulaires ainsi que leur comportement irréversible. L'essai consiste à placer un échantillon cylindrique du matériau fabriqué par le marteau vibrant (NF EN 13286-4, 2003) ou la vibrocompression (NF P 98-230-1, 1992), puis à l'étudier dans une cellule triaxiale puis en lui appliquant un grand nombre de cycles de chargements qui sont la résultante d'une pression isotrope variable et d'un effort de compression axial variable. Des capteurs de déplacements mesurent les déformations de l'échantillon suivant l'axe vertical et dans le plan diamétral moyen, ce qui permet de déterminer les relations entre le module d'élasticité et les contraintes appliquées ainsi que l'évolution des déformations permanentes en fonction de ces mêmes contraintes et du nombre de cycles (*Figure I.16*).

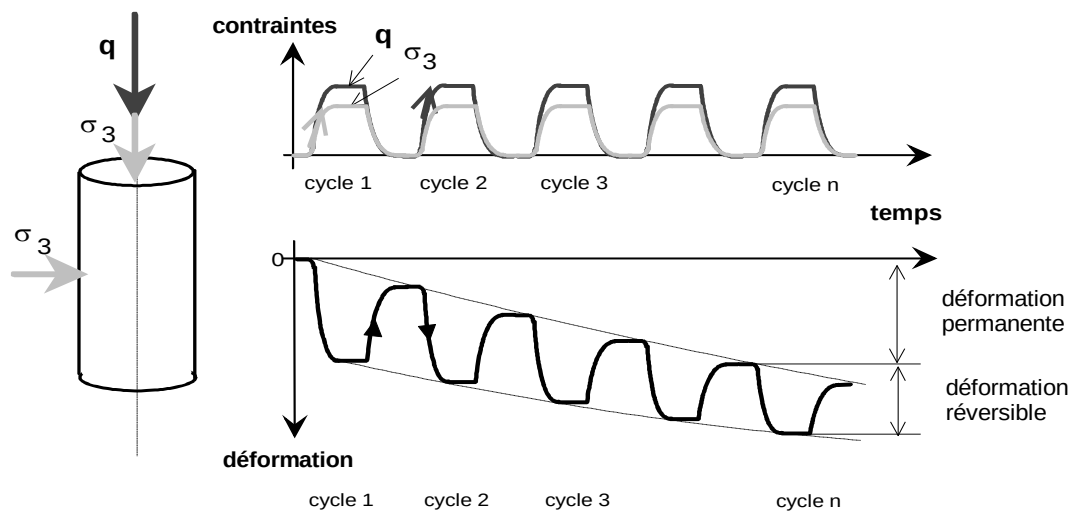


Figure I.16. Type de sollicitations reproduites lors d'un essai triaxial

Le système de chargement utilisé est entièrement pneumatique. Il permet de réaliser des essais à pression de confinement variable (où la force axiale et la pression varient de façon cyclique, en phase) ou des essais à pression de confinement constante. La pression de confinement et la force axiale sont générées par de l'air comprimé. La force axiale est transmise à l'échantillon par un vérin pneumatique. Un logiciel spécifique implanté sur un micro-ordinateur associé à un module électronique assure le pilotage de l'essai, l'acquisition de données et la gestion de l'ensemble des résultats des mesures.

Le comportement résilient représente le comportement au cours d'un cycle de chargement/déchargement. La procédure de ce type d'essai est définie dans la norme NF EN 13286-7. Selon cette procédure, un conditionnement cyclique, avec une contrainte déviatorique dépendant du domaine de contraintes auquel le matériau sera soumis en place, est d'abord appliqué à l'échantillon pendant 10000 à 20000 cycles pour stabiliser les déformations permanentes du matériau et pour obtenir un comportement résilient. Ensuite, pour chaque essai, une série de chargements suivant différents chemins de contrainte (rapports $\Delta q/\Delta p$) est appliquée, chacun pendant 100 cycles. Les résultats obtenus avec cette procédure permettent de déterminer des valeurs du module d'élasticité et des déformations réversibles du matériau.

Concernant l'étude des déformations permanentes, chaque essai consiste à appliquer un grand nombre de cycles de chargement sans conditionnement préalable (NF EN 13286-7). Gidel et al., (2001) ont proposé une procédure d'essai qui consiste à réaliser des essais par paliers en gardant le même rapport de contraintes $\Delta q/\Delta p$. Ils ont conclu que cette procédure donne des résultats équivalents à des essais avec un seul niveau de chargement. Cette procédure permet de réduire largement le nombre d'essais à réaliser, et de diminuer la dispersion expérimentale puisque l'on utilise un même échantillon pour obtenir des informations à plusieurs niveaux de contraintes.

I.5. Evolution des déformations réversibles

I.5.1. Influence du niveau de contrainte

Selon Kolisoja, (1997), le niveau de contrainte a une grande influence sur les propriétés réversible des graves non traitées. Monismith et al., (1967); Hicks, (1970); Uzan, (1985); Sweere, (1990) ont montré que le module résilient (M_R) des graves non traités dépend fortement de la contrainte de confinement. Il augmente considérablement avec la contrainte de confinement. Monismith et al., (1967) ont confirmé qu'une augmentation de 2 à 200 kPa de la contrainte de confinement engendre une augmentation de 500% du module résilient. Des études réalisées par Morgan, (1966) montrent que le module résilient diminue légèrement avec l'augmentation de la contrainte déviatorique, sous une contrainte de confinement constante. Hicks et Monismith, (1971) rapportent qu'à un niveau faible de la contrainte déviatorique, le matériau présente un adoucissement. En revanche, pour un niveau plus important, le matériau se rigidifie. Hicks et Monismith, (1971); Kolisoja, (1997), affirment

que le coefficient de Poisson dépend lui aussi de l'état de contrainte appliqué et montrent que le coefficient de Poisson des graves non traitées augmente avec la contrainte déviatorique et la diminution de la contrainte de confinement. Gomes-Correia, (1985) signale que le temps de chargement, la séquence d'application des contraintes et le nombre de chargements ont un effet négligeable sur le comportement résilient des granulats.

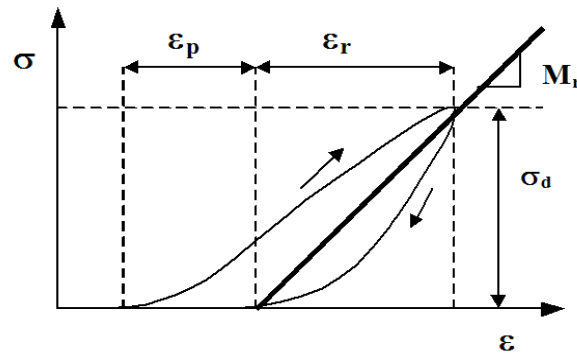


Figure I.17. Définition du module résilient

I.5.2. Influence de la teneur en eau

La présence d'eau dans le matériau a une influence significative sur la résistance et le comportement des matériaux granulaires. Hicks et Monismith, (1971) ont montré que le module résilient diminue avec l'augmentation de la teneur en eau au-dessus de l'optimum. L'explication vient du fait que les matériaux granulaires développent une pression interstitielle en excès sous la répétition d'une charge. Ceci a pour effet de diminuer la contrainte effective et il s'en suit une diminution de la résistance et de la rigidité. Thom et Brown, (1987) montrent que la présence d'humidité dans la structure granulaire a un effet lubrifiant sur les particules. Ceci a pour effet d'augmenter la déformation et donc de diminuer le module résilient, même sans génération de pressions interstitielles. Raad et al., (1992) ont démontré que l'effet de la teneur en eau sur le M_R est plus important sur les matériaux à granulométrie étalée avec une forte proportion de particules fines. Selon Dawson et al., (1996), une diminution de la teneur en eau tend à augmenter la rigidité dû au phénomène de succion. Une fois l'optimum de teneur en eau dépassé, le matériau devient plus saturé et une pression interstitielle se développe, causant alors une diminution notable de la rigidité. Kolisoja, (1997) a montré que la rigidité des graves non traitées varie en fonction du degré de saturation et atteint sa valeur maximale à une teneur en eau égale à l'OPM. Balay et al., (1998) réalisent des essais triaxiaux à chargements répétés sur une grave issue de calcaires

tendres à différentes teneurs en eau et trouve que le module résilient diminue de 60% quand la teneur en eau passe de 3 à 4,5%.

Tian et al., (1998), lors d'essais de module résilient sur un calcaire et un grès concassés, ont aussi vérifié l'effet de la teneur en eau. Ainsi, ils ont testé trois teneurs en eau : 2% sous l'optimum, à l'optimum et 2% au-dessus de l'optimum. Ils ont réalisé ces essais sur la courbe de milieu de fuseau seulement (8% de fines) (*Figure I.18*). Il est aussi important de noter que la mise en place à une teneur en eau au-dessous et au-dessus de l'optimum engendre des masses volumiques sèches plus faibles et cela peut influencer à la baisse les valeurs de M_R .

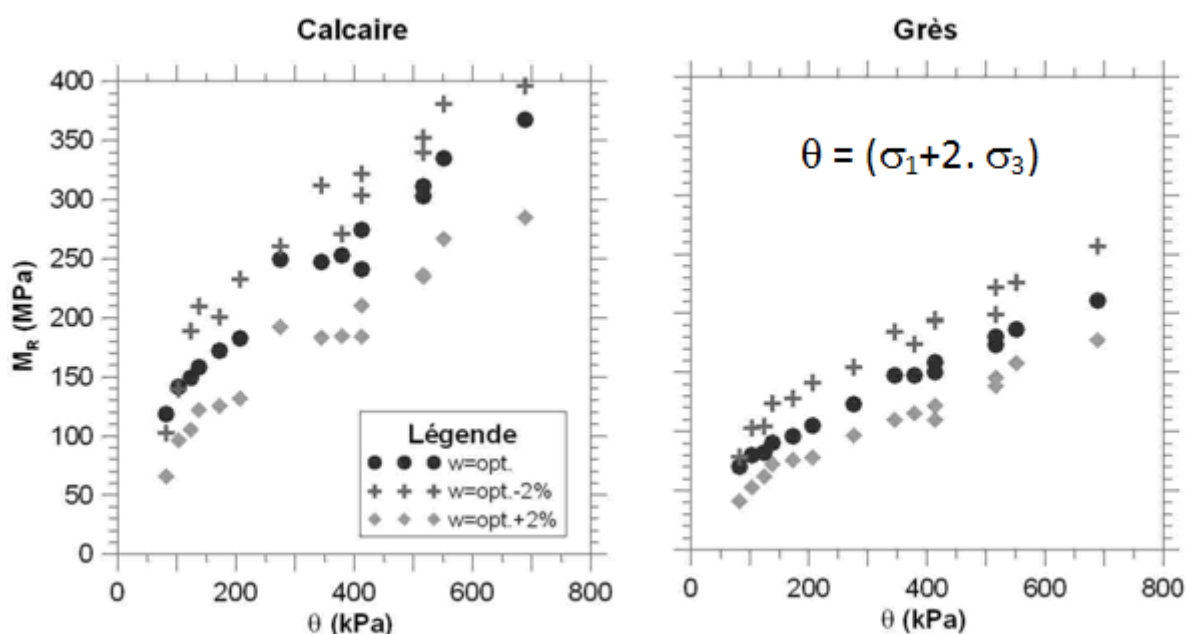


Figure I.18. Influence de la teneur en eau sur le M_R (Tian et al., 1998)

Récemment, Bilodeau et Doré, (2012) ont étudié l'évolution de module résilient sur trois sources de granulats au Québec: un gneiss granitique partiellement concassé, un calcaire concassé et un basalte concassé. Ils ont observé que le module résilient à l'état sec est plus important que celui à l'état saturé (*Figure I.19*).

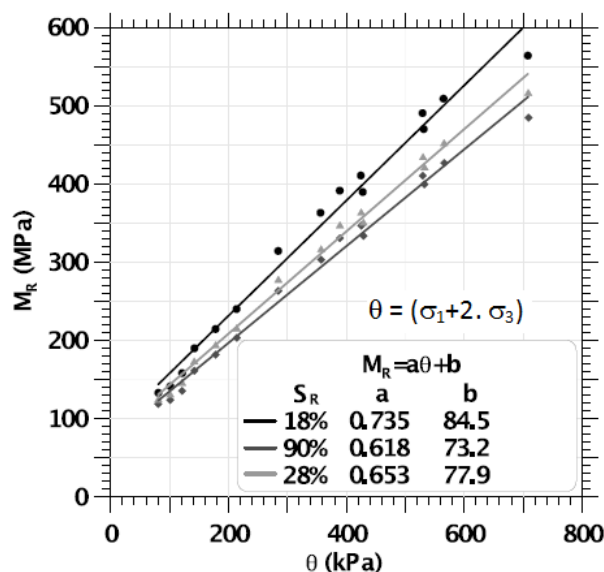


Figure I.19. Module résilient pour le gneiss granitique partiellement concassé (Bilodeau et Doré, 2012)

Dans cette étude, nous étudierons le comportement résilient des différents matériaux qui constituent les couches de matériaux granulaires, lors de cycles de séchage - humidification à différentes teneurs en eau.

I.5.3. Influence de la teneur en fines

La variation du coefficient de Poisson en fonction de la teneur en fines a été étudiée par Hicks, (1970), qui montre qu'une augmentation de la quantité de fines entraîne une diminution du coefficient de Poisson. Hicks et Monismith, (1971) ont montré une diminution du module résilient avec l'augmentation de la teneur en fines pour des granulats partiellement concassés, tandis que cet effet devient opposé quand les granulats sont complètement concassés. La variation de teneur en fines entre 2% et 10% a une légère influence, comme indiqué par Hicks, (1970). Selon Thom et Brown, (1987) et Kamal et al., (1993), le M_R diminue généralement avec l'augmentation de la teneur en fines. Barksdale et Itani, (1989) observent que le module résilient diminue considérablement (60%) pour un passage de la teneur en fines de 0% à 10%.

Gomes-Correia, (2000) a montré que lorsque le pourcentage de fines croît de 7% à 10%, le module résilient augmente de façon très importante, les mêmes résultats ont été obtenus dans les travaux de Ekblad, (2007); Bilodeau, (2009). Coronado, (2005) a étudié la variation du module sécant avec la teneur en fines. Lorsque le pourcentage croît de 7% à 10%, le module

sécant augmente également de manière significative. Caicedo et al., (2009) ont observé les mêmes résultats. Récemment, Uthus et al., (2005) ont étudié deux granulats issus de gneiss avec un indice de Los Angeles de 17,1% pour le gneiss 1 et un indice de Los Angeles de 24% pour le gneiss 2. Ils ont montré que pour le gneiss 1 avec le même type de minéralogie et deux pourcentages de fines différents (18% et 8%); le module résilient restait presque constant pour une teneur en eau faible, en revanche, celui avec un pourcentage de fines faible (8%) est moins vulnérable aux changements de la teneur en eau. Si l'on augmente la teneur en eau, celui avec le pourcentage de fines élevé (18%) présente un module résilient plus faible (Figure I.20).

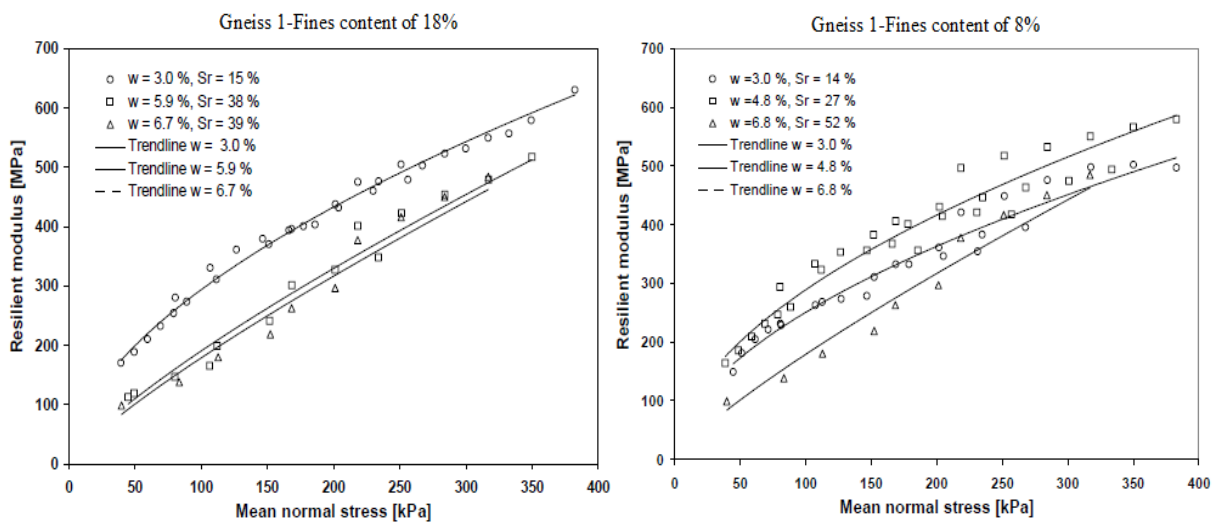
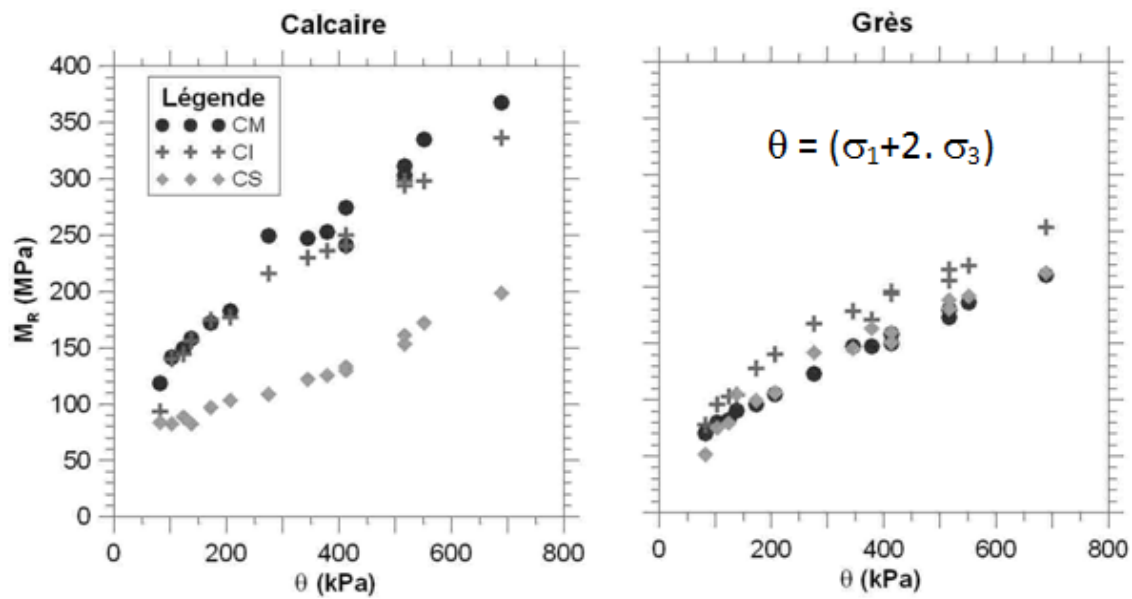


Figure I.20. Influence de la teneur en fines sur le M_R (Uthus et al., 2005)

I.5.4. Influence de la taille et du type des granulats

Pour un matériau avec la même teneur en fines et une distribution similaire de la forme des grains, le module résilient augmente avec la taille maximale des grains, selon Thom, (1988); Kolisoja, (1997); Tian et al., (1998). Raad et al., (1992) ont étudié l'effet de la granulométrie sur des matériaux saturés soumis à des essais triaxiaux cycliques non drainés. Ils ont trouvé que les matériaux à granulométrie dense et étalée ont des valeurs de M_R typiquement plus élevées que les matériaux à granulométrie plus uniforme. Toutefois, les matériaux saturés sont sujets à développer des pressions interstitielles positives dans des conditions non drainées pouvant causer la diminution des contraintes effectives et donc du M_R .



CM (8% de fines) CI (4% de fines, matériau plus grossier) CS (12% de fines, matériau plus fin)

Figure I.21. Influence de la granulométrie sur le M_R (Tian et al., 1998)

Zaman et al., (1994) ont montré l'influence du type de granulat sur la valeur du M_R pour les matériaux granulaires utilisés comme matériaux de fondation de chaussée. Ils ont effectué des essais triaxiaux cycliques sur différents matériaux concassés ayant toute la même granulométrie (Figure I.22). Les travaux de Pan et al., (2006) ont montré qu'une augmentation de l'angularité et de la rugosité des faces de particules cause une augmentation du M_R . De plus, selon leurs résultats, le rôle de l'angularité sur le M_R est plus important que celui de la rugosité des faces.

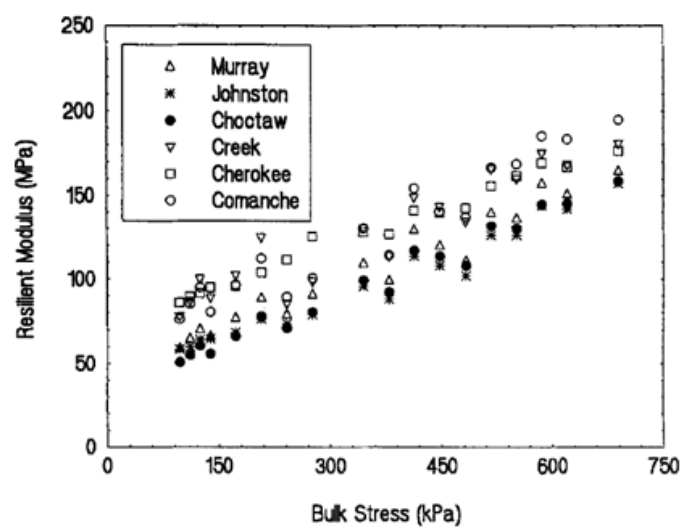


Figure I.22. Effet du type de granulat sur la valeur du M_R (Zaman et al., 1994)

I.5.5. Influence de la densité

De nombreuses recherches en mécanique des sols ont montré que la variation de la densité d'un matériau affecte sa réponse aux sollicitations statiques et cycliques. Le matériau devient plus rigide avec des densités croissantes. Dans une étude réalisée par Barksdale et Itani, (1989), le module résilient augmente sensiblement avec la densité mais seulement pour des contraintes de confinement importantes. Pour un faible confinement, l'effet de la densité est moins important. Le niveau de la densité a une influence sur le coefficient de Poisson. Cette influence est remarquée par Hicks, (1970); Allen, (1973). Kolisoja, (1997) rapporte qu'il existe une légère diminution du coefficient de Poisson avec l'augmentation de la densité. La *Figure I.23*, issue des essais de Seed et al., (1962), montre bien l'influence de la densité sèche sur le module résilient.

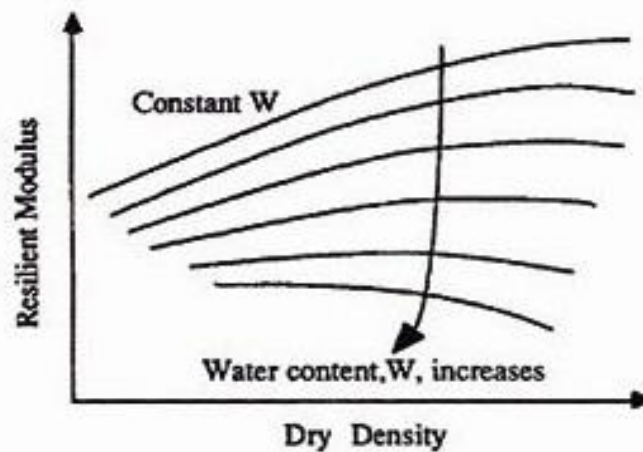


Figure I.23. Influence de la densité sèche sur le module résilient (Seed et al., 1962)

En général, à une teneur en eau faible, le module résilient tend à croître avec une augmentation de la densité sèche. Par contre, à des teneurs en eau plus fortes, le module résilient tend à décroître avec une augmentation de la densité sèche. En effet, pour une teneur en eau faible, une diminution de la densité sèche mène généralement à une réduction du module résilient.

I.6. Modélisation du comportement résilient

Depuis 1960, plusieurs recherches ont été consacrées à l'étude du comportement résilient des matériaux granulaires. Sous un chargement cyclique, les matériaux granulaires ont un comportement résilient non linéaire. Ce comportement est affecté par plusieurs facteurs, et

parmi ceux-ci l'effet de l'intensité du chargement est le plus important. Dans cette partie, on présentera une revue bibliographique des lois de comportement résilient utilisées pour l'exploitation des résultats d'essais cycliques.

I.6.1. Loi de comportement en élasticité linéaire

La loi de Hooke, valable en élasticité linéaire décrit le mieux le comportement en contrainte-déformation pour un matériau isotrope.

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_v \\ \varepsilon_q \end{bmatrix} = \frac{1}{E} \cdot \begin{bmatrix} 3 \cdot (1 - 2 \cdot \nu) & 0 \\ 0 & \frac{2}{3} \cdot (1 + \nu) \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} p \\ q \end{bmatrix} \quad (\text{I.14})$$

où :

E est le module d'élasticité du matériau;

ν est le coefficient de Poisson.

ε_v et ε_q sont les déformations volumiques et déviatoriques.

p et q sont les contraintes moyennes et déviatoriques.

Pour le chargement cyclique, le module résilient du matériau est défini par la relation suivante :

$$M_r = \frac{\Delta q}{\Delta \varepsilon_1} \quad \text{et} \quad \nu = -\frac{\Delta \varepsilon_3}{\Delta \varepsilon_1} \quad (\text{I.15})$$

où :

Δq , $\Delta \varepsilon_1$ et $\Delta \varepsilon_3$ sont les différences en contrainte et en déformation calculées par rapport au premier palier.

Le module de compressibilité (K_r) et le module de cisaillement (G_r) du matériau sont exprimés en fonction du module résilient et du coefficient de Poisson :

$$K_r = \frac{M_r}{3 \cdot (1 - 2 \cdot \nu)} \quad \text{et} \quad G_r = \frac{M_r}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad (\text{I.16})$$

I.6.2. Modèles basés sur le module résilient et le coefficient de Poisson

Afin de prendre en compte la non linéarité du comportement des graves non traitées, le module résilient est exprimé en fonction des contraintes. Biarez, (1961); Dunlap, (1963); Monismith et al., (1975) indiquent que le module résilient dépend fortement de la pression de confinement et qu'il n'est pas affecté par les contraintes déviatoriques. Ils proposent la relation suivante :

$$M_r = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \quad (\text{I.17})$$

où :

k_1, k_2 sont les paramètres du modèle.

Hicks, (1970) a proposé une loi hyperbolique du module résilient en fonction de la pression moyenne, appelée le modèle $k-\theta$. Son expression est :

$$M_r = k_1 \cdot \left(\frac{\theta}{p_a} \right)^{k_2} = k_1 \cdot \left(\frac{3p}{p_a} \right)^{k_2} \quad (\text{I.18})$$

où :

p_a est la pression de référence égale à 100 kPa.

Ce modèle très simple suppose que le module élastique du matériau ne dépende que de la contrainte moyenne (p). La simplicité du modèle ($k-\theta$) dans son utilisation le rend relativement utile, et largement accepté pour la détermination de la rigidité en fonction des contraintes. Cependant, ce modèle présente un inconvénient car il considère un coefficient de Poisson constant. Ceci n'est pas très réaliste, car en pratique, on observe que les déformations dépendent également de la composante déviatorique du tenseur des contraintes (ou du chemin de contraintes suivi).

Uzan, (1985) introduit la contrainte déviatorique dans le modèle de (k/θ), selon l'expression suivante :

$$M_r = k_1 \cdot p_a \cdot \left(\frac{3p}{p_a} \right)^{k_2} \cdot \left(\frac{q}{p_a} \right)^{k_3} \quad (\text{I.19})$$

où :

k_1, k_2, k_3 sont les paramètres du modèle.

Selon Thom et Brown, (1988), le module résilient peut être exprimé en fonction du rapport de contrainte :

$$M_r = k_1 \cdot \left(\frac{p}{q} \right)^{k_2} \quad (I.20)$$

où :

k_1, k_2 sont les paramètres du modèle.

Garg et Thompson, (1997) trouvent que le module résilient dépend non seulement de la pression de confinement mais aussi du niveau de la contrainte déviatorique, d'après la relation suivante :

$$M_r = N_1 \cdot (q)^{N_2} \cdot (\sigma_3)^{N_3} \quad (I.21)$$

où :

N_1, N_2, N_3 sont les paramètres du modèle.

Kolisoja, (1997) prend en compte l'effet de la densité du matériau dans le modèle de (k- θ) et le modèle d'Uzan. L'expression de ce modèle est donnée par :

$$M_r = A \cdot (n_{\max} - n) \cdot p_a \cdot \left(\frac{\theta}{p_a} \right)^{0,5} \quad (I.22)$$

$$M_r = B \cdot (n_{\max} - n) \cdot p_a \cdot \left(\frac{\theta}{p_a} \right)^{0,7} \cdot \left(\frac{q}{p_a} \right)^{-0,2} \quad (I.23)$$

où :

A, B sont les paramètres du modèle;

$n_{\max}$ est la porosité maximale;

n est la porosité du matériau.

Enfin, en Amérique du Nord, 2004 (Pan et al., 2006), le modèle d'Uzan a pris la forme suivante :

$$M_r = p_a \cdot k_1 \cdot \left(\frac{p}{p_a} \right)^{k_2} \cdot \left(\frac{\sqrt{2}q}{3p_a} + 1 \right)^{k_3} \quad (\text{I.24})$$

Le modèle d'Uzan sera appliqué sur les résultats expérimentaux d'essais triaxiaux dans la partie de la modélisation (Chapitre III).

I.6.3. Modèles basés sur le module de compressibilité et de cisaillement

Boyce, (1980) a proposé un modèle élastique non linéaire capable de décrire les phénomènes de dilatance. Ce modèle est défini avec les variables suivantes :

$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + 2 \cdot \varepsilon_3 \quad : \text{déformation volumique.} \quad (\text{I.25})$$

$$\varepsilon_q = 2/3 (\varepsilon_1 - \varepsilon_3) \quad : \text{déformation déviatorique.} \quad (\text{I.26})$$

$$p = (\sigma_1 + 2 \cdot \sigma_3) / 3 \quad : \text{contrainte moyenne.} \quad (\text{I.27})$$

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 \quad : \text{contrainte déviatorique.} \quad (\text{I.28})$$

Son expression est :

$$\varepsilon_v = \frac{1}{K_a} \cdot \frac{p^n}{p_a^{n-1}} \cdot \left[1 + \frac{(n-1) \cdot K_a}{6 \cdot G_a} \cdot \left(\frac{q}{p} \right)^2 \right] \text{ et } \Delta \varepsilon_q = \frac{2}{3} \cdot (\Delta \varepsilon_1 - \Delta \varepsilon_3) = \frac{\Delta q}{3G_r} \quad (\text{I.29})$$

Il s'agit d'un modèle à 3 paramètres, K_a , G_a et n . La valeur de β vaut :

$$\beta = (1-n) \cdot \frac{K_a}{6 \cdot G_a} \quad (\text{I.30})$$

Cette valeur découle de la condition de réciprocité, qui assure la vérification du principe de conservation de l'énergie (loi dérivant d'un potentiel), qui s'écrit :

$$\frac{\delta \varepsilon_v}{\delta q} = \frac{\delta \varepsilon_q}{\delta p} \quad (\text{I.31})$$

On peut également exprimer le modèle de Boyce en termes de modules sécants de compressibilité volumique K_r et de cisaillement G_r , avec :

$$K_r = \frac{\left(\frac{p^*}{p_a}\right)^{1-n}}{\frac{1}{K_a} - \frac{\beta}{K_a} \cdot \left(\frac{q^*}{p^*}\right)^2} \text{ et } G_r = \frac{\left(\frac{p^*}{p_a}\right)^{1-n}}{\left(\frac{1}{G_a}\right)} \quad (\text{I.32})$$

Ces relations montrent que :

- le module de cisaillement G_r ne dépend que de la contrainte moyenne p ;
- le module de compressibilité K_r dépend de la contrainte moyenne p , et du rapport de contraintes q/p (K_r devient négatif pour q/p élevé).

Ce modèle a été largement validé, et décrit de façon assez satisfaisante le comportement des graves non traitées. Il permet notamment de prendre en compte l'influence du chemin de contraintes suivi (à travers le rapport de contraintes q/p) (Figure I.24).

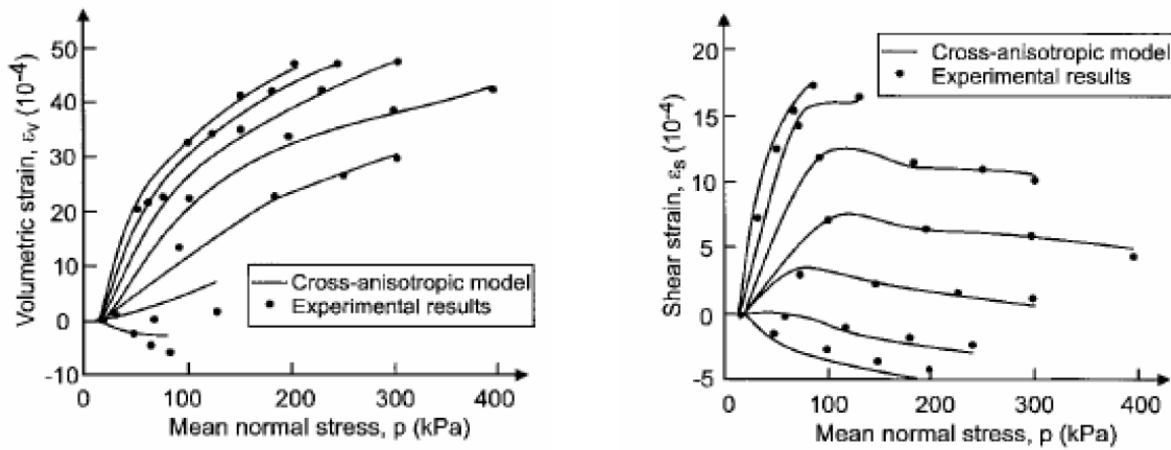


Figure I.24. Exemple d'ajustement du modèle de Boyce sur un essai triaxial sur une GNT (Hornych et al., 1998)

Par la suite, ce modèle a encore été amélioré par Hornych et al., (1998) pour prendre en compte la réponse anisotrope de certains matériaux. Pour cela, on a introduit un paramètre γ , qui multiplie la contrainte verticale σ_1 . L'expression du modèle devient alors :

$$\varepsilon_v^* = \frac{1}{K_a} \frac{p^{*n}}{p_a^{n-1}} \left[1 + \frac{(n-1)K_a}{6G_a} \left(\frac{q^*}{p^*} \right)^2 \right] \quad (\text{I.33})$$

$$\varepsilon_q^* = \frac{1}{3G_a} \frac{p^{*n}}{p_a^{n-1}} \frac{q^*}{p^*} \quad (\text{I.34})$$

où :

$$p^* = \frac{\gamma\sigma_1 + 2\sigma_3}{3} \text{ et } q^* = \gamma\sigma_1 - \sigma_3 \quad (\text{I.35})$$

Les déformations calculées sont des déformations anisotropes. La formulation du comportement élastique non-linéaire sur la base du modèle de Boyce a été donnée par Hornych, par dérivation de l'énergie potentielle par rapport à la contrainte moyenne et à la contrainte déviatorique. L'expression de l'énergie potentielle s'écrit :

$$U^c = \frac{p^{*n+1}}{p_a^{n-1}} \left[\frac{1}{(n+1)K_a} + \frac{1}{6K_a} \left(\frac{q^*}{p^*} \right)^2 \right] \quad (\text{I.36})$$

On obtient ainsi les déformations volumiques (ε_v) et les déformations déviatoriques (ε_q) :

$$\varepsilon_v = \frac{p^{*n}}{p_a^{n-1}} \left[\frac{\gamma+2}{3K_a} + \frac{n-1}{18G_a} \cdot (\gamma+2) \left(\frac{q^*}{p^*} \right)^2 + \frac{\gamma-1}{3K_a} \frac{q^*}{p^*} \right] \quad (\text{I.37})$$

$$\varepsilon_q = \frac{2}{3} \cdot \frac{p^{*n}}{p_a^{n-1}} \left[\frac{\gamma-1}{3K_a} + \frac{n-1}{18G_a} \cdot (\gamma-1) \left(\frac{q^*}{p^*} \right)^2 + \frac{2\gamma+1}{6K_a} \frac{q^*}{p^*} \right] \quad (\text{I.38})$$

Ce modèle sera appliqué sur les résultats expérimentaux d'essais triaxiaux dans la partie modélisation (Chapitre III et IV).

I.7. Evolution des déformations irréversibles

Plusieurs auteurs ont étudié l'influence du niveau de contrainte, de la teneur en eau, de la teneur en fines, du nombre de cycles, de la rotation des contraintes principales, de l'histoire du chargement, du type de granulat et de la densité sur les déformations permanentes (Haynes et Yoder, 1963; Morgan, 1966; Holubec, 1969; Lashine et al., 1971; Hick et Monismith, 1971; Barksdale, 1972; Allen, 1973; Smith et Nair, 1973; Brown et Hyde, 1975; Pappin, 1979; Martinez, 1980; Thom et Brown, 1987; Thom et Brown, 1988; Thom, 1988; Chan, 1990; Barksdale, 1991; Hornych et al., 1993; Paute et al., 1994; Dawson et al., 1996; Thom et Dawson, 1996; Lekarp et Dawson, 1998; Balay et al., 1998; Gomes-Correia, 2000; Hornych et al., 2000; Hameury et al., 2000; Gidel et al., 2001; Gidel, 2001; Werkmeister et al., 2004; Coronado, 2005; Wichtmann et al., 2006).

Gidel et al., (2001) ont étudié l'influence des contraintes déviatoriques et des contraintes de confinements sur un chemin de contrainte $\Delta q/\Delta p$ constant. Ils ont montré que les déformations permanentes augmentent lorsque la contrainte déviatorique augmente, et diminuent lorsque la contrainte moyenne augmente (*Figure I.25*).

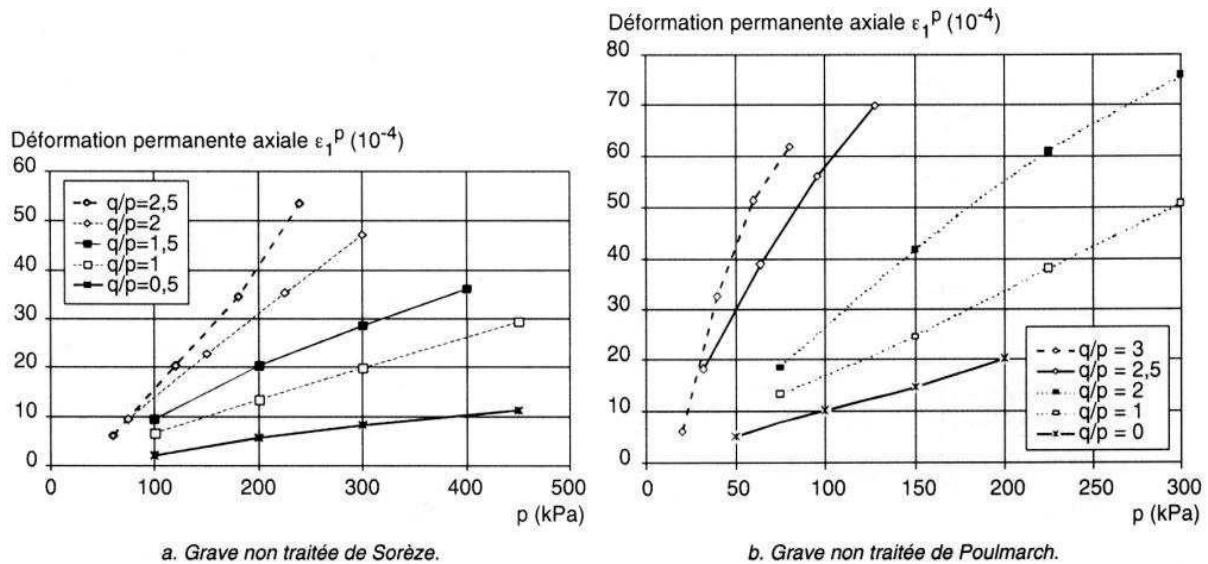


Figure I.25. Evolution des déformations permanentes axiales à 20.000 cycles en fonction des contraintes (Gidel et al., 2001)

Barksdale, (1972) a remarqué que la déformation permanente augmente de 68% pour un échantillon saturé, comparé à celui en état partiellement saturé. Horny et al., (1993) ont montré que, pour des essais à différentes teneurs en eau réalisés sur la grave issue d'un granite, la teneur en eau a une très grande influence sur la résistance aux déformations permanentes: en effet, pour cette grave, une augmentation de 3% de la teneur en eau a fait augmenter les déformations axiales dans un rapport de 5 (pour une teneur en eau optimum de 5,3%) (*Figure I.26*).

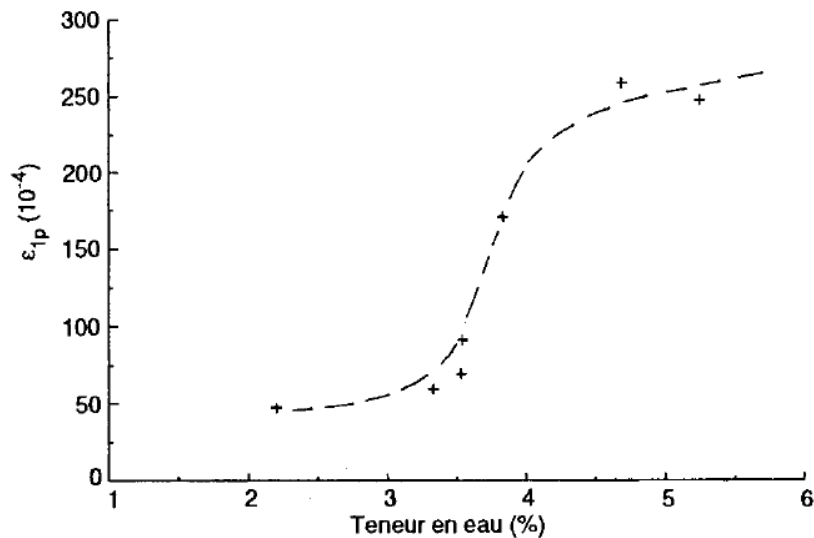


Figure I.26. Influence de la teneur en eau sur les déformations permanentes (Hornych et al., 1993)

Gomes-Correia, (2000) montre des résultats d'essais triaxiaux à chargements répétés sur du granite concassé. Les essais sont réalisés sur des échantillons ayant la même densité (97% à 98% de la densité de l'essai Proctor modifié) et différentes teneurs en eau. Il est possible d'observer que la déformation permanente augmente avec le degré de saturation. En effet, la déformation plastique passe de 2.10^{-3} à $4,6.10^{-2}$, quand la teneur en eau augmente de 1,5% à 4,29%.

Gomes-Correia, (2000) a obtenu des déformations permanentes très importantes pour 10% de fines et une teneur en eau élevée (4,29%). En revanche, pour la teneur en eau de 4,04% et 10% de fines, on observe des déformations permanentes plus faibles que pour une teneur en fines de 5% et très similaires à celles de 3% de teneur en fines. Pour les mélanges faits avec 5% de teneur en fines le comportement semble moins sensible aux variations de teneur en eau. Coronado, (2005) a étudié les granulats de Vista Hermosa pour deux pourcentages de fines. Il a noté que les déformations permanentes sont fortement influencées par le pourcentage de fines (Figure I.27).

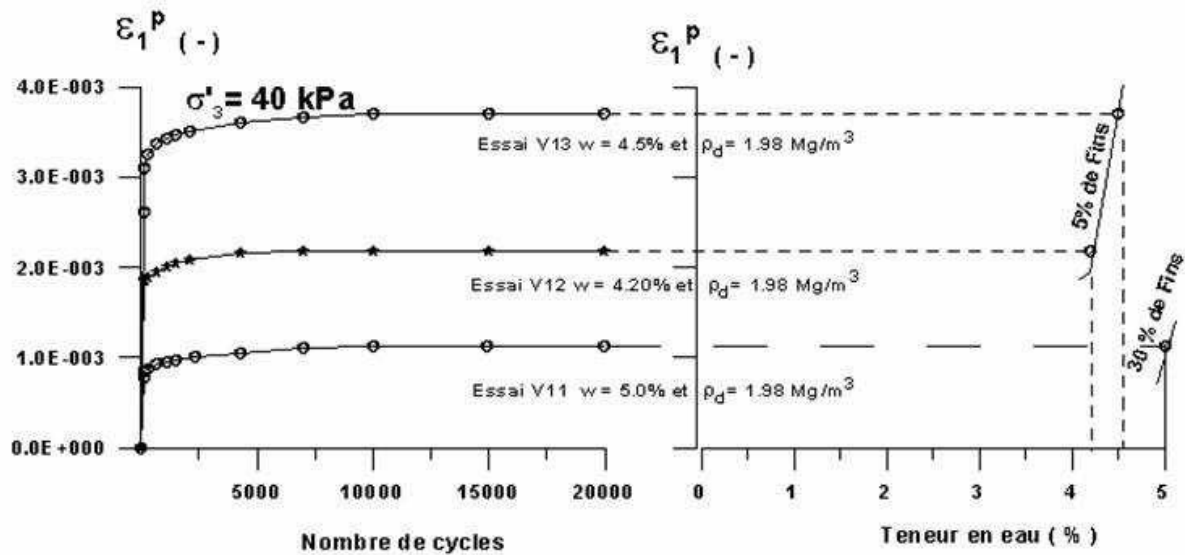


Figure I.27. Déformations axiales permanentes en fonction du nombre de cycles, et de la teneur en eau pour différents teneurs en fines (Coronado, 2005)

Barksdale, (1972) indique que la déformation permanente axiale dans les matériaux granulaires non traités croissait linéairement en fonction du logarithme du nombre de cycles.

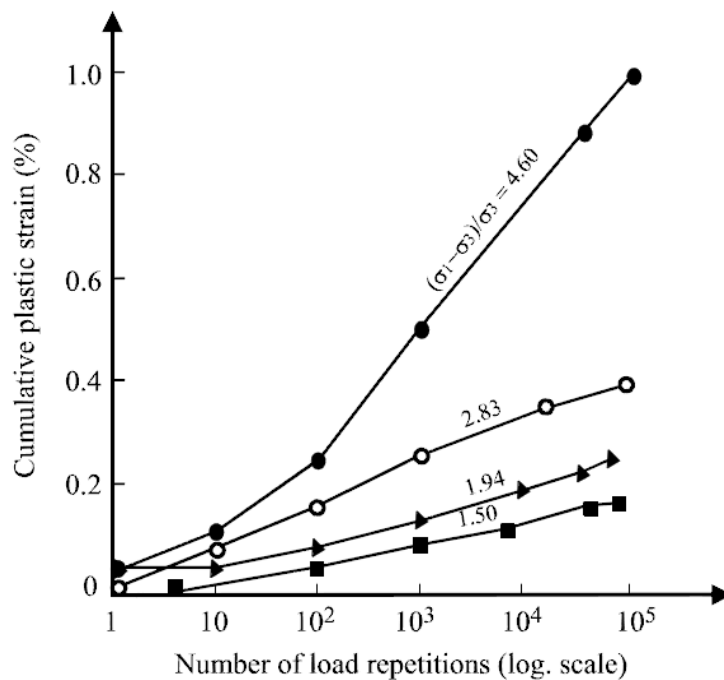


Figure I.28. Influence du nombre de cycles sur les déformations permanentes (Barksdale, 1972)

Thom et Dawson, (1996) ont réalisé des essais de torsion sur cylindre creux. Ils affirment que la rotation des contraintes principales modifie de manière significative l'accumulation des déformations permanentes.

Brown et Hyde, (1975) ont montré que les déformations permanentes dépendent clairement de l'ordre d'application du chargement. Gidel et al., (2001) ont réalisé des essais triaxiaux cycliques, à cinq paliers et à $\Delta q/\Delta p$ constant tout au long de l'essai. Ils ont montré que les déformations permanentes axiales et radiales tendent vers la même valeur finale.

Hornych et al., (1993) ont étudié le comportement de graves issues de deux calcaires et d'un granite. Ils ont montré que, pour des conditions identiques de mise en œuvre et de sollicitation, les déformations mesurées sont significativement différentes.

Barksdale, (1972) a montré que l'effet de la densité sur les déformations permanentes indique que si le matériau est compacté à 95% de la densité à l'OPM, les déformations permanentes sont deux fois plus importantes. Des essais triaxiaux cycliques ont été réalisés par Allen, (1973); Thom et Brown, (1988) sur une grave calcaire et une grave siliceuse. Ils constatent que les déformations permanentes sont très faibles pour les matériaux les plus denses.

I.8. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons premièrement montré que la méthode actuelle de dimensionnement des chaussées ne prend pas en compte le comportement hydromécanique des matériaux granulaires utilisés pour la réalisation des assises de chaussées souples. En général, ces couches des chaussées sont à l'état non saturé. En plus, le comportement hydrique sur le chemin d'humidification est différent de celui du chemin de séchage, appelé également phénomène d'hystérésis.

Nous avons également montré que l'essai triaxial à chargements répétés est le plus utilisé pour étudier sur le comportement résilient d'un échantillon de sols granulaires les sollicitations produites dans la chaussée. Les résultats issus de la littérature montrent que le comportement résilient des sols granulaires évolue en fonction du niveau de chargement, du nombre de cycles et particulièrement de la teneur en eau ainsi que de la teneur en fines. Ces paramètres sont à considérer dans les modèles classiques développés pour décrire le comportement résilient des matériaux granulaires (modèles de Boyce ou d'Uzan).

Des rares études réalisées sur l'effet de l'hystérésis hydrique couplé avec le comportement mécanique des matériaux granulaires confirment la nécessité de considérer ce phénomène dans la modélisation du comportement résilient de ces matériaux. Le concept de contraintes effectives permet de mieux décrire le comportement hydromécanique des matériaux granulaires sur les deux chemins d'humification et de séchage.

Dans la littérature, plusieurs études ont montré que les déformations permanentes dépendent du niveau de contrainte, de la teneur en eau, de la teneur en fines, du nombre de cycles, de la notation de contrainte principale, de l'histoire du chargement, du type de granulat et de la densité.

Dans les chapitres suivants, nous allons présenter les essais réalisés sur les matériaux granulaires compactés pour étudier l'influence de la teneur en eau, la teneur en fines et l'hystérésis hydrique sur le comportement cyclique de ces matériaux.

CHAPITRE II. ESSAIS TRIAXIAUX A CHARGEMENTS REPETES (TCR)

II.1. Introduction

Dans ce chapitre, on va présenter le dispositif d'essais triaxiaux à chargements répétés (TCR) pour étudier le comportement cyclique des matériaux granulaires.

Nous abordons ce chapitre par la description de l'appareil triaxial, la préparation de l'échantillon et le mode opératoire des essais TCR. Nous avons également réalisé plusieurs essais afin d'évaluer la répétabilité des mesures et d'approuver certains choix critiques tels que la fréquence de chargement, les chemins de contrainte, la fixation des capteurs ou la gamme de mesure des capteurs.

II.2. Préparation des échantillons

L'eau ajoutée au sol sec est mélangée de façon homogène par le malaxeur (*Figure II.1*). Le contrôle précis de la teneur en eau du matériau est délicat. Il faut éviter les pertes d'eau lors du malaxage par le séchage, et donc faire attention au conditionnement du matériau et être très rigoureux sur la procédure de fabrication pour connaître exactement la teneur en eau de l'échantillon.



Figure II.1. Malaxeur

Les échantillons sont compactés par le marteau vibrant dans un moule rigide prévu pour les dimensions suivantes: diamètre de 150 mm et hauteur de (285 ± 5) mm (*Figure II.2*). Pour cette méthode, le matériau est compacté en 7 couches de masses identiques, chacune pendant la même durée (entre 45 et 55 secondes). Après le compactage de chaque couche, il est indispensable de scarifier le matériau pour que la couche suivante s'imbrique bien dans la précédente et pour que l'échantillon soit le plus homogène possible. Ces échantillons ont été préparés pour obtenir la masse volumique sèche de $2,0 \text{ Mg/m}^3$ à différentes teneurs en eau entre 7% et 11% pour les deux chemins d'humidification et de séchage.



Figure II.2. Marteau vibrant

Ensuite, l'échantillon est démoulé et muni de pierres poreuses à ces extrémités. Il est recouvert d'une membrane en latex qui permettra de le maintenir lors de l'essai et de préserver ses caractéristiques. Pour assurer l'étanchéité entre l'échantillon et l'eau de la cellule, des joints toriques viennent plaquer la membrane sur les embases supérieure et inférieure.



Figure II.3. Apparence finale de l'échantillon

Pour chaque essai, nous avons besoin entre 2 et 20 jours pour la préparation des échantillons. Cette période variable dépend de la teneur en eau initiale ainsi que de la phase de séchage ou d'humification des échantillons (plus d'explication sera donnée dans les chapitres III et IV). Cela complique de façon systématique la répétition de l'ensemble des essais TCR à différentes teneurs en eau.

II.3. Caractéristique de l'appareil

L'essai TCR fait l'objet d'une norme européenne, qui définit également des procédures d'essai pour caractériser le comportement réversible et les déformations permanentes des matériaux granulaires. Il est possible de réaliser les essais suivant la procédure de la norme NF EN 13286-7 ou suivant d'autres procédures (AASHTO T 307-99,...). Notre dispositif a été acquis en partie lors du projet européen INTERREG IV A, Upper Rhine Programme (Project B20, TEM3).

Dans un essai triaxial, l'échantillon est soumis à des sollicitations cycliques répétées (une pression de confinement σ_3 et une contrainte axiale σ_1) simulant les chargements routiers pour mesurer les déformations verticales (ε_1) et les déformations radiales (ε_3). La contrainte moyenne (p) et la contrainte déviatorique (q) sont reportées ci-après :

$$p = \frac{\sigma_1 + 2.\sigma_3}{3} \quad \text{et} \quad q = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (\text{II.1})$$

Les déformations volumiques (ε_v) et les déformations déviatoriques (ε_q) ont été déterminées à l'aide des formules suivantes :

$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + 2\varepsilon_3 \quad \text{et} \quad \varepsilon_q = \frac{2(\varepsilon_1 - \varepsilon_3)}{3} \quad (\text{II.2})$$

L'appareil triaxial possède un système de chargement pneumatique pour l'application de la force axiale et de la pression de confinement. Ces deux systèmes de chargement permettent de faire varier de façon cyclique la force axiale et la pression dans la cellule, ce qui permet de réaliser des chargements suivant différents chemins de contraintes (plusieurs valeurs du rapport $\Delta q/\Delta p$). Le dispositif de mesure de la force de compression axiale est placée directement sur la tête de l'échantillon, ce qui permet une mesure précise de la force appliquée sur celle-ci et d'éliminer le problème du frottement palier-piston. La pression, fournie par une servo-valve pneumatique, est transmise directement à la cellule remplie d'eau, (*Figure II.4*).

Au cours des essais, on mesure les déformations axiales de l'échantillon et sa déformation radiale. Ces déformations sont mesurées à l'aide de deux capteurs de déplacements axiaux et d'un capteur radial, fixés sur la partie centrale de l'échantillon. Pour une meilleure précision des mesures, avec des déformations cycliques de l'ordre de 10^{-4} à 10^{-3} , les déformations axiales et déformations radiales doivent être mesurées de façons locales, dans la partie centrale de l'échantillon, notamment pour s'affranchir des phénomènes de frettage. Pour cela, il faut utiliser des capteurs légers, étanches, résistant à la pression de confinement et aux chargements rapides, et de petites dimensions, bien adaptés à la taille des échantillons.



Figure II.4. Dispositif général d'essai

Les capteurs utilisés à effets Hall mesurent une variation de champ magnétique (produite par le déplacement d'un aimant). La course de ces capteurs est de ± 3 mm et la précision de 1%. Les capteurs généralement utilisés dans de tels essais sont :

- deux capteurs de déplacements verticaux. Ils mesurent le déplacement entre les deux embases. L'utilisation de deux capteurs permet d'obtenir une valeur plus représentative de la déformation verticale,
- un capteur de déplacement radial. Il permet de mesurer la variation de diamètre de l'échantillon,
- un capteur de force axiale,
- un capteur de pression de la cellule,
- un capteur de pression interstitielle pour les essais à forte teneur en eau.

Ces capteurs de déplacement vertical et de déplacement radial ont été collés sur la membrane. La *Figure II.5* montre la mise en place de l'échantillon dans la cellule triaxiale, ainsi que la disposition des capteurs de mesure des déformations axiales et déformations radiales.



Figure II.5. Echantillon pour essais triaxiaux à chargements répétés avec les capteurs de déformations axiales et déformation radiale

Lors des premiers essais TCR (en septembre 2011), nous avons rencontré le problème de fixation des capteurs sur l'échantillon. A cause de la méthode de compactage par le marteau vibrant (expliqué dans la partie suivante), on ne peut pas mettre en place les plots de fixation des capteurs dans l'échantillon pendant le compactage. Donc, nous avons utilisé une colle renforcée par les aiguilles et le silicone pour fixer les embases des capteurs sur l'échantillon et pour éviter à l'eau de rentrer dans l'échantillon (*Figure II.5*).

Les signaux de chargements cycliques sont fournis par un générateur qui lui est commandé par un ordinateur à l'aide d'un logiciel spécialement conçu pour ce type d'essai (logiciel de CONTROLS). Le système d'acquisition est composé de conditionneurs pour les capteurs, ce

qui permet de récupérer des signaux en tensions, et d'une carte d'acquisition qui va transformer ces tensions en valeurs utilisables par l'ordinateur. Le logiciel permet de surveiller l'évolution, en tension, de tous les capteurs et de visualiser instantanément les cycles de chargement, les chemins de contraintes, les déformations permanentes, les déformations réversibles et les variations de la pression interstitielle.



Figure II.6. Logiciel spécifique implanté sur un ordinateur

II.4. Procédure d'essais

Dans cette partie, on présente la procédure d'essai TCR pour étudier le comportement cyclique des matériaux granulaires. Pour cela, nous allons effectuer deux phases: la phase de conditionnement suivie par la phase de comportement résilient.

Les chargements cycliques appliqués sont sinusoïdaux où la contrainte verticale et la pression dans la cellule varient impérativement en phase. Ce point est à vérifier pendant les deux phases d'essai.

II.4.1. Conditionnement

Au début de l'essai, l'influence de la fréquence est testée sur l'appareil triaxial. Il fallait choisir une fréquence de conditionnement pour poursuivre toutes les séries d'essai à cette fréquence. Donc, nous avons effectué dans ce contexte les essais à la fréquence: 0,1 et 0,5 Hz (Figure II.7).

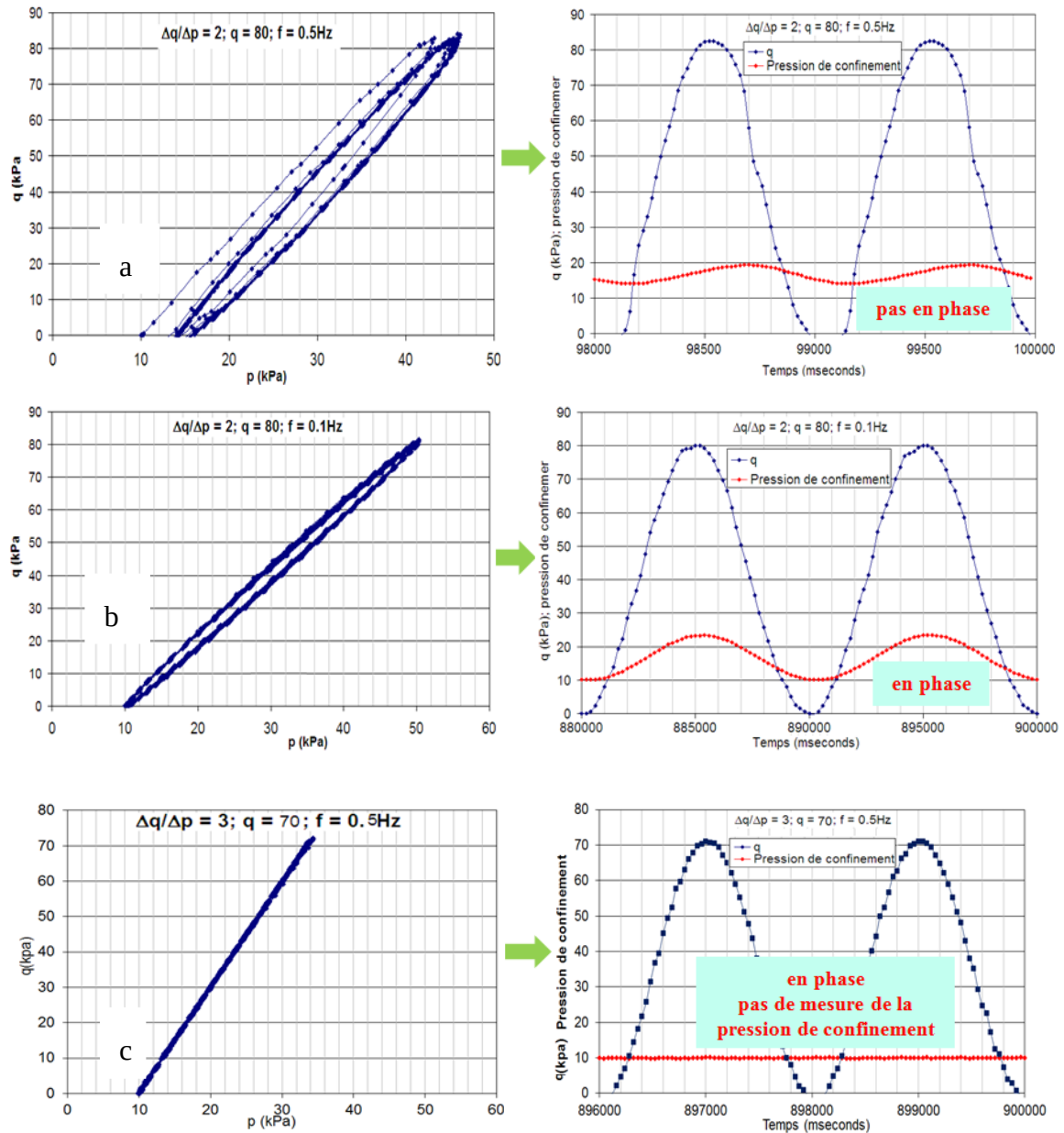


Figure II.7. Influence de la fréquence et du chemin de contrainte

Avec le conditionnement réalisé sur le chemin de contrainte: $\Delta q/\Delta p = 2$, $p = 50\text{ kPa}$ et $q = 80\text{ kPa}$, et à la fréquence de 0,5 Hz, les déformations permanentes à la fin du conditionnement

étaient très élevées, et ne se stabilisaient pas. La *Figure II.7.a* montre également que les signaux de la contrainte déviatorique (q) et de la pression de confinement (σ_3) ne sont pas en phase.

Ce problème de stabilisation peut être réglé en appliquant une fréquence de 0,1 Hz pour le même chemin de contrainte (*Figure II.7.b*). Mais cet essai à la fréquence de 0,1 Hz dure 32 heures ce qui est au-delà de la capacité de cohésion de la colle utilisée.

Finalement, nous avons décidé de réaliser la phase de conditionnement sur le chemin de contrainte : $\Delta q/\Delta p = 3$, $p = 33,33$ kPa et $q = 70$ kPa à partir de l'état de contraintes initial ($p_0 = 10$ kPa, $q_0 = 0$ kPa) et à la fréquence de 0,5 Hz. La *Figure II.7.c* montre que les deux signaux de la charge verticale et de la pression de confinement sont en phase. La *Figure II.8* montre également l'évolution des déformations permanentes axiales au cours de ce conditionnement ($N = 10^4$ cycles) pour deux teneurs en eau différentes (7 et 11%). La déformation axiale permanente croît très rapidement lors des premiers cycles du conditionnement. Elle se stabilise fortement aux alentours de 2000 cycles pour la teneur en eau de 7%. On s'aperçoit que pour la teneur en eau de 11%, l'évolution continue à augmenter légèrement avec une valeur $\Delta \varepsilon/\Delta N$ entre 10^{-7} et 10^{-8} ou entre 1% et 10% pour un million de cycles, le critère à respecter pour une stabilisation (Allou, 2006; El Abd, 2006).

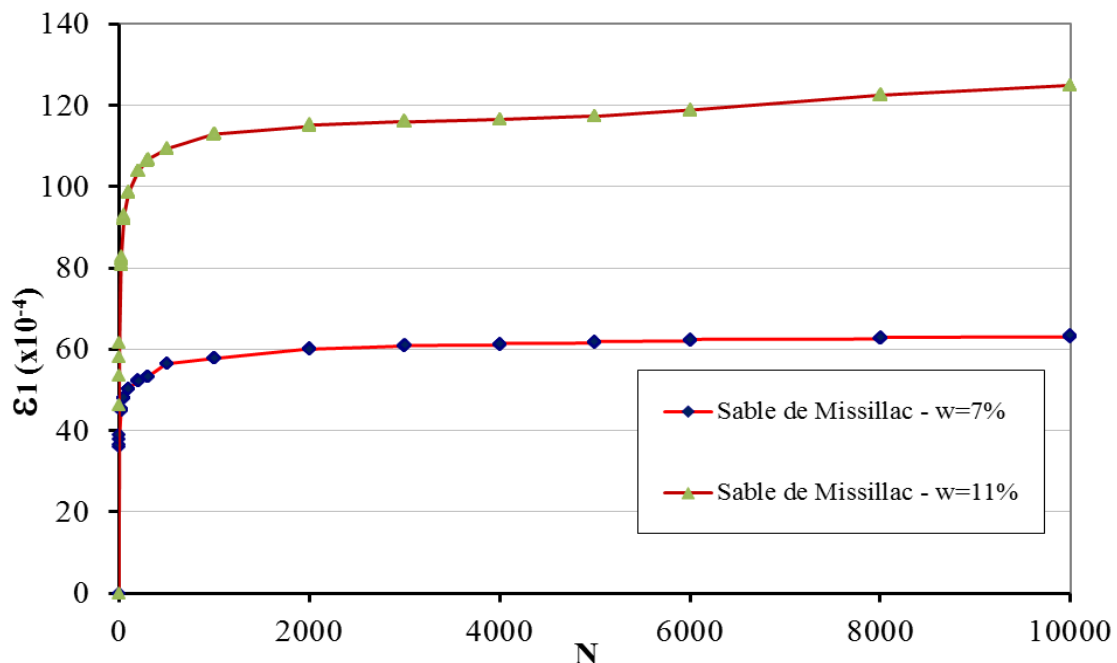


Figure II.8. Evolution des déformations axiales permanentes au cours du conditionnement

II.4.2. Comportement résilient

Après le conditionnement, nous avons effectué, pour chaque essai, 5 séries de chargements sur différents chemins de contraintes ($\Delta q/\Delta p = 0; 0,5; 1; 2; 3$). Pour chacun des chemins, deux niveaux de contraintes sont appliqués, pendant 100 cycles, à la fréquence 0,1 Hz où les signaux de la contrainte déviatorique (q) et de la pression de confinement (σ_3) sont en phase (*Figure II.9*). Les cinq derniers cycles sont alors utilisés pour déterminer le comportement résilient du matériau pour le chemin considéré (NF EN 13286-7 ou AASHTO T 307). Les différents chemins de contraintes sont indiqués dans le *Tableau II.1*.

$\Delta q/\Delta p$	p (kPa)	q (kPa)
0	50	0
	90	0
0,5	50	20
	90	40
1	50	40
	90	80
2	30	40
	50	80
3	23,33	40
	30	60

Tableau II.1. Chemins de chargement appliqués pour l'étude du comportement résilient

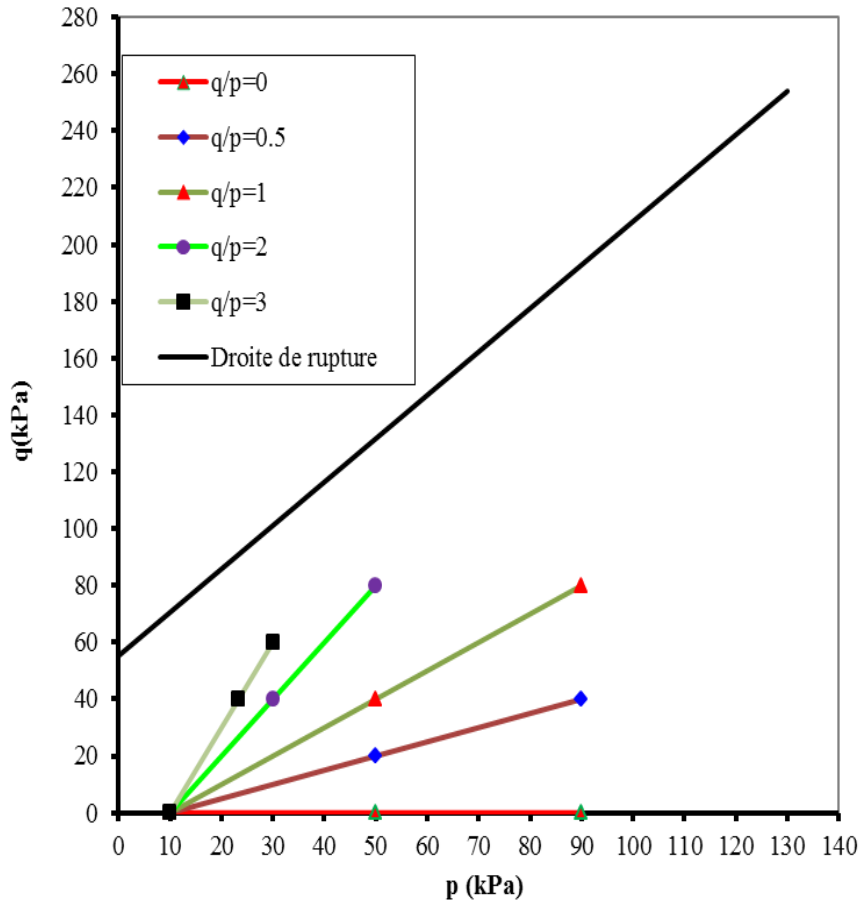


Figure II.9. Chemins de contraintes

Afin d'assurer la répétabilité des résultats obtenus, nous avons effectué deux séries d'essais pour chaque teneur en eau. Nous confirmons globalement une répétabilité satisfaisante des résultats obtenus (Figure II.10). Des exemples de résultats expérimentaux pour une teneur en eau de 9% montrent les variations des déformations volumiques et les déformations déviatoriques sur un cycle complet et pour tous les chemins de chargement étudiés (Figure II.11).

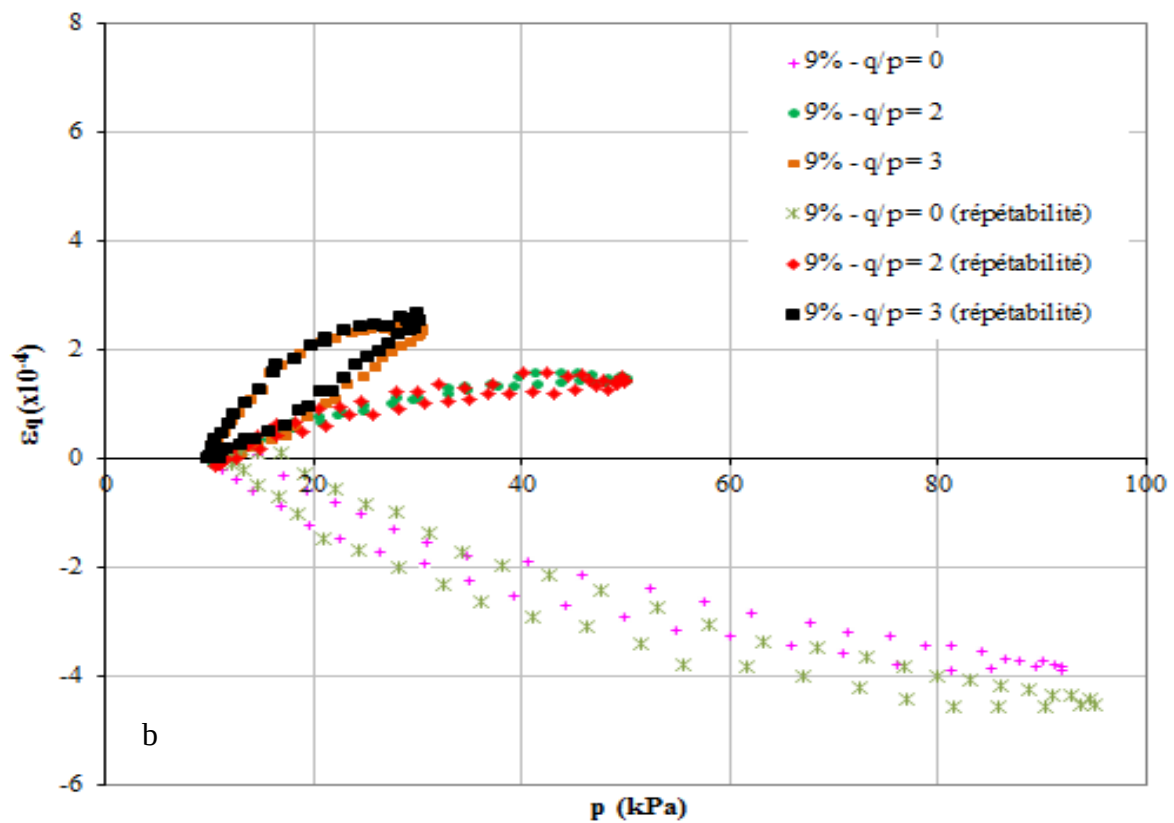
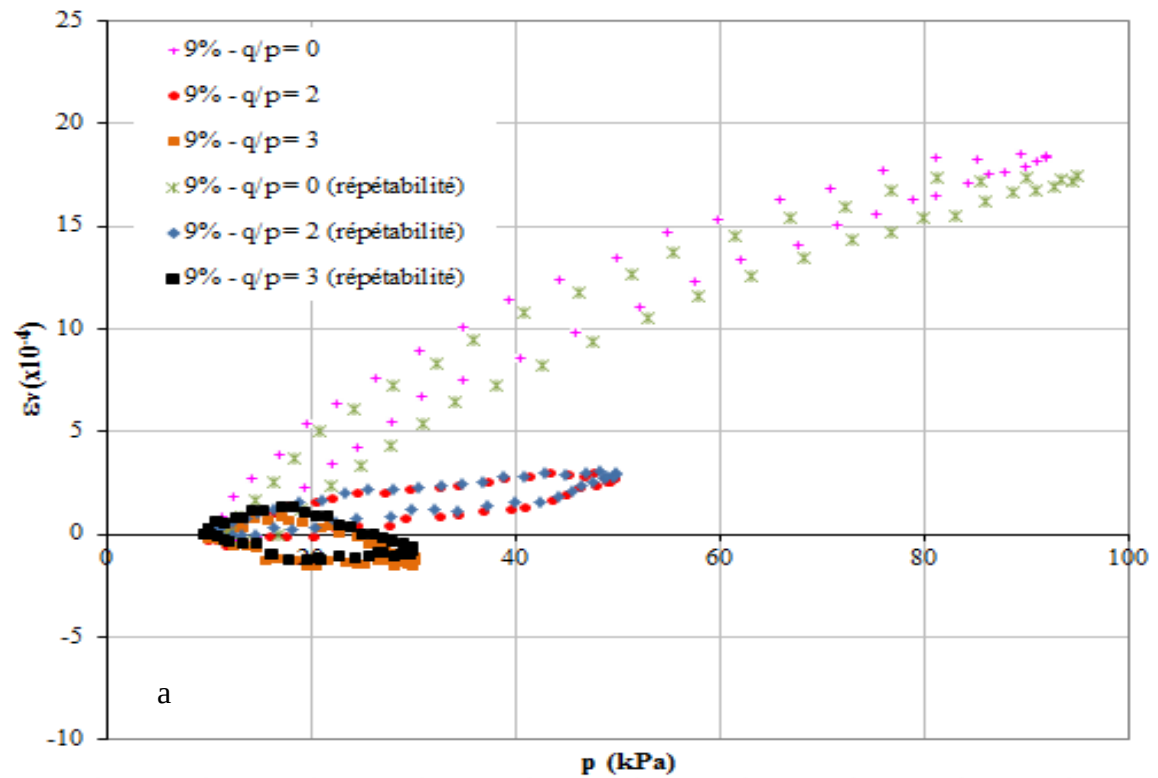


Figure II.10. a.) Répétabilité des déformations volumiques b.) Répétabilité des déformations déviatoriques sur un cycle complet

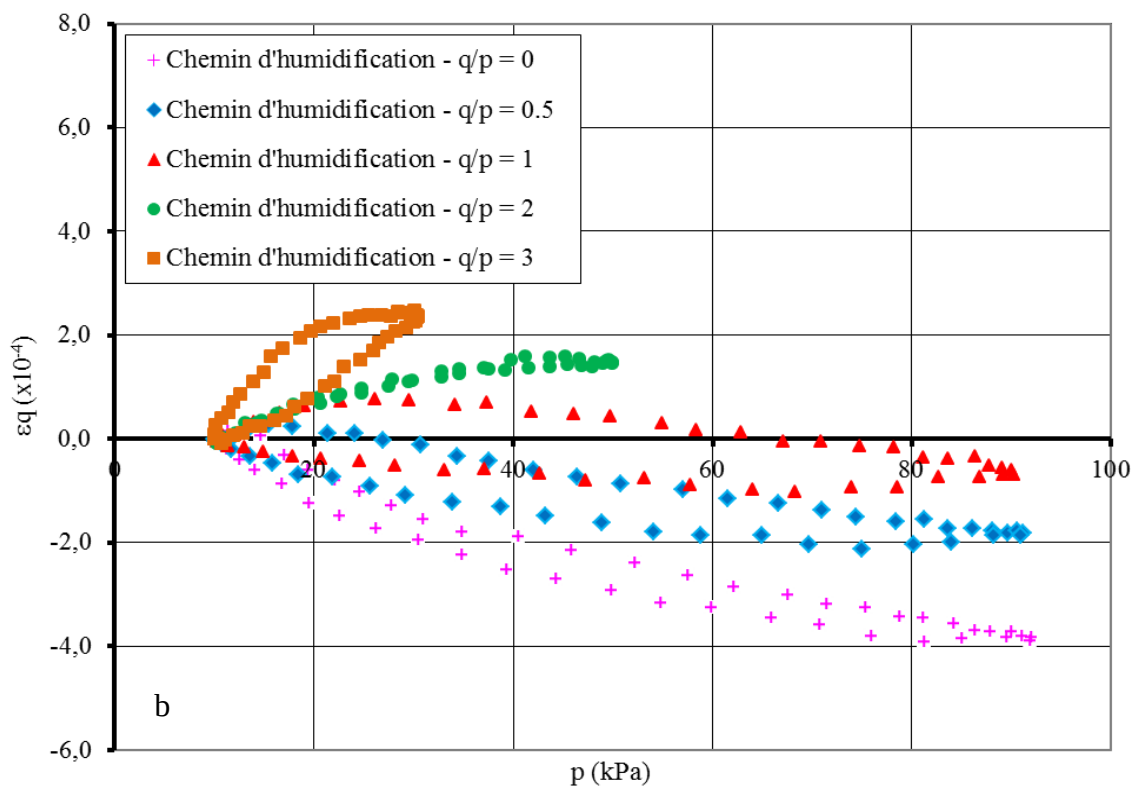
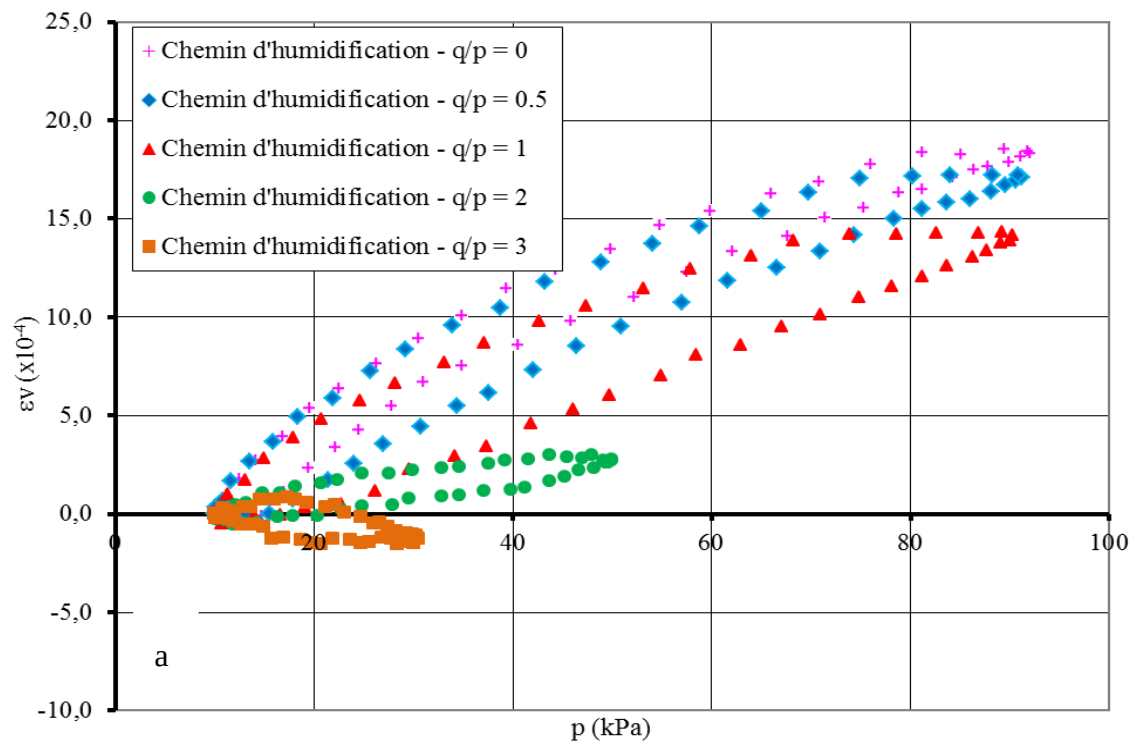


Figure II.11. a.) Evolution des déformations volumiques b.) Evolution des déformations déviatoriques sur un cycle complet

Sur ces figures, on peut voir que les déformations volumiques et les déformations déviatoriques dépendent fortement du chemin de contraintes $\Delta q/\Delta p$. On constate que les déformations déviatoriques sont positives pour les chemins de chargement à $\Delta q/\Delta p$ plus important ($\Delta q/\Delta p = 2$ ou 3), et négatives pour les chemins de chargement à $\Delta q/\Delta p$ moins important ($\Delta q/\Delta p = 0$ ou $0,5$). Pour le chemin $\Delta q/\Delta p = 3$, on peut noter que les déformations volumiques deviennent négatives (comportement contractant). Par contre, elles sont positives pour les chemins de chargement à $\Delta q/\Delta p = 0; 0,5; 1$ et 2 (comportement dilatant).

II.5. Conclusion

Ce chapitre regroupe notre procédure expérimentale des essais triaxiaux à chargements répétés pour étudier le comportement mécanique cyclique des matériaux granulaires. En effet, nous avons rencontré certaines difficultés sur les premiers essais TCR au niveau de l'échantillon et de la procédure de chargements: la fixation des capteurs, la fréquence de chargement ou les chemins de contrainte de conditionnement. En réglant ces problèmes, les résultats se sont avérés satisfaisants. En utilisant cette procédure expérimentale, nous allons étudier dans les chapitres suivants l'influence de la teneur en fines, de la teneur en eau, et de l'hystérésis hydrique sur l'évolution des déformations réversibles.

CHAPITRE III. INFLUENCE DE LA TENEUR EN FINES SUR LE COMPORTEMENT RESILIENT

III.1. Introduction

Comme on l'a présenté dans l'étude bibliographique, la teneur en fines des matériaux granulaires joue un rôle important sur la variation du module résilient et la déformation réversible. Dans ce chapitre, nous présentons des résultats d'essais triaxiaux à chargements répétés (TCR) réalisés en chemin d'humidification sur le sable de Missillac avec deux pourcentages de fines différents (sable M1 et M2). Ces essais permettent de mettre en évidence l'évolution des déformations permanentes pendant la phase de conditionnement des échantillons, et la variation de la déformation réversible sur les différents chemins de chargement pour les deux matériaux étudiés.

Afin de prendre en compte l'effet des pourcentages de fines sur le comportement résilient du sable de Missillac, nous avons utilisé deux modèles élastiques non linéaires classiques pour prédire le comportement résilient des matériaux granulaires: les modèles de Boyce et d'Uzan.

Finalement, ces résultats sont utilisés dans le code de calcul CAST3M pour déterminer la déflexion de deux structures de chaussée construites par ces deux matériaux granulaires (sable M1 et M2).

III.2. Matériaux étudiés

Dans ce travail, nous avons utilisé le sable de Missillac (*Figure III.1*), provenant de la carrière GSM à Missillac. C'est un sable 0/10 mm, écrêté à 4 mm. Il appartient à la classe B2 (NF P 11-300) ou A3 (AASHTO T 87-86, 2004) qui correspond à un matériau sableux, légèrement argileux et donc sensible à l'eau.

Le sable contient deux pourcentages de fines différents, le sable M1 avec 7,5% de fines, et le sable M2 avec 4% de fines.



Figure III.1. Sable de Missillac

La *Figure III.2* montre les courbes granulométriques du mélange, conforme à la norme XP P 94-04. Les sables M1 et M2 présentent une granulométrie étalée avec les paramètres $d_{60}=1,40$ mm; $d_{30}=0,60$ mm; $d_{10}=0,25$ mm pour le sable M1 et les paramètres $d_{60}=0,90$ mm; $d_{30}=0,55$ mm; $d_{10}=0,30$ mm pour le sable M2.

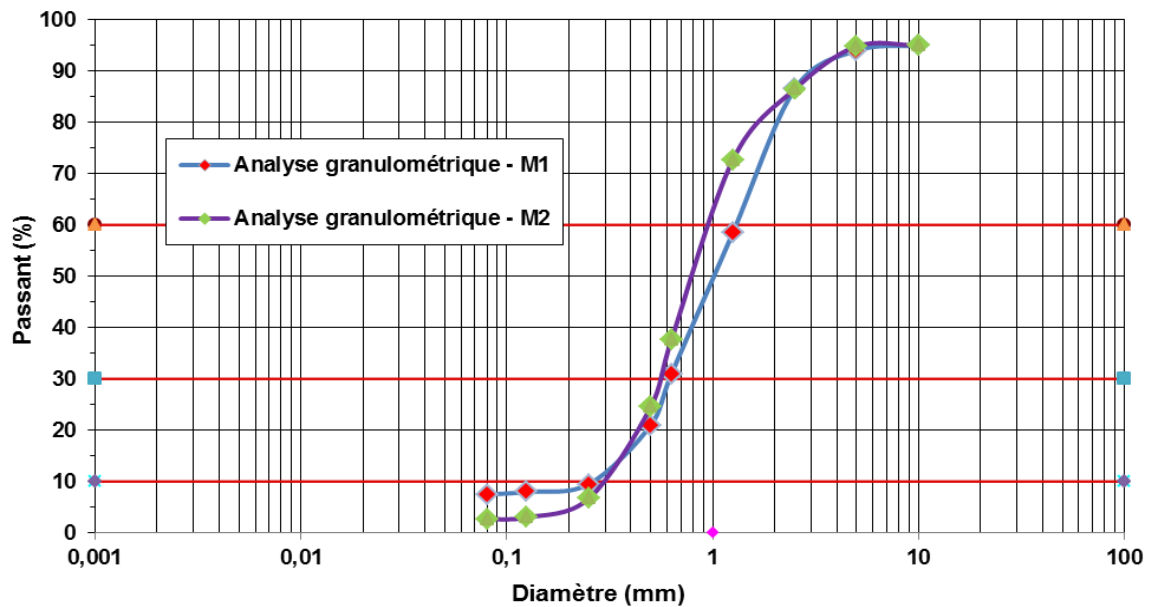


Figure III.2. Courbes granulométriques des sables de Missillac

Le compactage avec la méthode Proctor Modifiée a été réalisé selon la procédure de la norme NF P 94-093. L'optimum correspond à une teneur en eau de 9,2% et une masse volumique sèche de 2,03 Mg/m³ pour les deux sables étudiés (Figure III.3).

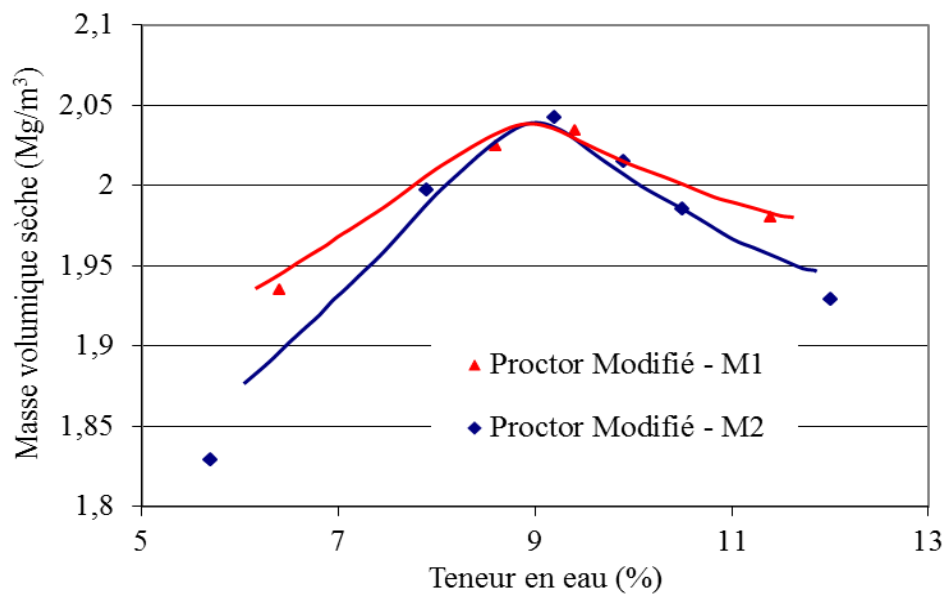


Figure III.3. Courbes Proctor Modifié des sables de Missillac

III.3. Résultats des essais TCR

Dans cette étude, nous résumons les essais TCR par Batard, 2002, réalisés à l'IFSTTAR (Nantes, France) sur le sable de Missillac avec 7,5% de fines. Ensuite, nous regroupons l'ensemble des essais expérimentaux avec nos résultats essais TCR pour le sable M2.

III.3.1. Essais TCR pour le sable M1/M2

Pour le sable M1, les échantillons testés sont compactés dans un moule rigide prévu pour les dimensions suivantes: la hauteur de 147,2 mm et le diamètre de 76,2 mm. Le compactage de l'échantillon se fait généralement en 3 couches. Il s'effectue à l'aide d'une dame manuelle similaire à celle de l'essai Proctor Modifié. Les échantillons sont compactés à une masse volumique sèche de $2,0 \text{ Mg/m}^3$.

Pour le sable M2, le compactage est effectué en 7 couches par le marteau vibrant dans un moule avec le diamètre de 150 mm et une hauteur de 280 mm pour atteindre une masse volumique sèche de $2,0 \text{ Mg/m}^3$ (voir la partie II.2).

Le *Tableau III.1* résume le mode de compactage ainsi que les dimensions des échantillons pour les essais TCR pour les deux sables M1/M2.

Matériau	Teneur en fines (%)	Masse volumique sèche (Mg/m^3)	Type de cylindrique	Méthode de compactage	Norme
M1	7,5	2,0	76,2 mm x 147,2 mm	Proctor modifié	NF EN 94-093
M2	4	2,0	150 mm x 280 mm	Marteau vibrant	NF EN 13286-4

Tableau III.1. Caractéristiques des échantillons

Pour le sable M1, les échantillons ont été soumis à un conditionnement de 10^4 cycles de chargement à l'appareil TCR, réalisé grâce à un système pneumatique (NF EN 13286-7), à une fréquence de 1Hz, afin d'obtenir une stabilisation des déformations. Le conditionnement est effectué en appliquant un état de contraintes $\Delta q/\Delta p = 2$ ($\Delta p = 40 \text{ kPa}$, $\Delta q = 80 \text{ kPa}$) à partir de l'état de contraintes initial ($p_0 = 10 \text{ kPa}$, $q_0 = 5 \text{ kPa}$).

Pour le sable M2, le conditionnement de 10^4 cycles à une fréquence de 0,5 Hz est effectué sur le chemin de contrainte de $\Delta q/\Delta p = 3$ ($\Delta p = 33,33$ kPa et $q = 70$ kPa) à partir de l'état de contraintes initial : $p_0 = 10$ kPa, $q_0 = 0$ kPa (voir la partie II.4).

Après le conditionnement, pour chaque essai, cinq séries de chargements sur les différents chemins de contraintes ($\Delta q/\Delta p = 0; 0,5; 1; 2; 3$) sont effectuées. Pour chacun des chemins, 2 niveaux de contraintes sont appliqués, chacun pendant 100 cycles, à la fréquence 1Hz pour M1 et 0,1Hz pour M2. Les cinq derniers cycles sont alors utilisés pour déterminer le comportement résilient du matériau pour le chemin considéré (NF EN 13286-7 ou AASHTO T 307).

Les différents chemins de contraintes pour les deux sables M1 et M2 sont indiqués dans le *Tableau III.2*.

$\Delta q/\Delta p$	Sable M1		Sable M2	
	p (kPa)	q (kPa)	p (kPa)	q (kPa)
0	50	5	50	0
	90	5	90	0
0,5	50	25	50	20
	90	45	90	40
1	50	45	50	40
	90	85	90	80
2	30	45	30	40
	50	85	50	80
3	25	50	23,33	40
	30	65	30	60

Tableau III.2. Chemins de chargement appliqués pour l'étude du comportement résilient

III.3.2. Comparaison du conditionnement

Les *Figure III.4* et *Figure III.5* présentent l'évolution des déformations axiales permanentes de chaque essai réalisé pour les sables M1 et M2. On observe que la déformation axiale permanente croît très rapidement lors des premiers cycles du conditionnement et se stabilise après 2000 cycles.

Les déformations permanentes sont faibles pour un matériau relativement sec puis augmentent avec la teneur en eau. Lorsque le matériau est saturé, la déformation permanente est plus importante. On peut observer qu'une augmentation de 5% de la teneur en eau a fait augmenter les déformations axiales permanentes dans un rapport de 3 pour le sable M1 et dans un rapport de 2 pour le sable M2.

On peut voir qu'une augmentation de la teneur en fines engendre une diminution des déformations axiales permanentes. La déformation axiale permanente peut diminuer de plus de 18 % lorsque la teneur en fines passe de 4 % à 7,5 %.

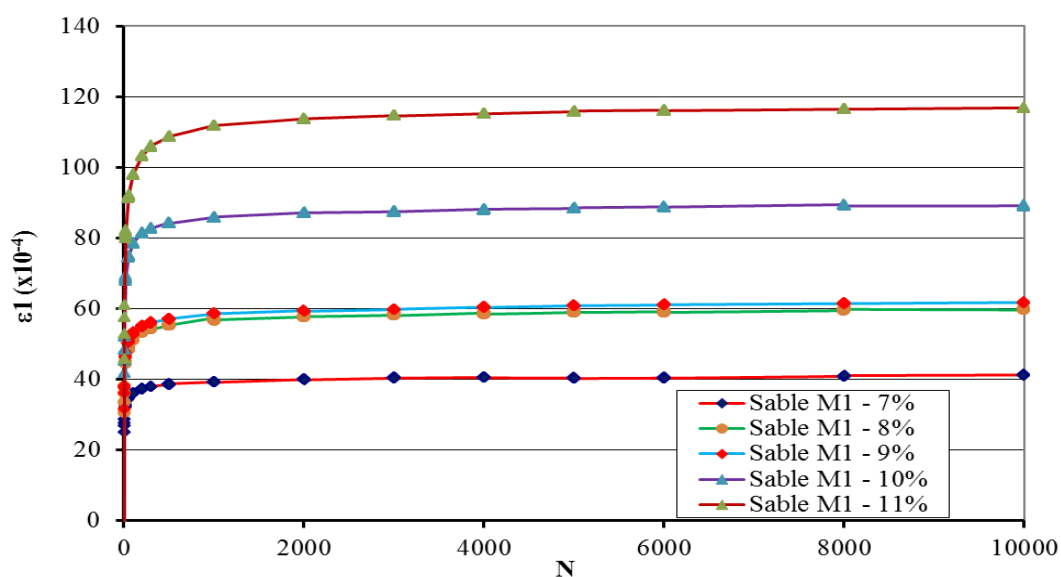


Figure III.4. Evolution des déformations axiales permanentes au cours du conditionnement pour le sable M1

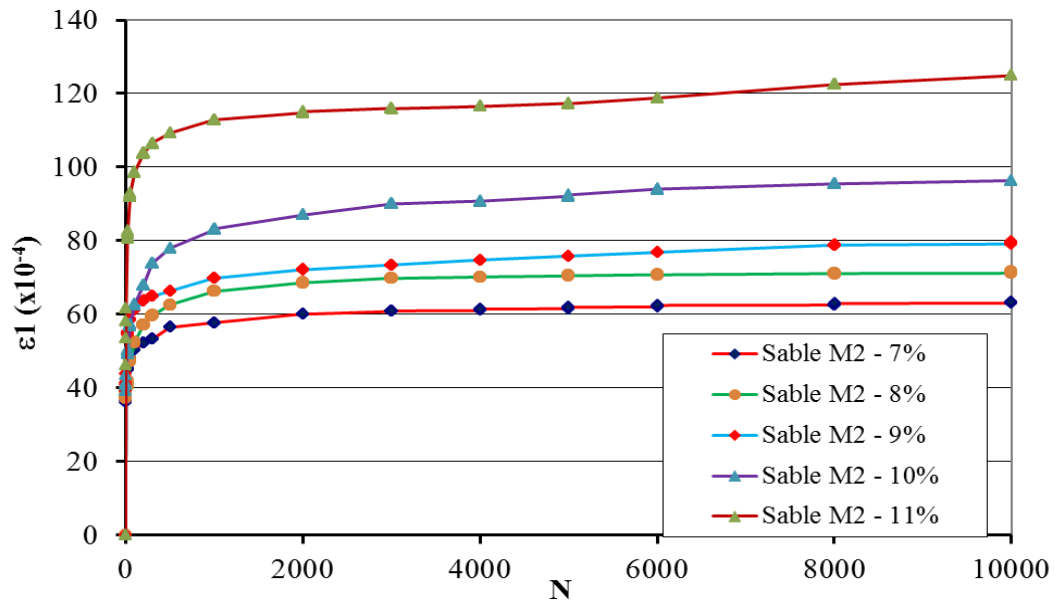


Figure III.5. Evolution des déformations axiales permanentes au cours du conditionnement pour le sable M2

III.3.3. Comparaison du comportement résilient

Les variations des déformations volumiques et des déformations déviatoriques pour différents chemins de contraintes à différentes teneurs en eau entre 7 et 11 % sont représentés sur la Figure III.6.

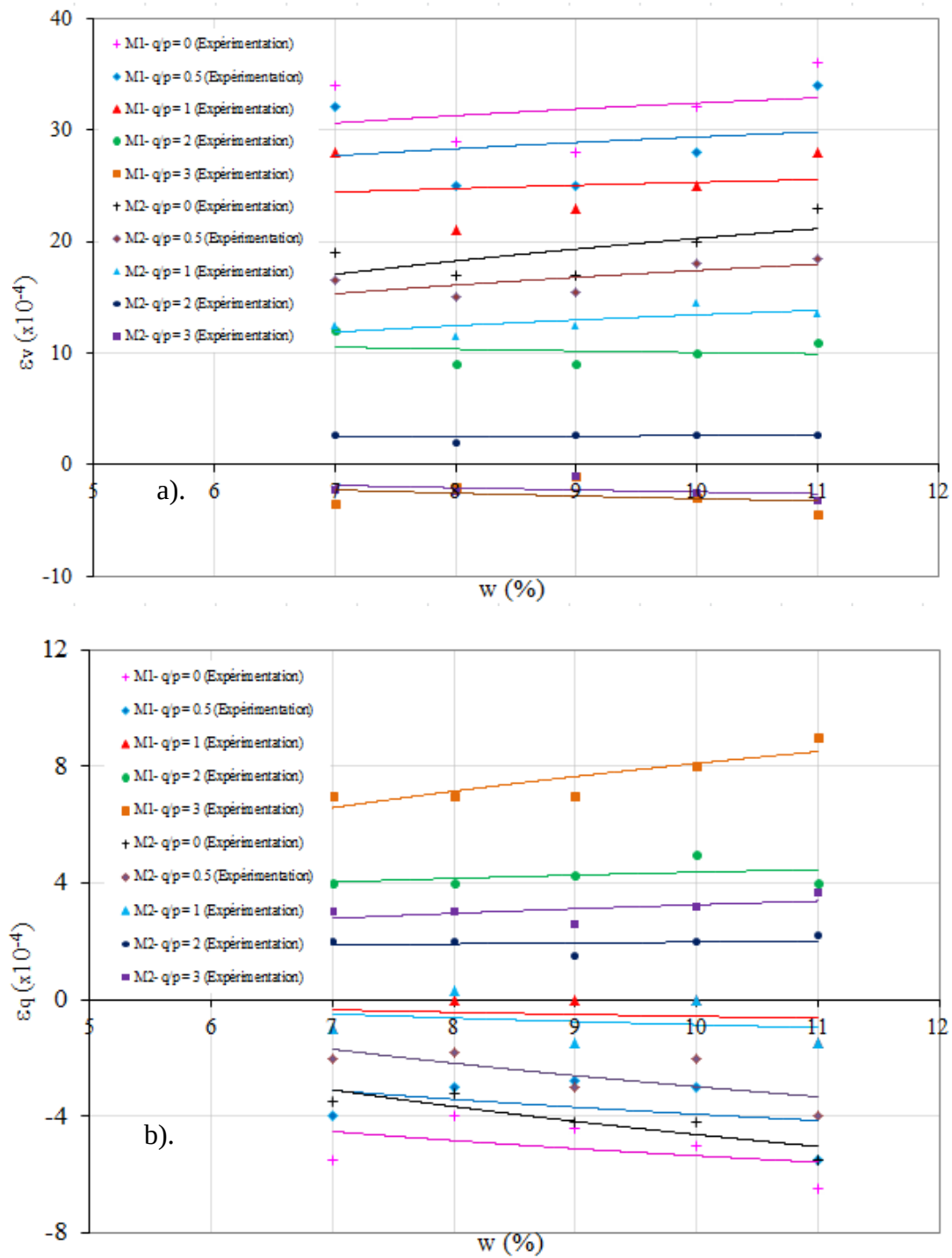


Figure III.6. a). Variation des déformations volumiques b). Variation des déformations déviatoriques

Sur la Figure III.6, on peut constater que :

- les déformations volumiques et les déformations déviatoriques dépendent du chemin de contraintes $\Delta q/\Delta p$ et de la teneur en eau.

- les déformations déviatoriques sont positives et les déformations volumiques deviennent négatives, pour les chemins $\Delta q/\Delta p$ plus importants, montrant le comportement dilatant des matériaux.
- le comportement contractant correspond aux déformations volumiques positives.

Autres part, on peut affirmer que :

- les échantillons de sable M2 ont montré des déformations volumiques résilientes moins importantes que celles du sable M1.
- les déformations volumiques et les déformations déviatoriques diminuent quand la teneur en eau passe de l'état saturé à l'état sec pour les deux sables.

On observe globalement que la déformation résiliente augmente de 20% quand la teneur en eau passe de 7% à 11% et diminue de 30% lorsque la teneur en fines passe de 7,5 % à 4 %. Cela confirme l'effet majeur de la teneur en fines et de la teneur en eau sur le comportement résilient. Nous avons noté que la teneur en fines joue un rôle plus important que la teneur en eau.

III.4. Prédiction du comportement résilient en contrainte totale

III.4.1. Modèle de Boyce

Comme ceci était présenté dans le premier chapitre, il y a plusieurs modèles pour étudier le comportement résilient des matériaux granulaires. Dans cette étude, nous avons utilisé premièrement le modèle de Boyce anisotrope modifié par Hornych (équations I.37, I.38), dans lesquelles, K_a , G_a , n , γ sont les paramètres du modèle. Ces paramètres ont été optimisés avec la méthode des moindres carrés dans laquelle l'erreur quadratique suivante est minimisée :

$$S_{\min} = \frac{\sum (\varepsilon_v - f(p^*, q^*))^2}{\sum (\varepsilon_v - m_v)^2} + \frac{\sum (\varepsilon_q - g(p^*, q^*))^2}{\sum (\varepsilon_q - m_q)^2} \quad (\text{III.1})$$

où :

$f(p^*, q^*)$, $g(p^*, q^*)$ sont les déformations volumiques et déformations déviatoriques issues du modèle;

m_v , m_q sont les valeurs moyennes des déformations volumiques et déformations déviatoriques élastiques expérimentales.

Le coefficient de corrélation est exprimé par :

$$C_{\text{corrél.}} = 1 - \sqrt{\frac{S_{\min}}{2}} \quad (\text{III.2})$$

Ces paramètres ont été optimisés à différentes teneurs en eau pour deux matériaux étudiés. Les teneurs en eau considérées dans cette optimisation sont de 7%, 8%, 9%, 10% et 11%. Les *Tableau III.3* et *III.4* présentent les paramètres du modèle de Boyce ainsi que les coefficients de corrélation. Notons qu'à chaque teneur en eau correspond cinq chemins de contraintes ($\Delta q/\Delta p = 0; 0,5; 1; 2; 3$).

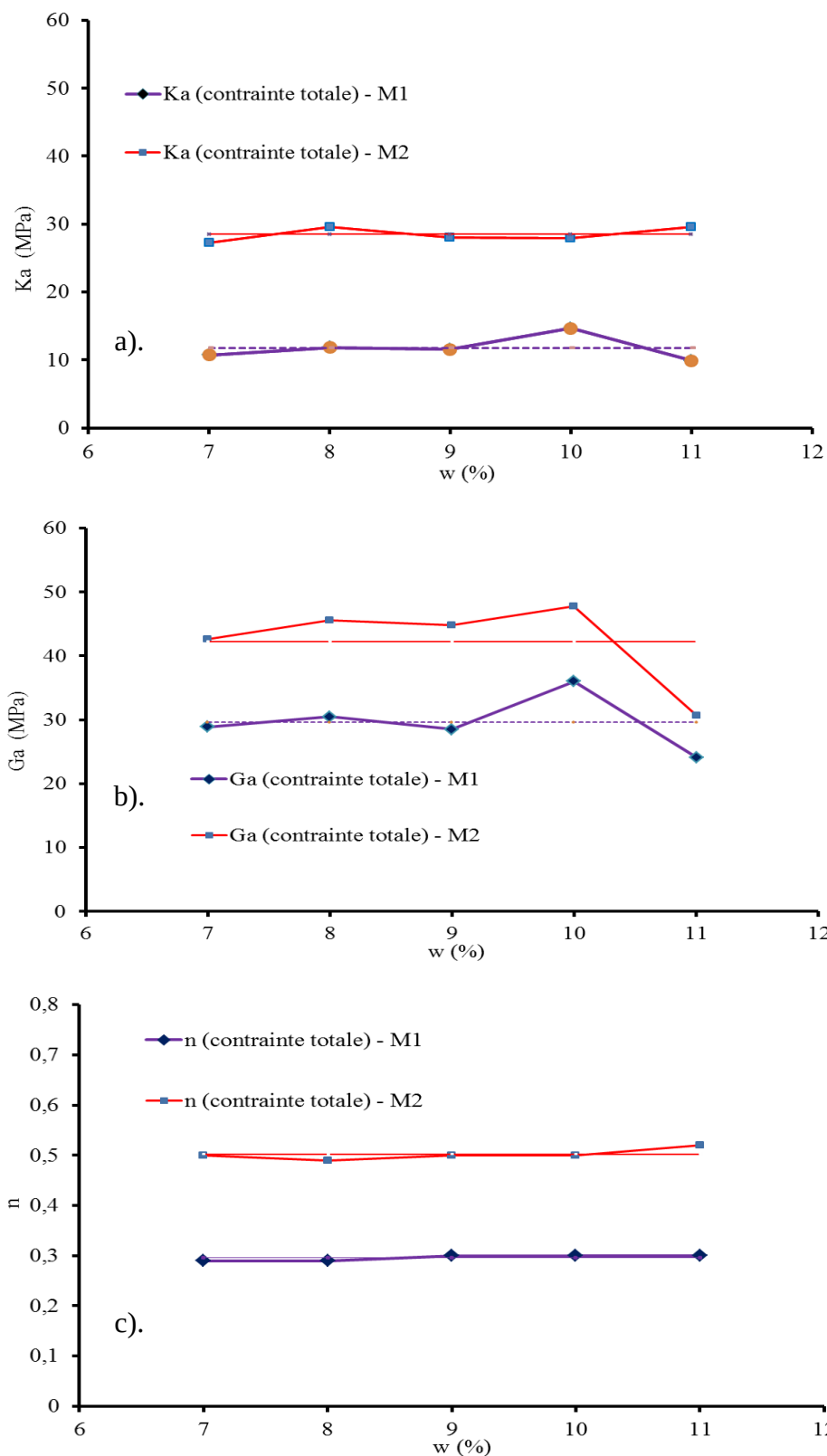
w (%)	$\Delta q/\Delta p$	Paramètres (Sable M1)				Corrélation
		K_a (MPa)	G_a (MPa)	n	γ	
7	0; 0,5; 1; 2; 3	10,70	28,90	0,29	0,51	0,89
8	0; 0,5; 1; 2; 3	11,85	30,50	0,29	0,59	0,88
9	0; 0,5; 1; 2; 3	11,56	28,50	0,30	0,58	0,89
10	0; 0,5; 1; 2; 3	14,65	36,00	0,30	0,60	0,87
11	0; 0,5; 1; 2; 3	9,90	24,10	0,30	0,51	0,85
Valeur moyenne		11,73	29,60	0,30	0,56	--

Tableau III.3. Paramètres du modèle de Boyce pour le sable M1

w (%)	$\Delta q/\Delta p$	Paramètres (Sable M2)				Corrélation
		K_a (MPa)	G_a (MPa)	n	γ	
7	0; 0,5; 1; 2; 3	27,27	42,60	0,50	0,47	0,76
8	0; 0,5; 1; 2; 3	29,60	45,59	0,49	0,53	0,72
9	0; 0,5; 1; 2; 3	28,00	44,84	0,50	0,51	0,71
10	0; 0,5; 1; 2; 3	27,92	47,75	0,50	0,53	0,77
11	0; 0,5; 1; 2; 3	29,60	30,63	0,52	0,48	0,71
Valeur moyenne		28,48	42,28	0,50	0,50	--

Tableau III.4. Paramètres du modèle de Boyce pour le sable M2

Les résultats obtenus montrent que les paramètres K_a , G_a , n du sable M2 sont plus élevés que ceux obtenus pour le sable M1. Le paramètre γ reste presque constant pour les deux sables.



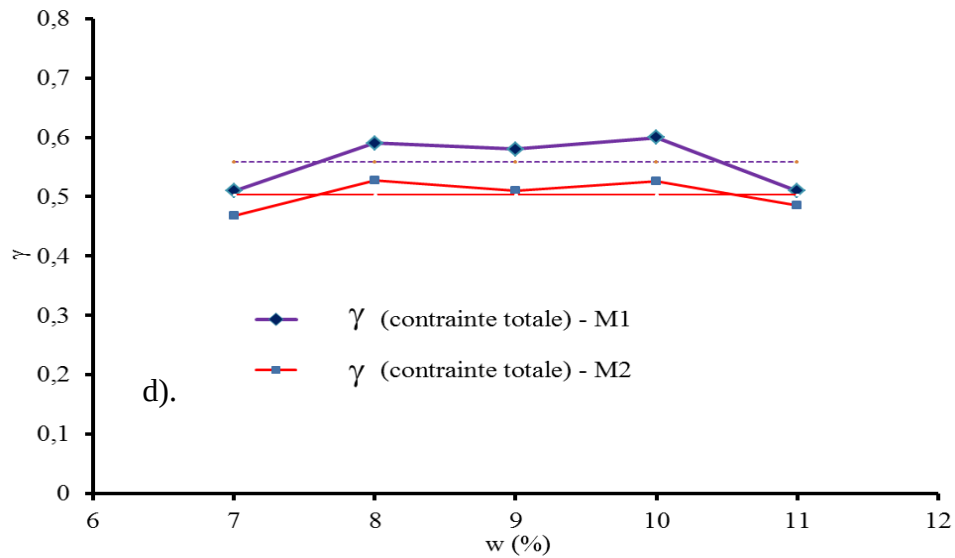


Figure III.7. Evolution des paramètres : a). K_a b). G_a c). n d). γ

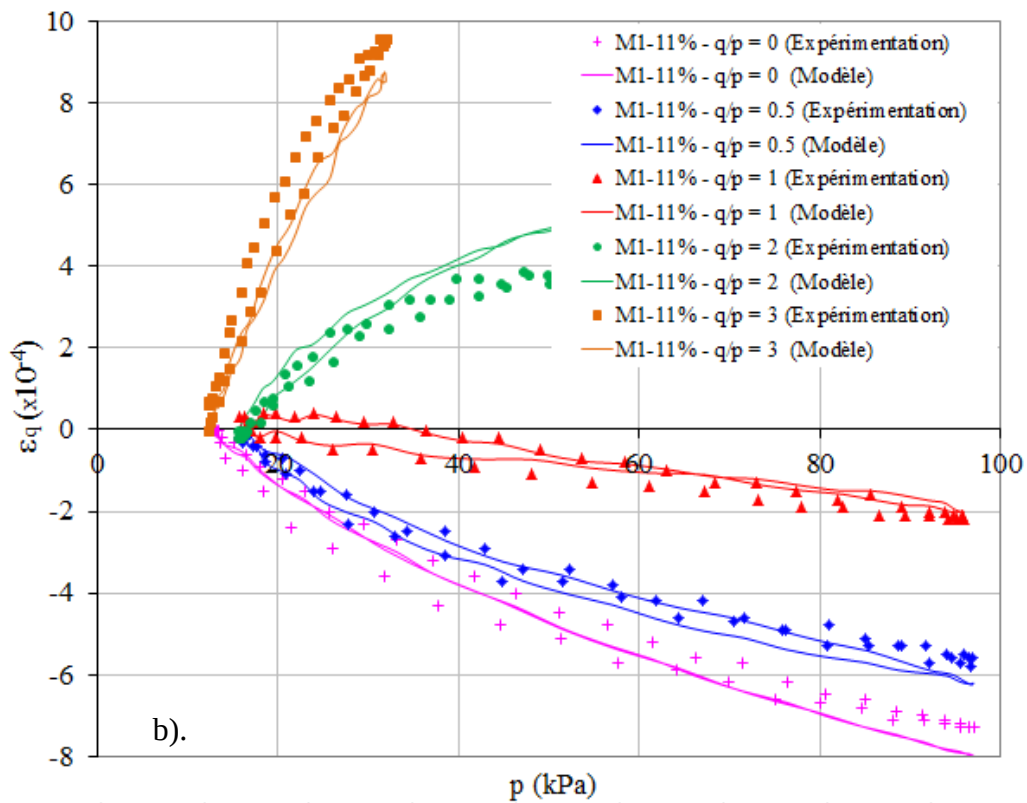
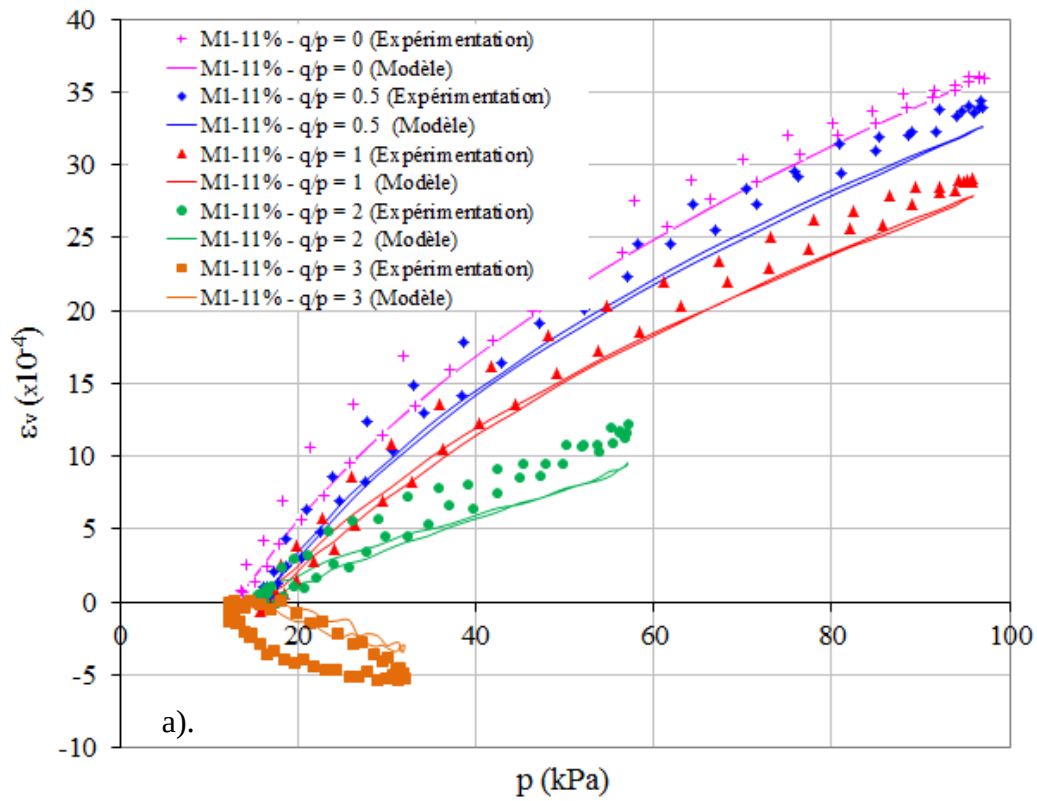
Sur les Figures III.8, 9, 10 et 11, nous présentons les ajustements obtenus avec le modèle de Boyce anisotrope pour les deux sables M1/M2 à deux teneurs en eau de 11% et 7%.

Pour l'évolution des déformations volumiques (Figures III.8.a; III.9.a; III.10.a; III.11.a), on constate que :

- les simulations sont satisfaisantes, particulièrement pour les chemins de contraintes ($\Delta q/\Delta p$) moins importants,
- Pour les chemins de contraintes à $\Delta q/\Delta p$ élevés ($\Delta q/\Delta p = 3$), les ajustements sont moins proches du comportement obtenu lors des essais notamment pour le sable M2.

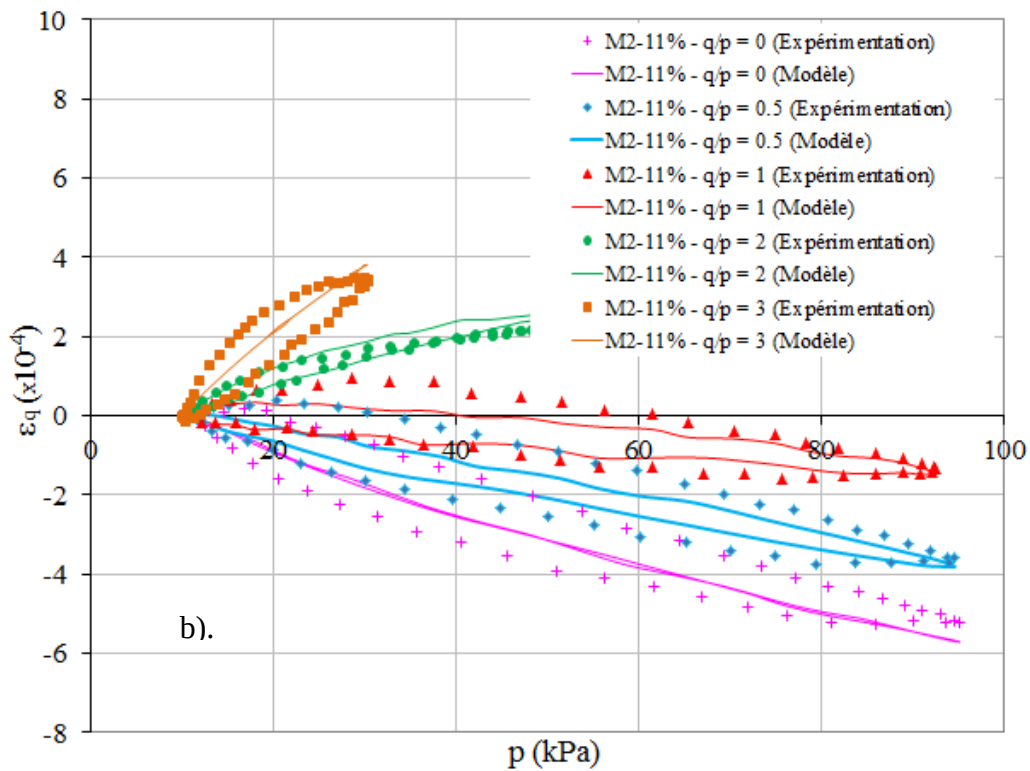
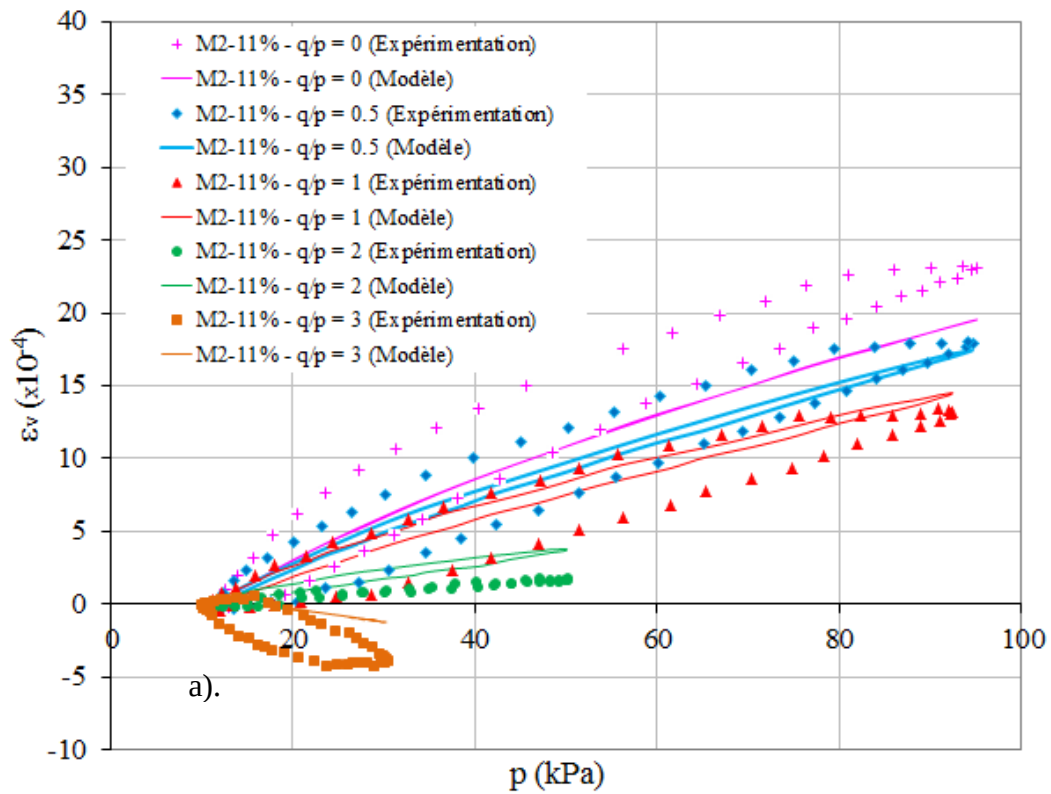
Pour les déformations déviatoriques (Figures III.8.b; III.9.b; III.10.b; III.11.b), nous affirmons que :

- le modèle de Boyce anisotrope conduit à un ajustement très proche de l'évolution réelle obtenue expérimentalement.
- l'ajustement est légèrement moins précis pour les chemins $\Delta q/\Delta p = 2$ et $\Delta q/\Delta p = 3$. Cela peut s'expliquer par l'écart relevé entre le chemin de chargement/déchargement.



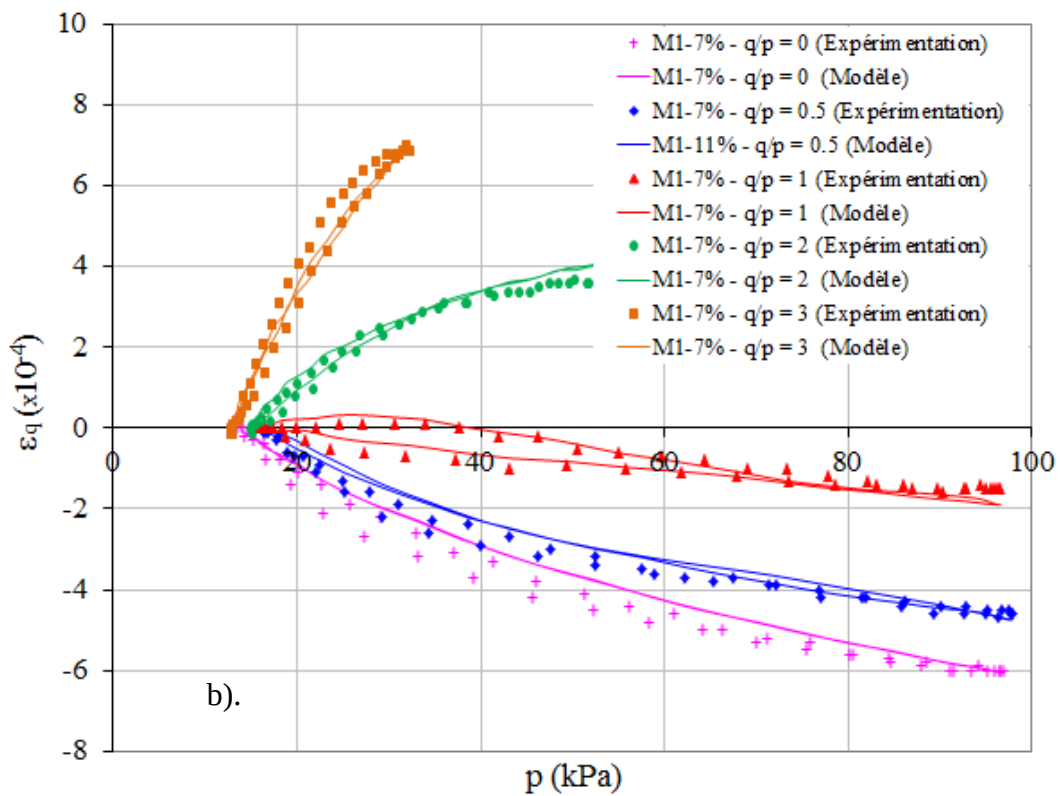
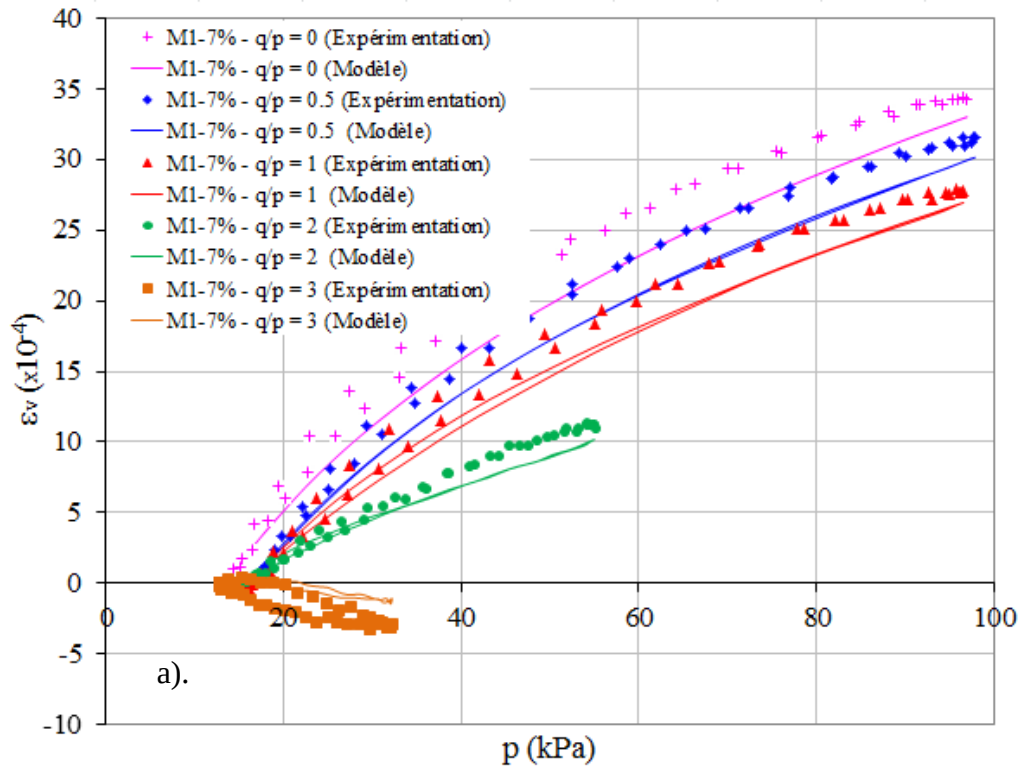
Figures III.8. Réponse du modèle et des résultats d'essai (Sable M1; $w = 11\%$) :

a). Déformations volumiques b). Déformations déviatoriques



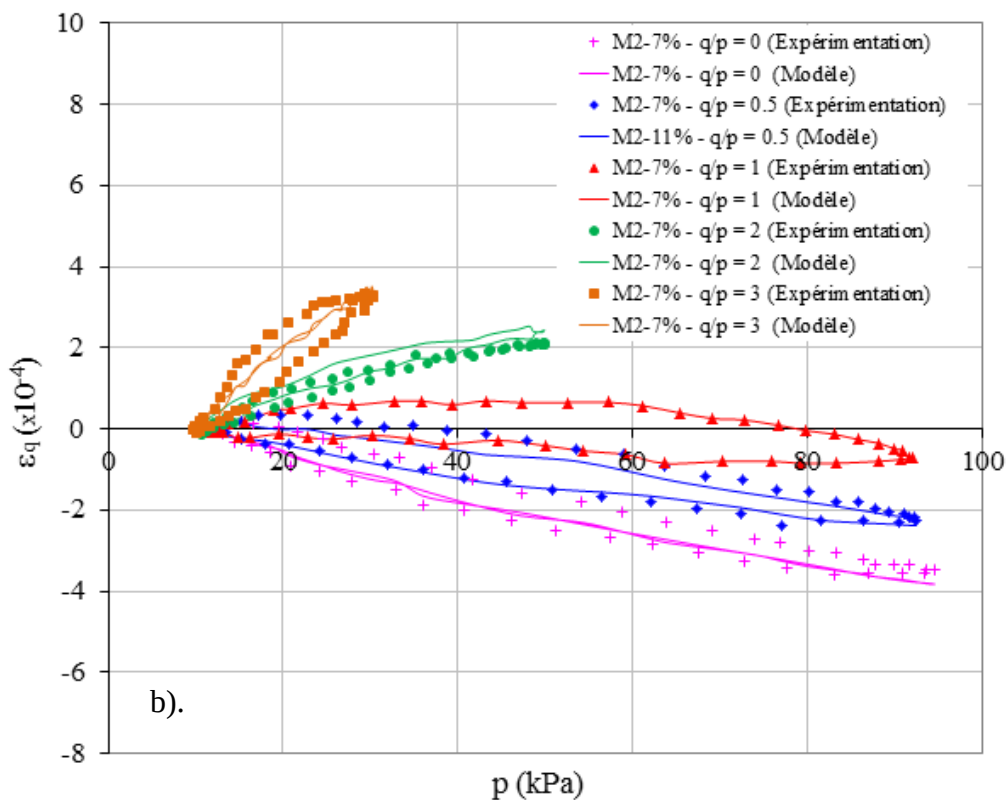
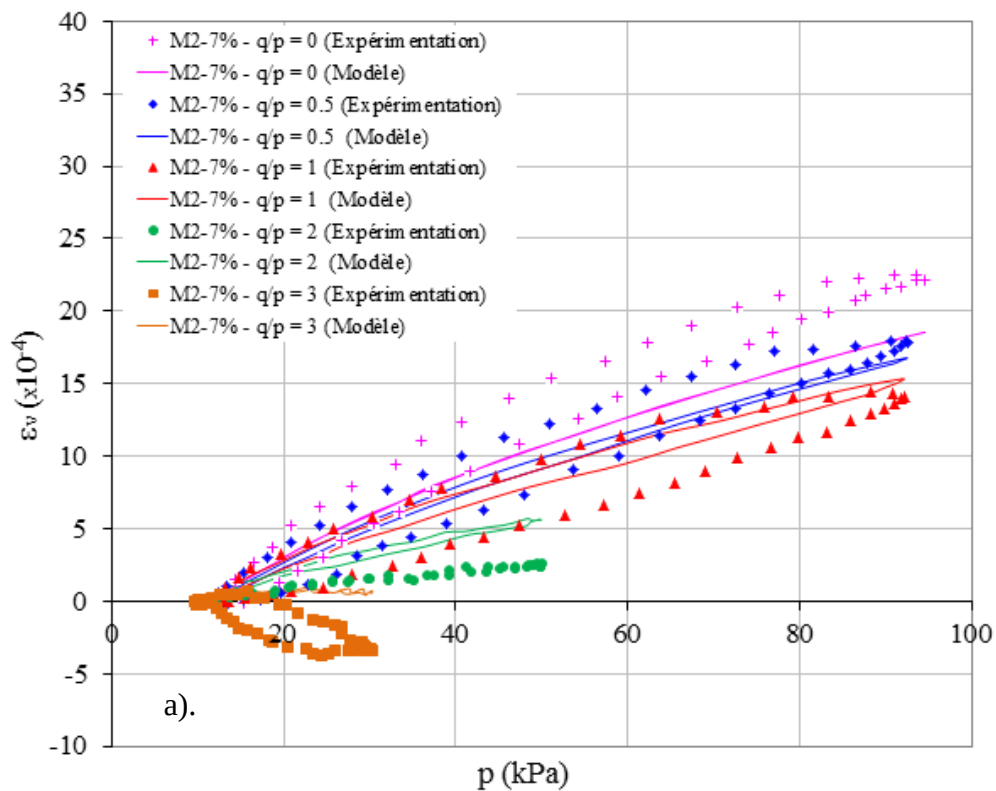
Figures III.9. Réponse du modèle et des résultats d'essai (Sable M2; $w = 11\%$) :

a). Déformations volumiques b). Déformations déviatoriques



Figures III.10. Réponse du modèle et des résultats d'essai (Sable M1; $w = 7\%$) :

a). Déformations volumiques b). Déformations déviatoriques



Figures III.11. Réponse du modèle et des résultats d'essai (Sable M2; $w = 7\%$) :

a). Déformations volumiques b). Déformations déviatoriques

Finalement, nous constatons que :

- le modèle de Boyce décrit relativement bien l'évolution des déformations pour les différents chemins de contraintes,
- il y a presque une stabilisation des paramètres avec la teneur en eau, mais on note une augmentation de ces paramètres avec la diminution de la teneur en fines.

III.4.2. Modèle d'Uzan

Dans cette partie, l'optimisation du modèle d'Uzan a été effectuée pour étudier le module résilient (M_R). Pour prendre en compte la réponse anisotrope de certains matériaux, on prend la forme suivante :

$$M_R = p_a \cdot k_1 \cdot \left(\frac{p^*}{p_a} \right)^{K_2} \cdot \left(\frac{\sqrt{2}q^*}{3p_a} + 1 \right)^{k_3} \quad (\text{III.3})$$

Avec k_1 , k_2 , k_3 sont les paramètres du modèle et ils ont été optimisés avec la méthode des moindres carrés dans laquelle l'erreur quadratique suivante est minimisée :

$$S_{\min} = \frac{\sum (M_R(\text{exp}) - M_R(\text{Uzan}))^2}{\sum (M_R(\text{exp}) - \widehat{M}_R(\text{Uzan}))^2} \quad (\text{III.4})$$

où: $M_R(\text{exp})$ est le module résilient expérimental :

$$M_R(\text{exp}) = \frac{\Delta q}{\left(\Delta \varepsilon_q + \frac{\Delta \varepsilon_v}{3} \right)} = \frac{q_i - q_1}{\left(\Delta \varepsilon_q + \frac{\Delta \varepsilon_v}{3} \right)} \quad (\text{III.5})$$

où :

q_1 , q_i sont les valeurs de la contrainte déviatorique pour le niveau numéro 1 et i ;

$M_R(\text{Uzan})$ est le module résilient calculé par le modèle d'Uzan;

$\widehat{M}_R(\text{Uzan})$ est la valeur moyenne des modules résilients expérimentaux.

Une optimisation des paramètres a été réalisée pour les deux matériaux aux différentes teneurs en eau de 7%, 8%, 9%, 10% et 11% avec le coefficient de corrélation défini par la formule III.4. Les tableaux III.5 et III.6 présentent les paramètres du modèle d'Uzan ainsi que les coefficients de corrélation. Notons qu'à chaque teneur en eau correspond quatre chemins de contraintes ($\Delta q/\Delta p = 0,5; 1; 2; 3$).

w (%)	$\Delta q/\Delta p$	Paramètres (Sable M1)			Corrélation
		k_1	k_2	k_3	
7	0,5; 1; 2; 3	314,18	-0,21	3,32	0,84
8	0,5; 1; 2; 3	304,34	-0,10	3,59	0,86
9	0,5; 1; 2; 3	322,03	-0,06	3,12	0,82
10	0,5; 1; 2; 3	337,50	-0,10	3,28	0,81
11	0,5; 1; 2; 3	383,50	-0,18	3,20	0,80
Valeur moyenne		332,31	-0,13	3,30	--

Tableau III.5. Paramètres du modèle d'Uzan pour le sable M1

w (%)	$\Delta q/\Delta p$	Paramètres (Sable M2)			Corrélation
		k_1	k_2	k_3	
7	0,5; 1; 2; 3	809,20	-0,27	3,83	0,86
8	0,5; 1; 2; 3	504,07	-0,46	4,81	0,83
9	0,5; 1; 2; 3	901,24	-0,18	3,97	0,72
10	0,5; 1; 2; 3	498,89	-0,59	3,99	0,79
11	0,5; 1; 2; 3	882,86	-0,24	3,33	0,83
Valeur moyenne		683,09	-0,38	4,01	--

Tableau III.6. Paramètres du modèle d'Uzan pour le sable M2

Sur la Figure III.12, on peut observer une variation importante des paramètres k_1 , k_2 , k_3 pour les deux simulations pour le sable M2. Cette figure montre que ces paramètres sont constants pour le sable M1.

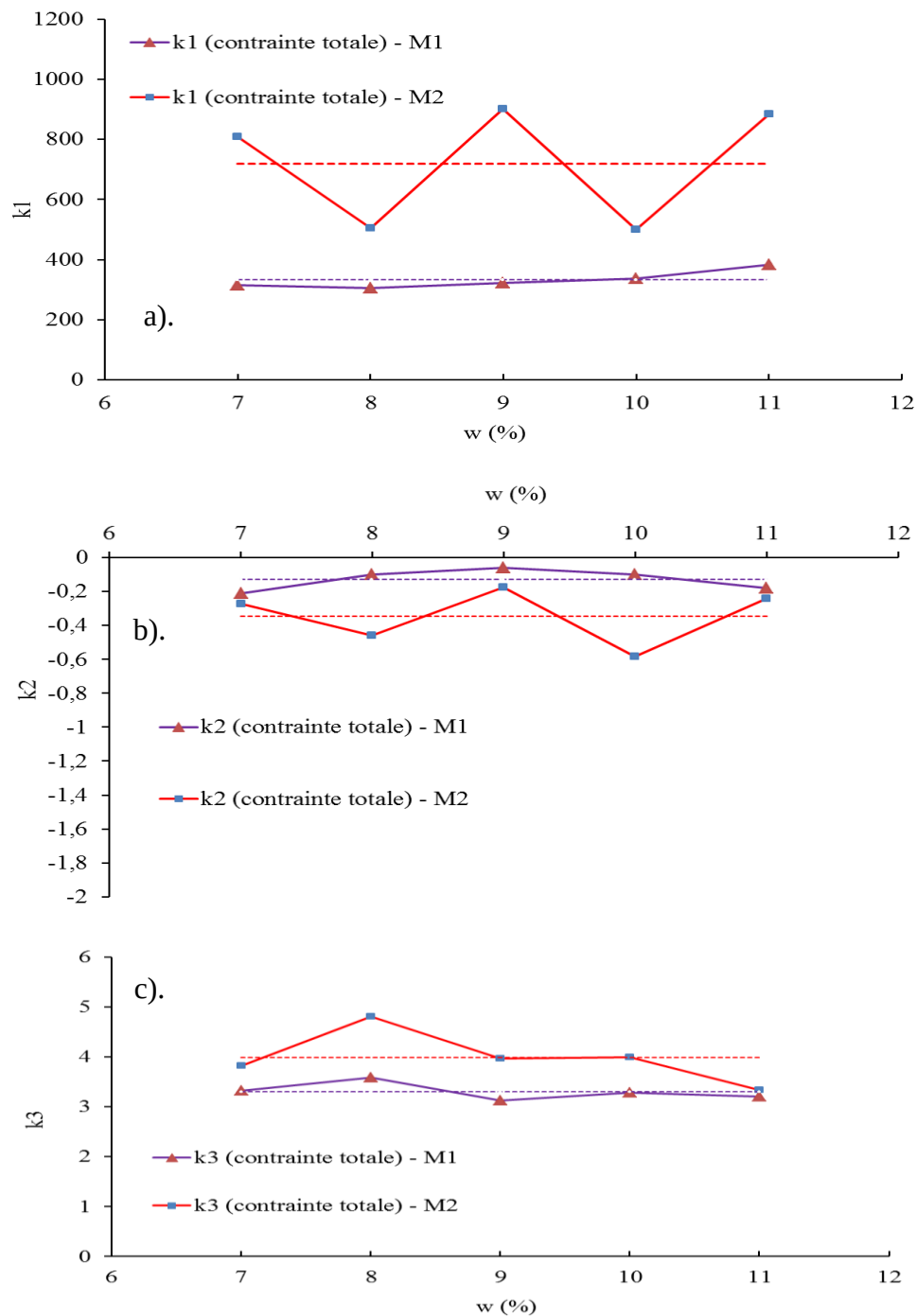
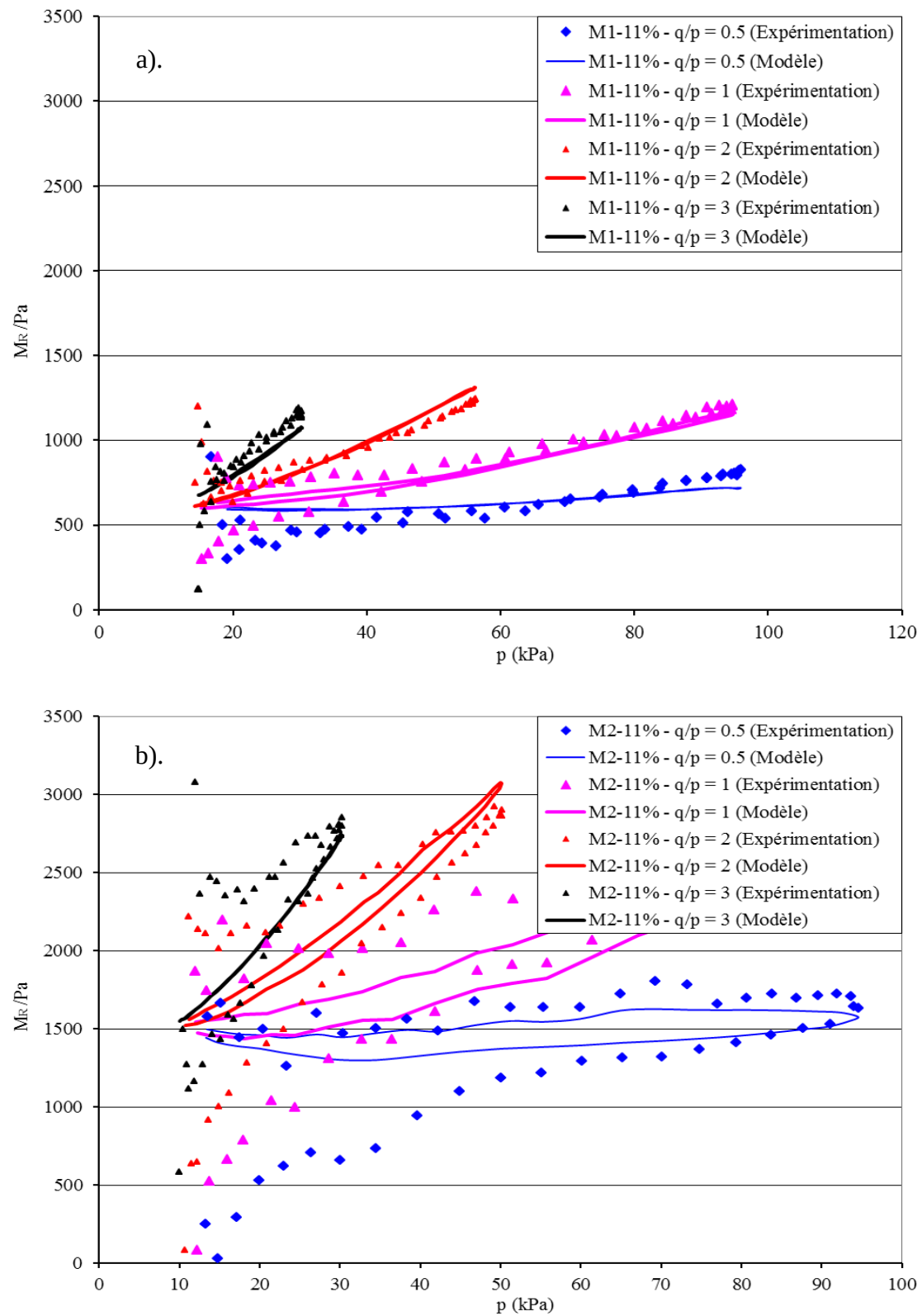
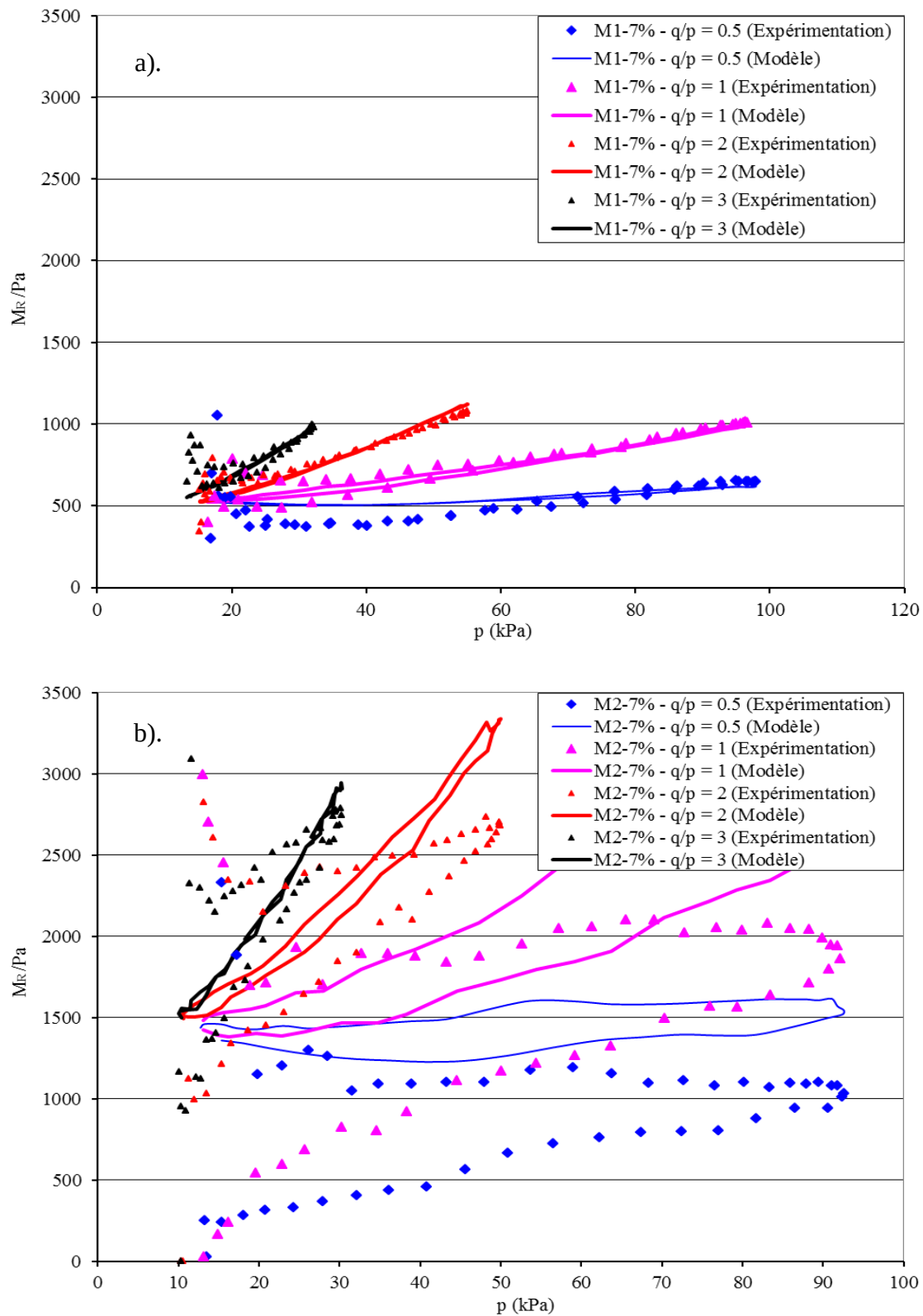


Figure III.12. Evolution de paramètre : a). k_1 b). k_2 c). k_3

Sur les Figure III.13 et Figure III. 14, nous présentons l'évolution du module résilient pour les deux sables à deux teneurs en eau de 11% et 7%. Nous observons que les ajustements sont moins proches particulièrement pour le sable M2. Les modules résilients ont des valeurs assez dispersées.



Figures III.13. Comparaisons les modules résilients entre la réponse du modèle et des résultats d'essai ($w = 11\%$) : a). Sable M1 b). Sable M2



Figures III.14. Comparaisons les modules résilients entre la réponse du modèle et des résultats d'essai ($w = 7\%$) : a). Sable M1 b). Sable M2

Après avoir analysé les deux modèles, nous remarquons que le seul modèle conduisant à des prédictions vraiment satisfaisantes est le modèle de Boyce anisotrope, en raison de la réponse fortement anisotrope de ce matériau. Avec ce modèle, les prédictions obtenues sont très réalistes pour tous les essais effectués sur les sables de Missillac. Par conséquent, dans la partie suivante, nous allons utiliser les paramètres du modèle de Boyce pour déterminer la déflexion de deux structures de chaussée.

III.5. Modélisation numérique

Cette partie se propose de déterminer l'influence de la teneur en fines sur la déflexion pour une structure de chaussée à faible trafic sous différentes conditions hydriques, en s'appuyant sur le code de calcul par éléments finis CAST3M.

III.5.1. Description de CAST3M

CAST3M est un logiciel de calcul de structures par la méthode des éléments finis et plus généralement de résolution d'équations aux dérivées partielles par la méthode des éléments finis. Il a été développé au Département Mécanique et Technologie (DMT) du Commissariat français à l'Energie Atomique (CEA).

La principale particularité de CAST3M, est d'être extrêmement adaptable aux multiples applications propres à chaque utilisateur. Le développement de CAST3M entre dans le cadre d'une activité de recherche dans le domaine de la mécanique dont le but est de définir un instrument de haut niveau, pouvant servir de support pour la conception, le dimensionnement et l'analyse de structures et de composants, dans le domaine du nucléaire comme dans le secteur industriel classique. Dans cette optique, CAST3M intègre non seulement les processus de calculs proprement dits mais également les fonctions de construction du modèle (préprocesseur) et les fonctions de traitement des résultats (post-traitement). CAST3M est un programme que l'utilisateur peut adapter à ses besoins pour résoudre ses propres problèmes.

CAST3M possède un langage de commande constitué d'une série d'opérateurs permettant à l'utilisateur de manipuler les données et les résultats sous forme d'objets en leur donnant des noms: c'est le langage **Gibiane** à l'aide d'un éditeur de texte (n'importe lequel). Puis de lancer l'application CAST3M sur le fichier créé. Il est recommandé d'utiliser le suffixe ".dgibi".

III.5.2. Description de la structure de chaussée étudiée

La catégorie de structure étudiée est représentée sur la *Figure III.15*. Elle correspond à une chaussée souple composée d'une couche de béton bitumineux reposant sur une couche d'assise en grave non traitée. L'ensemble est supporté par une plate-forme support. Les dimensions des deux structures de chaussées souples que nous avons modélisées sont issues d'une expérience sur le manège de fatigue de l'IFSTTAR (Hornych, 2005). Ces deux structures sont de chaussées classées T2 d'après SETRA, 1994, la 1^{ère} structure à très faible trafic (10^5 essieux de référence) et la 2^{ème} structure à trafic moyen (10^6 essieux de référence). Les dimensions de ces structures sont rapportées dans le *Tableau III.7*.

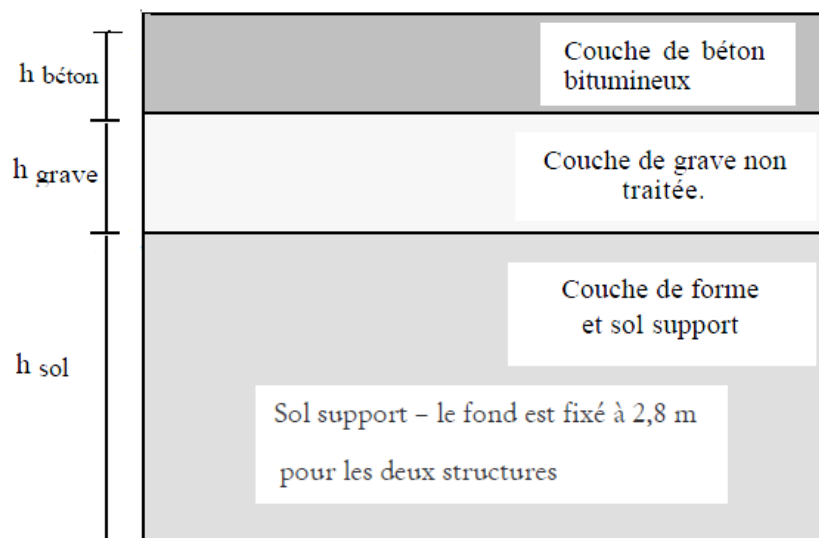


Figure III.15. Description de la chaussée souple étudiée

Couche	Structure 1	Structure 2
Béton bitumineux	4 cm	6,6 cm
Grave non traitée	20 cm	50 cm
Sol support	255 cm	222 cm

Tableau III.7. Structures de chaussées étudiées (Hornych, 2005)

III.5.2.1. Matériaux utilisés

- **Matériaux bitumineux:**

Dans cette étude, on utilise les différents matériaux bitumineux (*Tableau III.8*):

- Pour la structure 1: le type de béton bitumineux est le BBS2 selon la norme NF P 98-130, avec une teneur en bitume assez élevé (6,2%),
- Pour la structure 2: le type de béton bitumineux est le BBS3 selon la norme NF P 98-130, avec une teneur en bitume assez élevé de 5,8%.

Caractéristique	BBS2	BBS3
Type de liant	50/70	50/70
Proportion du liant (%)	6,21	5,86
Proportion des vides du mélange (% vol)	6,9	6,3
Densité de référence (Mg/m ³)	-	2,221
Densité in situ (Mg/m ³)	2,262	2,288

Tableau III.8. Caractéristiques des matériaux bitumineux (Hornych 2005)

- **Matériau granulaire non lié:**

Dans cette étude, le matériau utilisé est défini comme une Grave Non Traitée (GNT) formée de gneiss, de la carrière des Maraîchères, en France. Ce matériau est composé d'un mélange de cinq matériaux différents: sable 0/4 mm, gravillon 2/6,3 mm, gravillon 4/10 mm, gravillon 10/20 mm et gravillon 14/20 mm.



Figure III.16. GNT de Maraîchères

La granulométrie de référence utilisée dans cette étude contient 7% de fines. La *Figure III.17* montre la courbe granulométrique du mélange, conforme à la norme NF P 98-129.

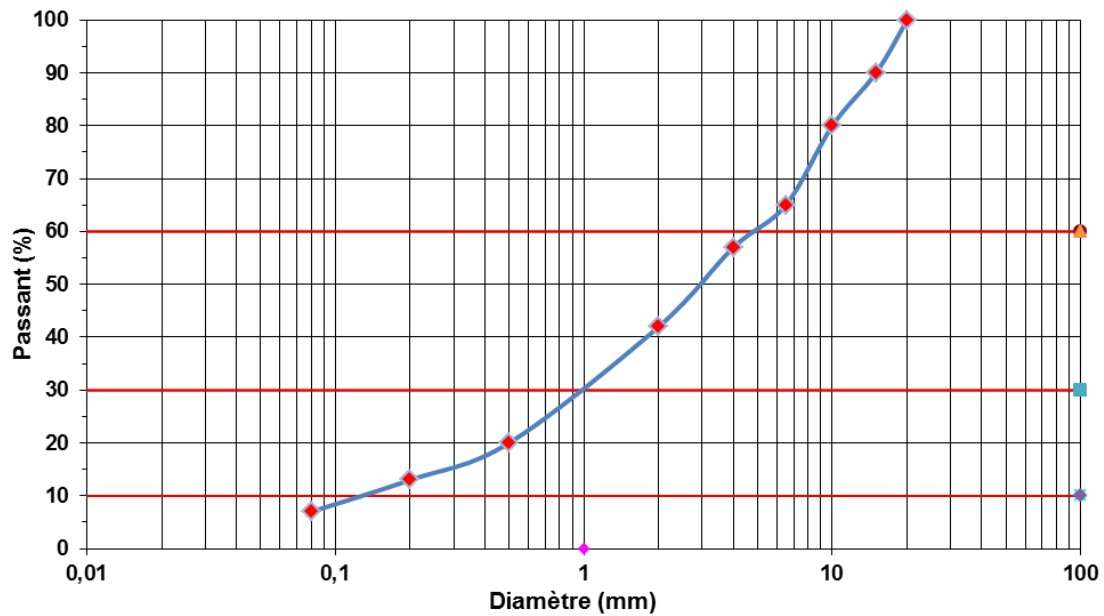


Figure III.17. Courbe granulométrique de la GNT de Maraîchères

Le compactage à la méthode Proctor Modifiée a été réalisé selon la procédure de la norme NF P 94-093. L'optimum correspond à une teneur en eau de 5,8%, une masse volumique sèche de $2,2 \text{ Mg/m}^3$ et un degré de saturation de 70%.

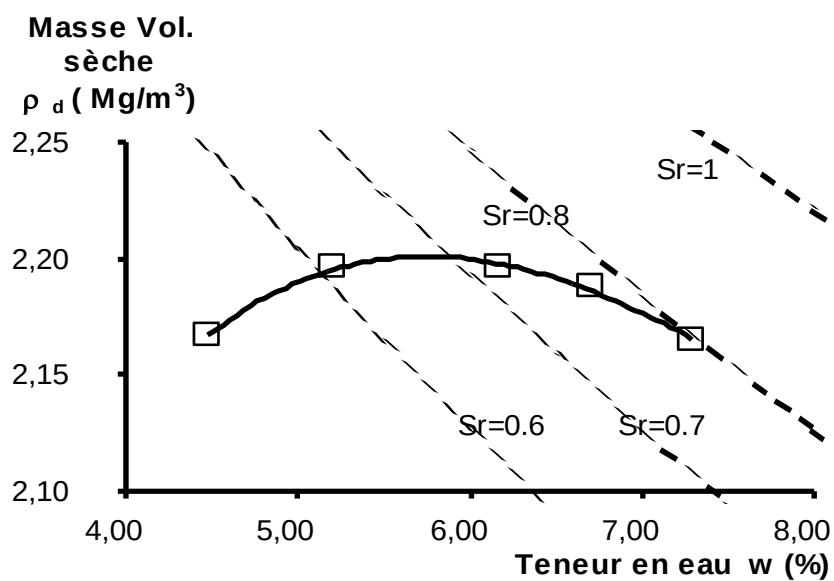


Figure III.18. Courbe Proctor Modifié de la GNT de Maraîchères

- **Sol support:**

Dans cette étude, nous utilisons les sables de Missillac M1 et M2 dont leurs caractéristiques physiques sont décrites dans la partie III.2.

III.5.2.2. Chargements appliqués

La charge représente un demi-essieu standard français valant 65 kN. La zone de chargement est de forme rectangulaire, d'une longueur de 0,30 m et une largeur de 0,18 m. La géométrie de la charge appliquée est illustrée sur la *Figure III.19*.

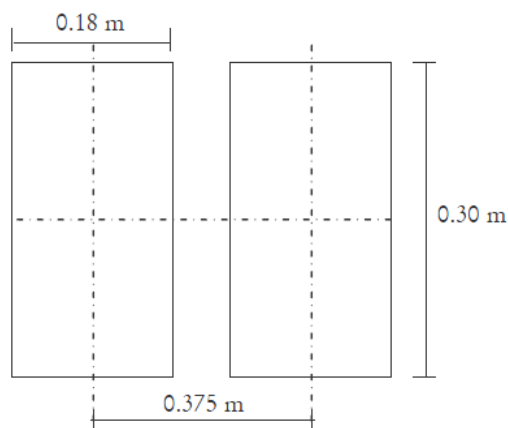


Figure III.19. Géométrie de la charge appliquée (Chazallon et al., 2009-a, b)

III.5.3. Hypothèses de modélisation par éléments finis

III.5.3.1. Géométrie de la structure

La *Figure III.20* présente la géométrie des deux structures des chaussées dans cette étude.

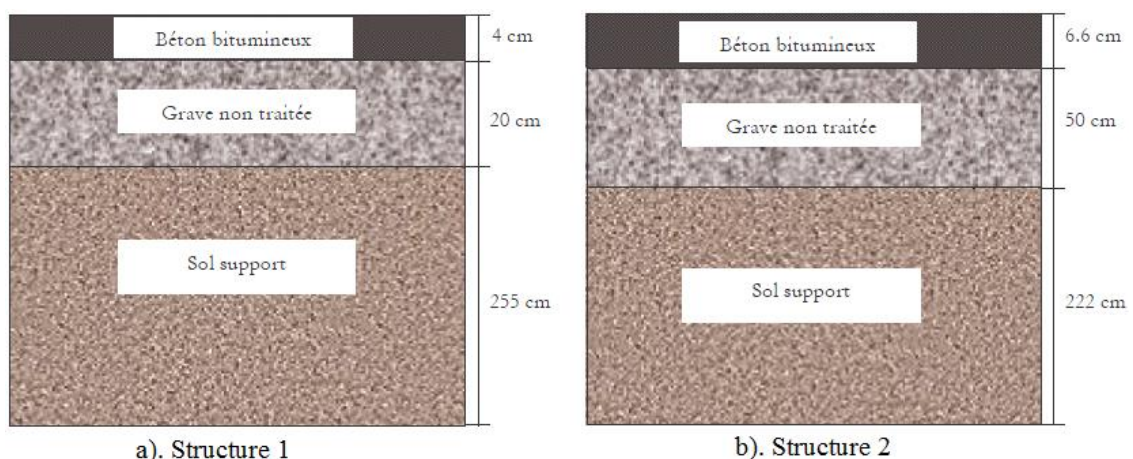


Figure III.20. Géométrie de la structure

Le calcul éléments finis en 3D est effectué avec des éléments hexaédriques CUB20 à 20 nœuds. Par symétrie, seulement $\frac{1}{4}$ de la chaussée est modélisé. Le maillage de la structure en 3D est représenté sur la *Figure III.21*. La structure de $3 \times 3 \times 2,8 \text{ m}^3$ de dimension comprend 2200 éléments en 3D. Les conditions suivantes sont appliquées: la surface de fond est fixée, et les déplacements selon l'axe X et l'axe Y sont prévenus.

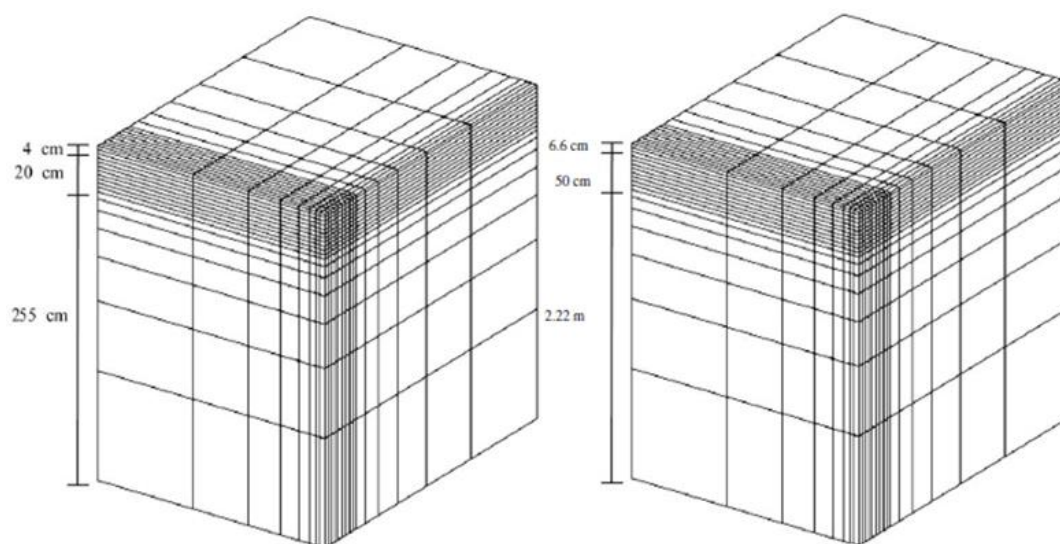


Figure III.21. Schématisation du maillage éléments finis de la structure (Chazallon et al., 2009-a, b)

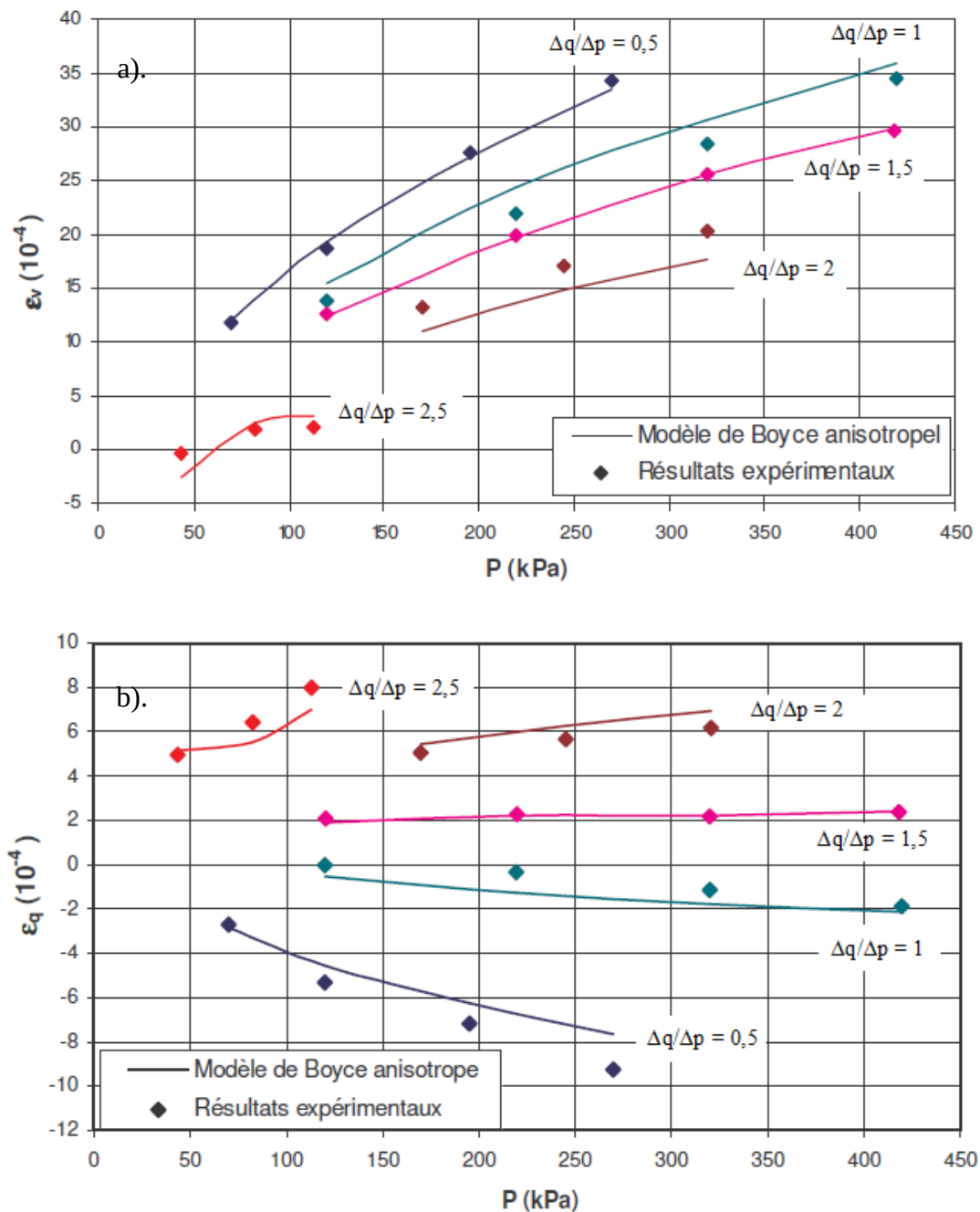
III.5.3.2. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Le comportement du matériau béton bitumineux est considéré comme étant élastique linéaire avec un module de Young valant 4027 MPa pour la structure 1 (6110 MPa pour la structure 2) et un coefficient de Poisson pris égal à 0,35. Les modules sont estimés pour les mesures enregistrées in situ de la température et de la fréquence dans la couche bitumineuse sous les conditions de chargement (65kN et 43,2 km/h).

On considère que l'assise de la chaussée est constituée de la grave non traitée de Maraîchères. Les valeurs des paramètres du modèle de Boyce anisotrope sont données d'après Allou, (2006) dans le *Tableau III.9*. La *Figure III.22* montre la réponse du modèle en comparant avec les résultats d'essai pour ce matériau. Dans le code de calcul, la teneur en eau constante de 4% est prise pour l'état hydrique de la couche de la GNT de Maraîchères.

Matériaux	$\Delta q/\Delta p$	Paramètres du modèle de Boyce			
		K_a (MPa)	G_a (MPa)	n	γ
GNT de Maraîchères (w=4%)	0; 0,5; 1; 2; 3	22,20	39,50	0,37	0,53

Tableau III.9. Paramètres du modèle de Boyce pour GNT de Maraîchères (Allou, 2006)



Figures III.22. Réponse du modèle et des résultats d'essai pour GNT de Maraîchères w=4%:

a). Déformations volumiques b). Déformations déviatoriques (Allou, 2006)

Les sables M1 (7,5% de fines) et M2 (4% de fines) constituent la couche de forme et le sol support. L'optimisation des paramètres du modèle de Boyce est bien détaillée dans la partie III.4. Les paramètres de ce modèle sous trois états hydriques différents sont présentés dans le *Tableau III.10* pour l'état saturé à une teneur en eau de 11%, dans le *Tableau III.11* pour l'état intermédiaire à une teneur en eau de 9% et dans le *Tableau III.12* pour l'état sec à une teneur en eau de 7%.

Matériaux	$\Delta q/\Delta p$	Paramètres du modèle de Boyce			
		K_a (MPa)	G_a (MPa)	n	γ
Sable de Missillac (M1, w=11%)	0; 0,5; 1; 2; 3	9,90	24,10	0,30	0,51
Sable de Missillac (M2, w=11%)	0; 0,5; 1; 2; 3	29,60	30,63	0,52	0,48

Tableau III.10. Paramètres du modèle de Boyce pour le sable de Missillac (état saturé)

Matériaux	$\Delta q/\Delta p$	Paramètres du modèle de Boyce			
		K_a (MPa)	G_a (MPa)	n	γ
Sable de Missillac (M1, w=9%)	0; 0,5; 1; 2; 3	11,56	28,50	0,30	0,58
Sable de Missillac (M2, w=9%)	0; 0,5; 1; 2; 3	28,00	44,84	0,50	0,51

Tableau III.11. Paramètres du modèle de Boyce pour le sable de Missillac (état intermédiaire)

Matériaux	$\Delta q/\Delta p$	Paramètres du modèle de Boyce			
		K_a (MPa)	G_a (MPa)	n	γ
Sable de Missillac (M1, w=7%)	0; 0,5; 1; 2; 3	10,70	28,90	0,29	0,51
Sable de Missillac (M2, w=7%)	0; 0,5; 1; 2; 3	27,27	42,60	0,50	0,47

Tableau III.12. Paramètres du modèle de Boyce pour le sable de Missillac (état sec)

III.5.3.3. Modélisation du chargement

La borne supérieure du chargement est donc prise égale à la charge uniformément répartie de 600 kPa ramenée par le demi-essieu standard et appliquée à la proximité du centre. La borne inférieure est prise, quant à elle, (*Figure III.23*) égale au poids propre de la structure. Cette contrainte initiale est déterminée par le poids volumique des matériaux étudiés et la poussée horizontale des terres à la repose (coefficient de pression latérale $K_0 = 0,4$. Ensuite, les structures sont soumises à la charge verticale.

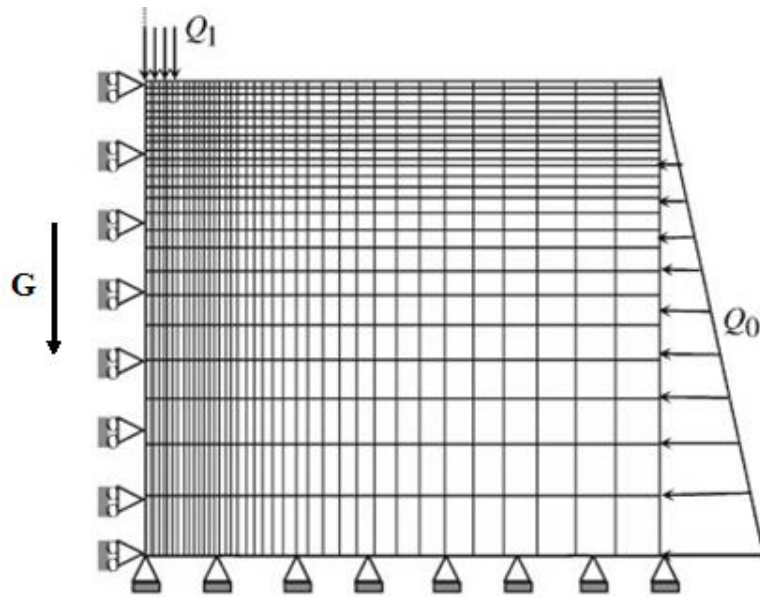


Figure III.23. Schématisation du chargement, maillage vue en coupe (Chazallon et al., 2009-a, b)

III.5.4. Résultats du calcul de l'influence de la teneur en fines sur la déflexion

Les Figures III.24 et III.25 illustrent l'évolution de la déflexion de deux structures (respectivement Structure 1 et Structure 2) sous trois conditions hydriques et pour les deux sables M1 et M2.

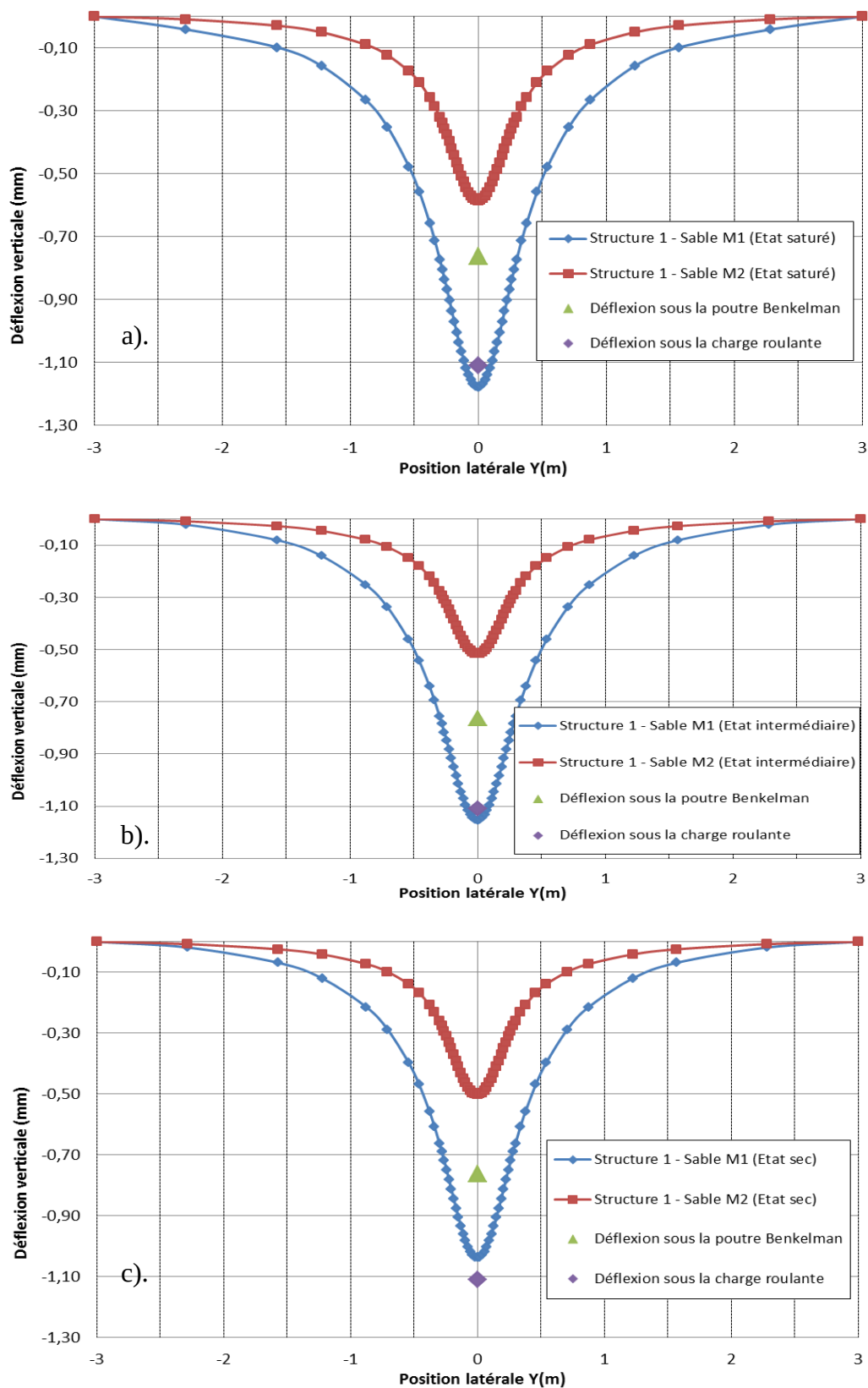


Figure III.24. Déflexion verticale de la structure de chaussée 1: a). Etat saturé b). Etat intermédiaire c). Etat sec

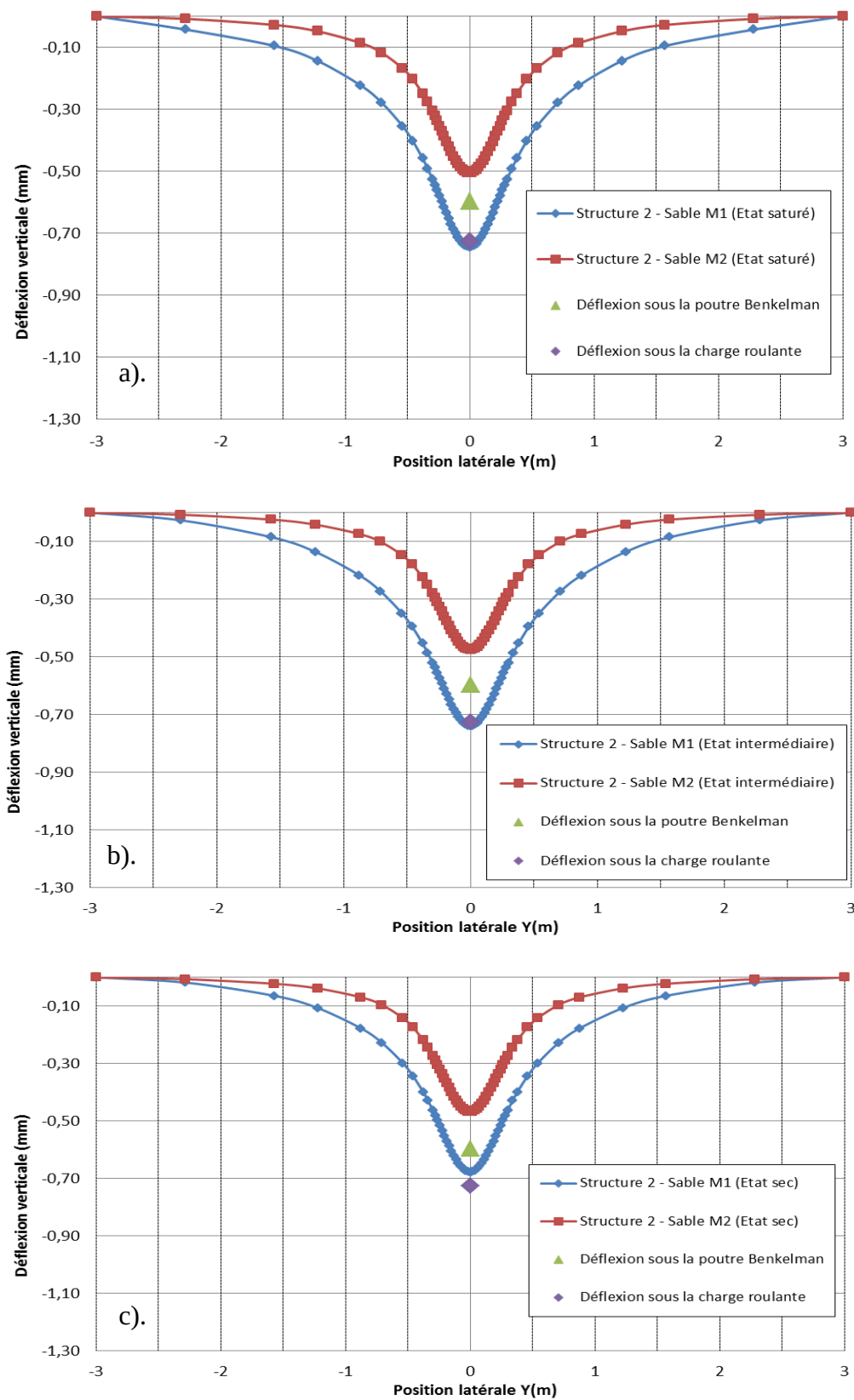


Figure III.25. Déflexion verticale de la structure de chaussée 2: a). Etat saturé b). Etat intermédiaire c). Etat sec

Structure	Déflexion (Sable M1)		
	Etat saturé	Etat intermédiaire	Etat sec
1	-1,180 mm	-1,150 mm	-1,040 mm
2	-0,744 mm	-0,739 mm	-0,678 mm

Tableau III.13. Déflexion verticale deux structures de chaussée (sable M1)

Structure	Déflexion (Sable M2)		
	Etat saturé	Etat intermédiaire	Etat sec
1	-0,586 mm	-0,518 mm	-0,502 mm
2	-0,506 mm	-0,475 mm	-0,469 mm

Tableau III.14. Déflexion verticale deux structures de chaussée (sable M2)

Structure	Déflexion (Sable M1)/Déflexion (Sable M2)		
	Etat saturé	Etat intermédiaire	Etat sec
1	50,3%	55,0%	51,7%
2	32,0%	35,7%	30,8%

Tableau III.15. Taux de diminution de la déflexion verticale en passant du sable M1 au sable M2

Les résultats obtenus montrent que :

- la teneur en fines influence de manière importante la déflexion de la structure, notamment, la structure 1. La déflexion diminue considérablement pour un passage de la teneur en fines de 7,5% à 4%: 50% pour la structure 1 et 32% pour la structure 2.
- l'influence de la teneur en eau est moins importante sur la déflexion des structures étudiées. La diminution maximale est observée dans la structure 1: 12% pour le sol M1 et 14% pour le sol M2 en passant de l'état saturé à l'état sec.

III.6. Interprétation des simulations

Les résultats expérimentaux issus du manège de fatigue, mis en service en 1984 à l'IFSTTAR à Nantes, ont permis d'observer des mécanismes de dégradation des chaussées sous trafic pour les deux structures de chaussées souples constituées du sable M1. Ces résultats sont

essentiels pour mieux concevoir et dimensionner les chaussées, et pour améliorer leurs techniques de construction et d'entretien.

Le *Tableau III.16* compare nos résultats de simulations avec les mesures expérimentales du manège de fatigue mesurée par le système utilisant la lumière structurée ainsi que par la poutre Benkelman (SAMARIS, 2005) avec une charge roulante de 65 kN et une vitesse de 43,2 km/h. Nous constatons que les simulations prédisent de manière très satisfaisante les niveaux de déflexion mesurés par le système de la lumière structurée pour les deux structures. Les déflexions mesurées par la poutre Benkelman sont inférieures aux autres valeurs obtenues, en raison probablement des conditions des essais in situ (température) et de la nature du chargement statique/dynamique.

Description	Déflexion	
	Structure 1	Structure 2
Simulation: 3 couches (béton bitumineux, GNT de Maraîchères, sable M1), (Etat saturé)	-1,180 mm	-0,744 mm
Mesure expérimentale: 3 couches (béton bitumineux, GNT de Maraîchères, Sable M1) (système de lumière structurée)	-1,110 mm	-0,727 mm
Mesure expérimentale: 3 couches (béton bitumineux, GNT de Maraîchères, Sable M1) (poutre Benkelman)	-0,764 mm	-0,596 mm

Tableau III.16. Comparaison les simulations et les mesures expérimentales

III.7. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons étudié le comportement résilient des matériaux granulaires à deux différents pourcentages de fines (4 et 7,5%) pour une gamme de teneur en eau entre 7 et 11%. On a observé que le comportement résilient du matériau est fortement non linéaire et dépend à la fois de la contrainte moyenne p et du chemin de contraintes $\Delta q/\Delta p$. On a trouvé que la déformation réversible augmente de 20% quand la teneur en eau passe de 7% à 11% et diminue de plus de 30% lorsque la teneur en fines passe de 7,5 % à 4 %. Cela confirme l'effet important de la teneur en fines et de la teneur en eau dans les calculs de structure des chaussées.

Ensuite, le comportement résilient a été analysé avec deux modèles: modèle de Boyce anisotrope et modèle d'Uzan. Nous avons constaté que le seul modèle conduisant à des

prédictions vraiment satisfaisantes est le modèle de Boyce anisotrope, en raison de la réponse fortement anisotrope de ce matériau. Avec ce modèle, les prédictions obtenues sont très réalistes pour tous les essais.

Finalement, les modélisations réalisées avec le code de calcul par élément finis CAST3M permettent d'apprécier l'influence de la teneur en fines sur la déflexion dans les structures de chaussées sous trois conditions hydriques différentes. Les calculs ont été réalisés pour deux structures de chaussées: la 1^{ère} structure à très faible trafic (10^5 essieux de référence) et la 2^{ème} structure à trafic moyen (10^6 essieux de référence). Pour la couche du béton bitumineux, nous avons conservé, pour tous les calculs, une loi élastique linéaire isotrope. Nous avons appliqué le modèle de Boyce pour les couches de l'assise constituées de GNT de Maraîchères et le sol support en sable de Missillac. En fait, les calculs ont également confirmé que l'augmentation de la teneur en fines croît de manière significative la déflexion de la structure de chaussée. Tandis que, l'effet de teneur en eau est moins important pour un passage de l'état saturé à l'état sec.

En comparant les résultats de nos simulations numériques avec les résultats expérimentaux du manège de fatigue, nous observons que les simulations prédisent correctement les déflexions mesurées pour les deux structures constituées du sable M1.

CHAPITRE IV. INFLUENCE DE L'HYSTERESIS HYDRIQUE SUR LE COMPORTEMENT RESILIENT

IV.1. Introduction

Dans ce chapitre, nous présentons l'effet de l'hysteresis hydrique lors d'un chemin d'humidification et puis de séchage sur le comportement résilient mécanique d'un sable de Missillac (**Sable M2**).

Dans ce contexte, les courbes de rétention ont été obtenues pour les deux chemins d'humidification et de séchage avec les modèles de Brooks-Corey et de van Genuchten. D'autre part, les essais à la boîte de cisaillement direct nous permettent de déterminer les droites de rupture du matériau étudié à différentes teneurs en eau. Ensuite, nous présentons les résultats d'essais triaxiaux à chargements répétés (TCR) réalisés sur le sable de Missillac sur les deux chemins d'humidification et de séchage.

Différentes formulations en contraintes effectives reposant sur le coefficient de Bishop χ estimé par la courbe de rétention et les essais à la boîte de cisaillement direct ont été réalisées. Le concept de contraintes effectives a été utilisé dans la formulation du modèle d'élasticité non linéaire de Boyce pour caractériser le comportement résilient des essais TCR.

Finalement, ces résultats sont utilisés dans le code de calcul CAST3M pour déterminer la déflexion de deux structures de chaussée sur les deux chemins d'humidification et de séchage dans trois conditions hydriques différentes: l'état saturé, l'état intermédiaire et l'état sec.

IV.2. Courbes de rétention

L'objectif de cette étude est d'estimer la courbe de rétention spécifique des deux matériaux étudiés: **le sable M2** et la **GNT de Maraîchères**. La détermination de la courbe de rétention nécessite deux séries d'essais: un chemin de séchage et un chemin d'humidification. Dans cette étude, nous avons utilisé les résultats obtenus par Ben Mahmoud, 2010; Nowamooz et al., 2010 (voir l'Annexe B) qui ont pris la méthode du papier filtre pour mesurer la succion matricielle afin d'obtenir la courbe de rétention du matériau compacté.

La procédure de détermination des composantes de la succion d'un sol par la méthode du papier filtre est exposée dans la norme ASTM D 5298-94 (1995). Pour le chemin d'humidification, chaque mélange est compacté avec une presse de compactage statique pour obtenir la masse volumique sèche de $2,02 \text{ Mg/m}^3$ à différentes teneurs en eau entre 7 % et 12,3 %. Pour le chemin de séchage, tous les échantillons sont initialement préparés à une teneur en eau identique de 12,3 % (la teneur en eau qui correspond à l'état saturé des échantillons) et la masse volumique sèche de $2,02 \text{ Mg/m}^3$, ensuite, chaque échantillon a été séché à l'air libre pendant une période de quelques heures pour arriver à une teneur en eau entre 7 et 12,3%.

IV.2.1. Sable de Missillac

La *Figure IV.1* montre les courbes de rétention pour le sable de Missillac. La gamme de variation de succion est entre 0 kPa et 220 kPa pour une variation de teneur en eau à l'état saturé de 12,3% à l'état sec de 7%. On observe également que le phénomène d'hystérésis est très marquant entre le chemin d'humidification et de séchage pour ce matériau.

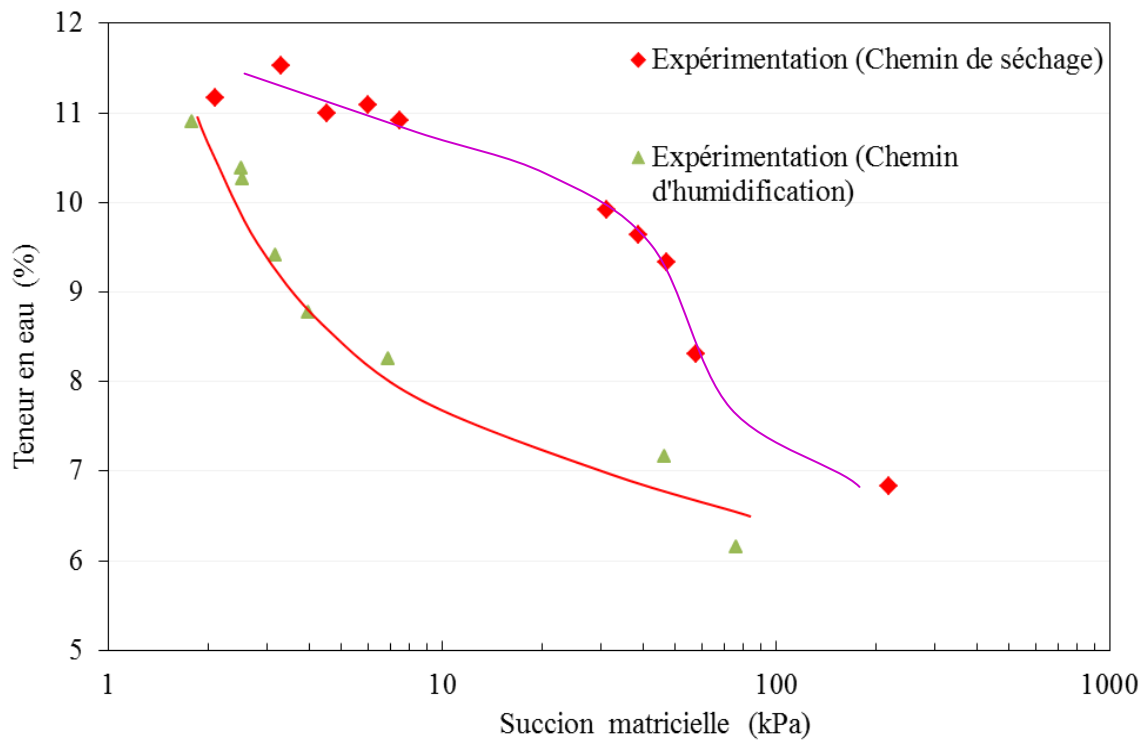


Figure IV.1. Courbe de rétention expérimentale du sable de Missillac (Ben Mahmoud, 2010)

Les courbes de rétention obtenues expérimentalement pour le sable de Missillac sont modélisées à l'aide du modèle de Brooks-Corey et du modèle de van Genuchten, dont les équations sont données dans le chapitre I (*Tableau I.5*). On peut ainsi identifier les paramètres de ces modèles par la méthode d'optimisation des moindres carrées pour approcher au mieux la courbe expérimentale :

- La *Figure IV.2* montre les calages obtenus pour les deux chemins en utilisant le modèle de Brooks-Corey. Le *Tableau IV.1* présente tous les paramètres de ce modèle pour les deux chemins de séchage et d'humidification.
- La *Figure IV.3* présente les chemins de séchage et d'humidification calés par le modèle de van Genuchten. Les valeurs optimisées de ce modèle sont présentées dans le *Tableau IV.2*.

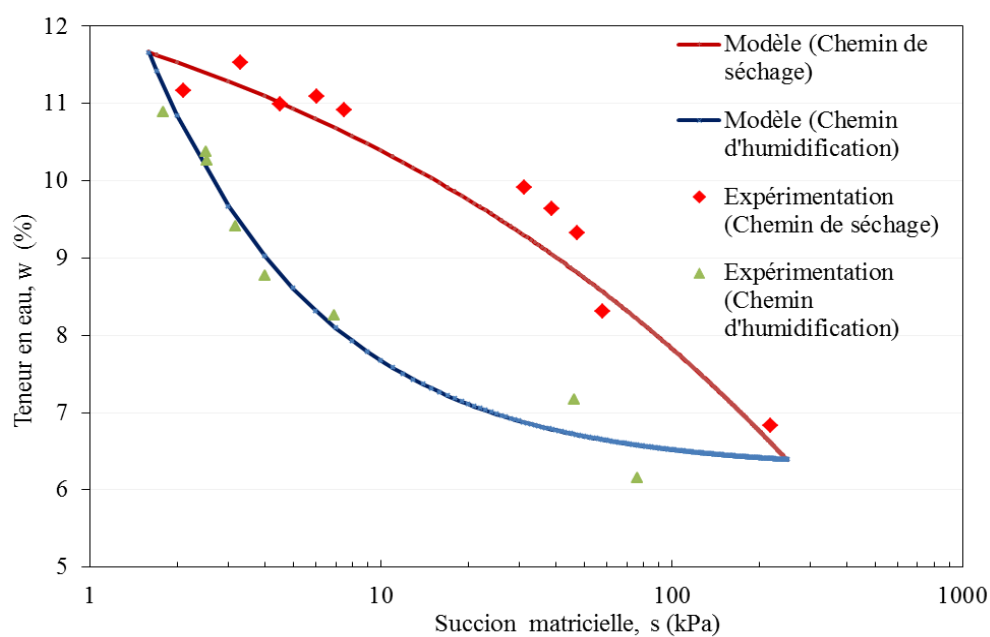


Figure IV.2. Courbe de rétention calée par le modèle de Brooks-Corey pour le sable de Missillac

Paramètres du modèle	Chemin d'humidification	Chemin de séchage
w_s	7,8%	10,5%
w_r	6,3%	14,2%
λ	-0,73	0,23
s_b	9,00	8,64

Tableau IV.1. Paramètres de la fonction de Brooks-Corey pour le sable de Missillac

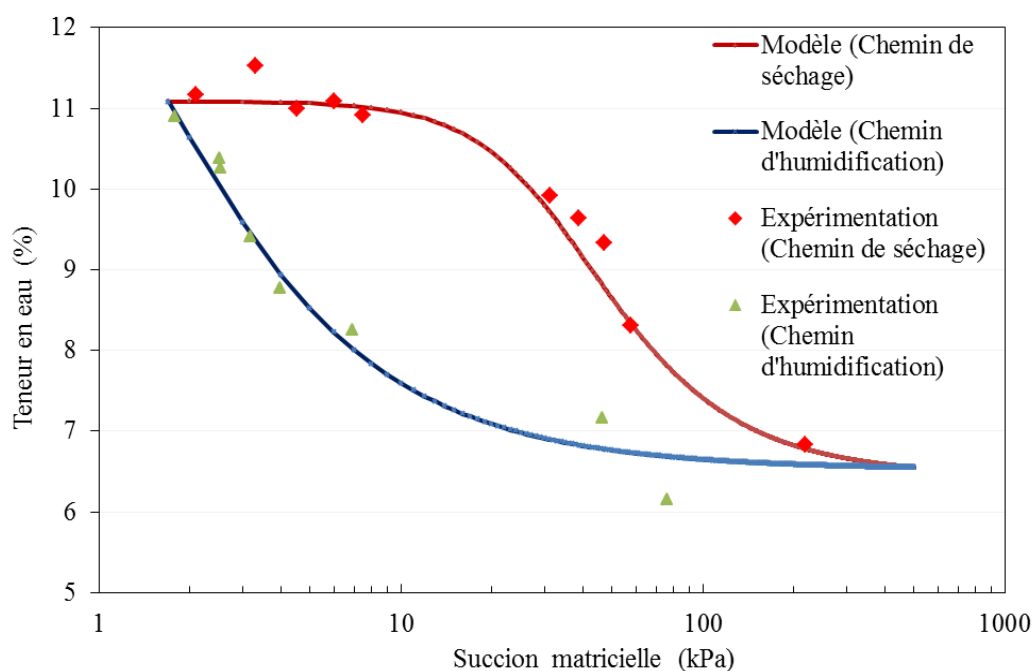


Figure IV.3. Courbe de rétention calée par le modèle de van Genuchten pour le sable de Missillac

Paramètres du modèle	Chemin d'humidification	Chemin de séchage
α	0,80	0,03
n	1,93	2,41
m	0,48	0,58
w_s	14,0%	11,1%
w_r	6,5%	6,5%

Tableau IV.2. Paramètres de la fonction de van Genuchten pour le sable de Missillac

En comparant la Figure IV.2 et la Figure IV.3, nous confirmons que le modèle de van Genuchten produit un meilleur calage surtout pour le chemin de séchage.

Dans la partie suivante, le modèle de van Genuchten sera la base des calculs des succions pour les différentes teneurs en eau.

IV.2.2. GNT de Maraîchères

La Figure IV.4 montre la courbe de rétention pour la GNT de Maraîchères. La gamme de variation de succion est entre 0,8 et 15 kPa pour une variation de teneur en eau de l'état saturé de 7,5% à l'état sec de 3%. Le phénomène d'hystérésis peut être négligé pour ce matériau dû à la gamme de variation moins importante de succion.

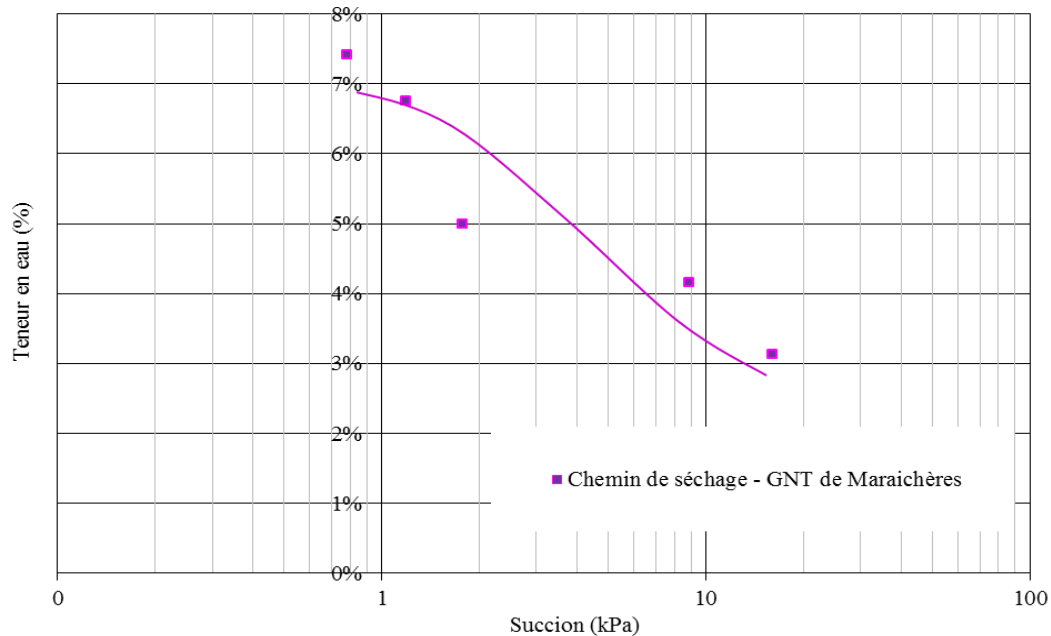


Figure IV.4. Courbe de rétention expérimentale de la GNT de Maraîchères (Ben Mahmoud, 2010)

Les courbes de rétention obtenues expérimentalement pour la GNT de Maraîchères sont également modélisées à l'aide du modèle de Brooks-Corey et le modèle de van Genuchten (Figure IV.5). Les Tableaux IV.3 et IV.4 présentent tous les paramètres de ces modèles.

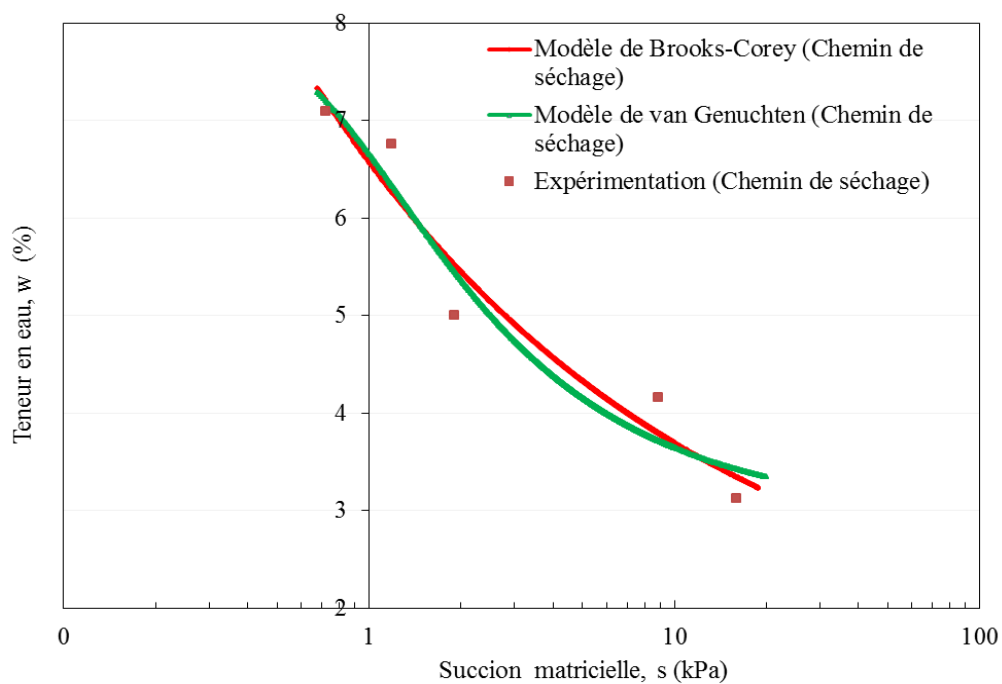


Figure IV.5. Courbe de rétention calée par les modèles de Brooks-Corey et van Genuchten pour la GNT de Maraîchères (Ben Mahmoud, 2010)

Paramètres du modèle	Chemin de séchage
w_s	4,0%
w_r	1,4%
λ	-0,36
s_b	7,00

Tableau IV.3. Paramètres de la fonction de Brooks-Corey pour la GNT de Maraîchères

Paramètres du modèle	Chemin de séchage
α	1,25
N	2,44
M	0,32
w_s	8,0%
w_r	3,0%

Tableau IV.4. Paramètres de la fonction de van Genuchten pour la GNT de Maraîchères

De même, le modèle de van Genuchten produit une meilleure allure de courbe de rétention.

IV.3. Essais à la boîte de cisaillement direct

Cette étude expérimentale permet d'estimer la résistance au cisaillement direct maximale à chaque teneur en eau pour le **sable M2**.

IV.3.1. Procédure d'essais

Concernant les essais à la boîte de cisaillement (NF P 94-071-1), les échantillons sont compactés à l'aide d'une presse pour obtenir la masse volumique sèche de 2 Mg/m^3 à différentes teneurs en eau entre 6 % et 12,3 % dans un moule rigide prévu pour les dimensions suivantes: $6 \times 6 \times 2 \text{ cm}^3$ (*Figure IV.6*).

Chaque échantillon est placé dans deux demi-boîtes qui peuvent se déplacer horizontalement l'une par rapport à l'autre. L'échantillon subit donc un cisaillement direct et rectiligne suivant un plan imposé (*Figure IV.7*). Nous déterminons la contrainte de cisaillement à la rupture (τ_r) (ou résistance au cisaillement) pour une contrainte normale donnée (σ_r), en effectuant plusieurs essais avec trois contraintes verticales constantes (27,78; 55,56 et 111,11 kPa). Nous avons appliqué une contrainte verticale de 83,33 kPa à la place de 55,56 kPa pour la teneur en de 6%, et à la place de 111,11 kPa pour la teneur en de 8%.



Figure IV.6. Fabriquer l'échantillon de sable de Missillac

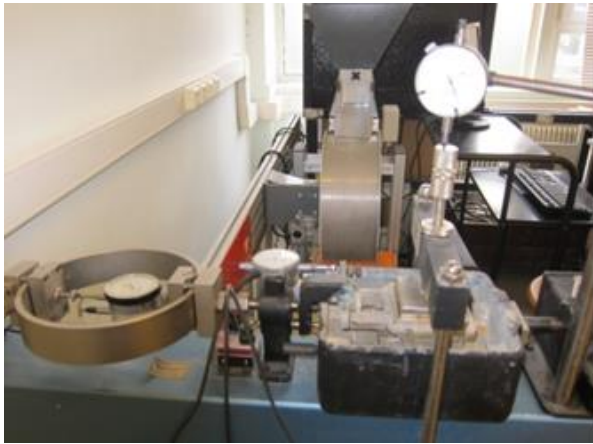


Figure IV.7. Dispositif général d'essai à la boîte de Casagrande

IV.3.2. Résultats obtenus

Pour chaque essai à contrainte normale constante, on trace la courbe contrainte de cisaillement moyenne en fonction du déplacement horizontal (Figure IV.8 pour la teneur en eau de 12%, Figure IV.9 pour la teneur en eau de 6%). Sur ces figures, nous confirmons qu'il y a une augmentation de résistance de cisaillement avec la diminution de teneur en eau de 12% à 6%.

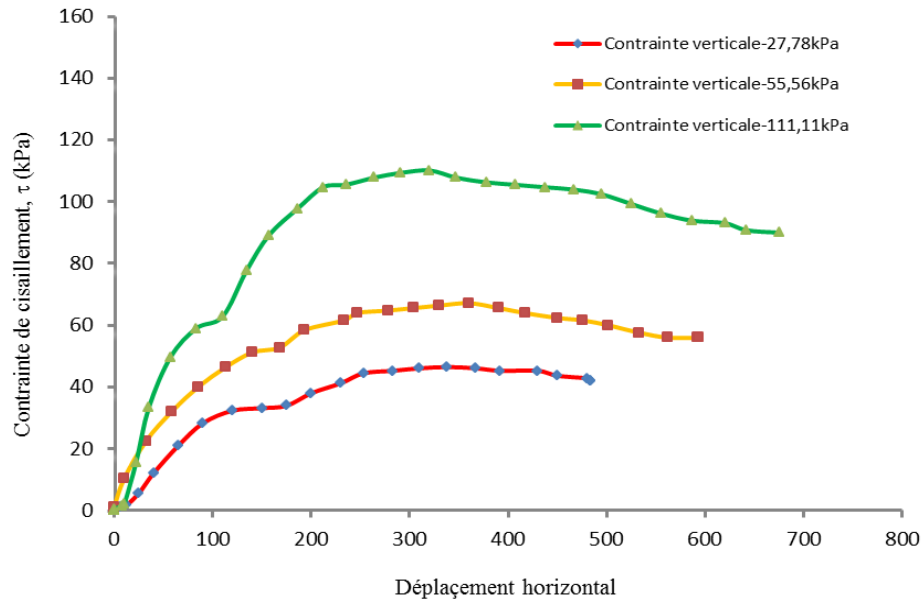


Figure IV.8. Courbe de contrainte de cisaillement en fonction du déplacement ($w=12\%$)

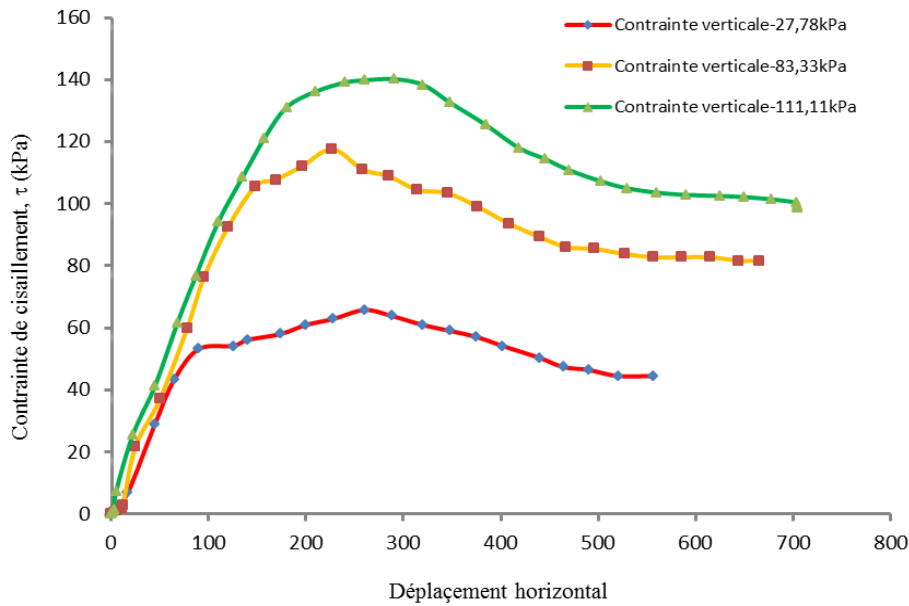


Figure IV.9. Courbe de contrainte de cisaillement en fonction du déplacement ($w=6\%$)

On observe qu'une diminution de la teneur en eau entraîne l'augmentation de l'angle de frottement et de la cohésion du matériau (Figure IV.10).

A partir des courbes ci-dessus, pour chaque essai à contrainte normale constante, on détermine l'angle de frottement (ϕ) et la cohésion (c) présentés dans le Tableau IV.5.

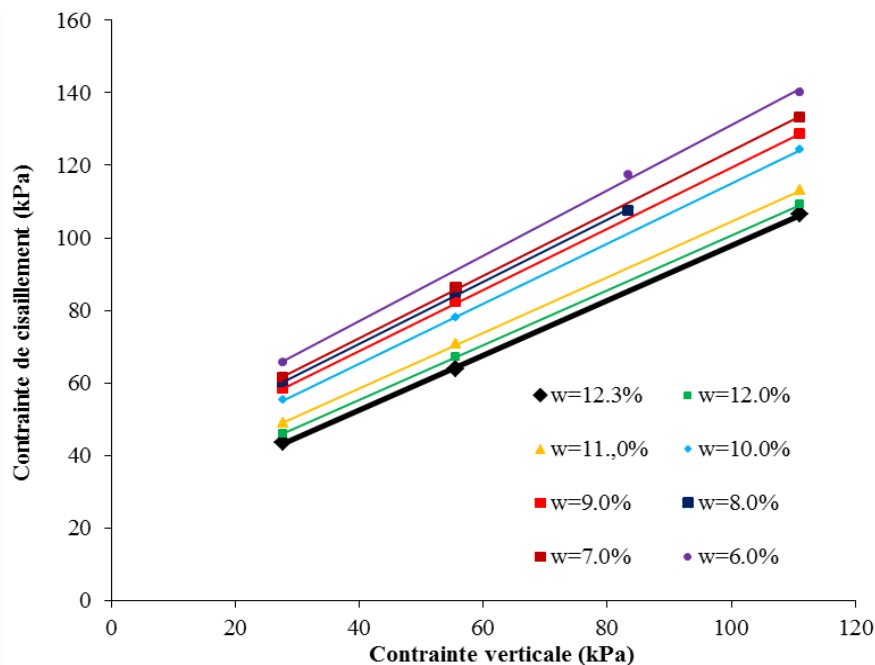


Figure IV.10. Droites de rupture du sable de Missillac

A la fin de chaque essai, on a mesuré la teneur en eau finale des échantillons en utilisant l'étuve de 105° (*Figure IV.11*). Ces valeurs de teneur en eau finales sont rapportées dans le *Tableau IV.5*.



Figure IV.11. Mesurer la teneur en eau finale

Pour estimer précisément la valeur de succion, nous avons considéré la teneur en eau initiale sur le chemin d'humidification et la teneur en eau finale sur le chemin de séchage même si la dispersion est négligeable entre la teneur en eau initiale et la teneur en eau finale (*Tableau IV.5*). La succion estimée est la valeur moyenne de deux succions calculée à l'aide de la courbe de rétention de *Figure IV.3*. Le *Tableau IV.5* présente ces valeurs de succion estimées.

w (initiale, %)	Contrainte verticale (kPa)	Contrainte de cisaillement (kPa)	w (finale, %)	Succion (estimée, kPa)	φ (°)	c (kPa)
12,3	27,78	43,43	11,97	1	37,16	22,14
	55,56	63,87	11,92			
	111,11	106,46	12,04			
12	27,78	45,99	11,52	4,5	37,20	24,92
	55,56	67,07	11,42			
	111,11	109,22	11,54			
11	27,78	48,97	10,64	10	37,52	27,79
	55,56	70,69	10,77			
	111,11	113,06	10,89			
10	27,78	55,36	9,76	22,5	39,66	32,16
	55,56	77,93	9,43			
	111,11	124,34	9,30			
9	27,78	58,34	8,76	37	40,10	35,13
	55,56	82,16	8,64			
	111,11	128,60	8,59			
8	27,78	60,04	7,77	60	40,40	36,85
	55,56	85,00	7,67			
	83,33	107,31	7,47			
7	27,78	61,32	6,36	116	40,73	37,90
	55,56	86,44	6,41			
	111,11	133,28	6,42			
6	27,78	65,72	5,73	200	41,92	41,24
	83,33	117,53	5,87			
	111,11	140,10	5,60			

Tableau IV.5. Résultats expérimentaux des essais de cisaillement direct

Nous allons utiliser les droites de rupture à différentes teneurs en eau dans la partie suivantes pour estimer le coefficient de contraintes effectives (χ).

IV.4. Paramètre de contraintes effectives

Comme ceci était présenté dans le chapitre I (partie I.3.3), le modèle introduit le coefficient de Bishop χ comme un paramètre de calcul des contraintes effectives généralement supposé égal au degré de saturation. La détermination du paramètre χ est difficile expérimentalement car ce paramètre dépend en réalité de nombreux facteurs tels que le type de sol, sa structure et son indice des vides. Dans cette étude, nous utilisons les résultats des essais à la boîte de cisaillement et la courbe de rétention pour déterminer le coefficient χ .

Bishop et Blight, (1963) ont proposé le concept de contraintes effectives des sols partiellement saturés sous la forme présentée dans la section I.3.3 :

$$\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} - u_a \delta_{ij} + \chi(u_a - u_w) \delta_{ij} \quad (IV.1)$$

En se basant sur l'hypothèse de contrainte effective de Bishop, le critère de type Mohr-Coulomb prenant en compte la succion peut être proposé sur la forme suivante :

$$\tau = c' + \sigma'_v \tan \varphi' = c' + (\sigma_v - u_a) \tan \varphi' + (u_a - u_w) \chi \tan \varphi' = c' + \sigma_v \tan \varphi' + s \chi \tan \varphi' \quad (IV.2)$$

où :

τ est la contrainte de cisaillement;

φ' est l'angle de frottement à l'état saturé;

c' est la cohésion à l'état saturé;

Ensuite, les valeurs de φ' et c' ont été obtenues à l'état saturé pour une teneur en eau égale à 12,3%. On obtient: $\varphi' = 37,16^\circ$; $c' = 22,14$ kPa sur la *Figure IV.12*.

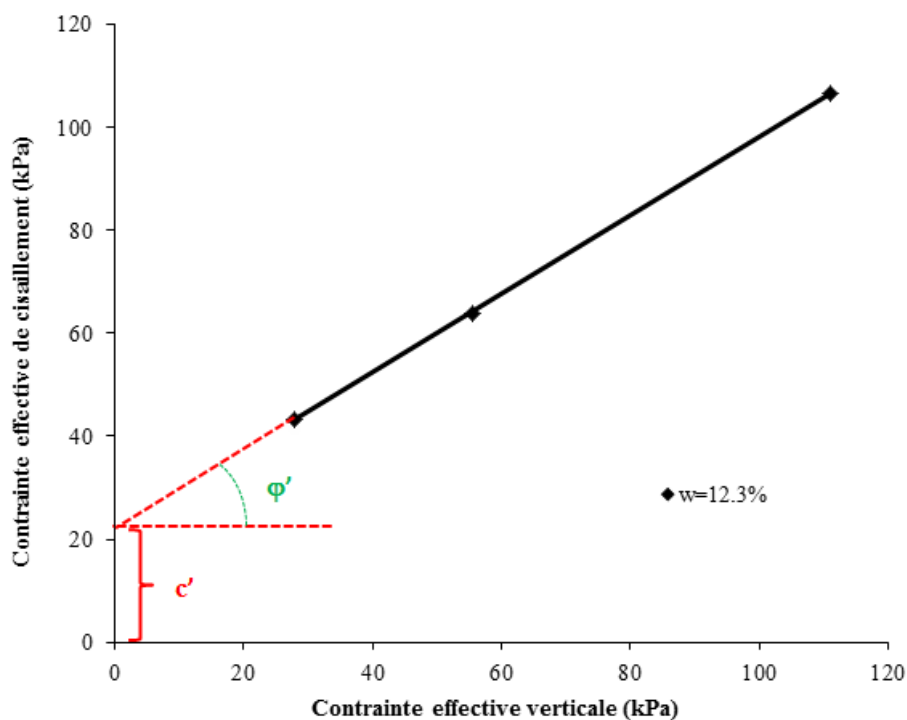


Figure IV.12. Droite de rupture en contrainte effective pour le sable de Missillac

En évaluant le paramètre χ à partir de l'équation IV.1, on obtient :

$$\chi = \frac{\tau - [c' + (\sigma_v - u_a) \tan \phi']}{(u_a - u_w) \tan \phi'} = \frac{\tau - [c' + \sigma_v \tan \phi']}{s \tan \phi'} \quad (\text{IV.3})$$

Le *Tableau IV.6* présente les paramètres χ expérimentaux pour les différentes teneurs en eau testées pendant les essais de cisaillement.

Teneur en eau initiale (%)	Degré de saturation (%)	Paramètre de Bishop, χ
12,3	100	1
11	96,4	0,830
10	88,3	0,833
9	72,3	0,742
8	64,2	0,519
7	56,2	0,437
6	48,2	0,255

Tableau IV.6. Variations du paramètre χ avec le degré de saturation

Dans cette étude, nous utilisons la relation simple entre le paramètre χ et le degré de saturation proposée par Alonso et al., (2010) présentée dans la section I.3.3.

$$\chi = (S_r)^\alpha \quad (\text{IV.4})$$

où :

α est le coefficient lié à la proportion de macrospores par rapport à la porosité totale :

Le coefficient α est égal à 1,96. La *Figure IV.13* présente des courbes du paramètre χ en fonction du degré de saturation. La courbe $\chi=S_r$ est aussi présentée sur cette figure.

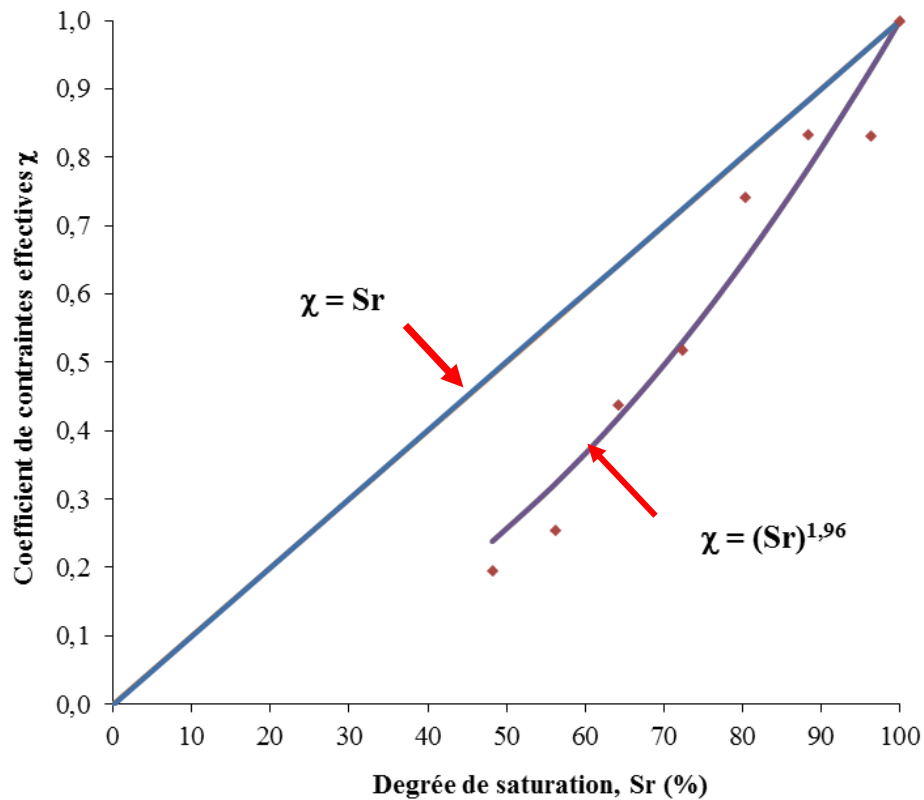


Figure IV.13. Variation du paramètre χ en fonction du degré de saturation

Dans la partie suivante, nous allons utiliser le concept de contraintes effectives avec les différentes valeurs de paramètre χ dans le modèle classique élastique non linéaire de Boyce.

IV.5. Résultats des essais TCR

IV.5.1. Préparation de l'échantillon pour le chemin d'humidification

Pour le chemin d'humidification, chaque mélange est compacté par le marteau vibrant pour obtenir la masse volumique sèche de $2,0 \text{ Mg/m}^3$ à différentes teneurs en eau comprises entre 7 et 11 %.

IV.5.2. Préparation de l'échantillon pour le chemin de séchage

Afin d'obtenir une bonne homogénéité des échantillons, pour le chemin de séchage, tous les échantillons sont initialement préparés à une teneur en eau identique de 12,3 % et la masse volumique sèche de $2,0 \text{ Mg/m}^3$. Chaque échantillon a été recouvert par le moule et deux embases métalliques de chaque côté de l'échantillon puis mis à l'étuve (35°) pendant une période de quelques jours (8 à 20 jours) pour arriver à différentes teneurs en eau entre 7% et 11% sur le chemin de séchage (*Figure IV.14*).



Figure IV.14. Séchage de l'échantillon

IV.5.3. Comparaison du conditionnement

Les Figure IV.15 et Figure IV.16 montrent l'évolution des déformations permanentes axiales au cours du conditionnement, pour différentes teneurs en eau, pour les deux chemins d'humidification et de séchage.

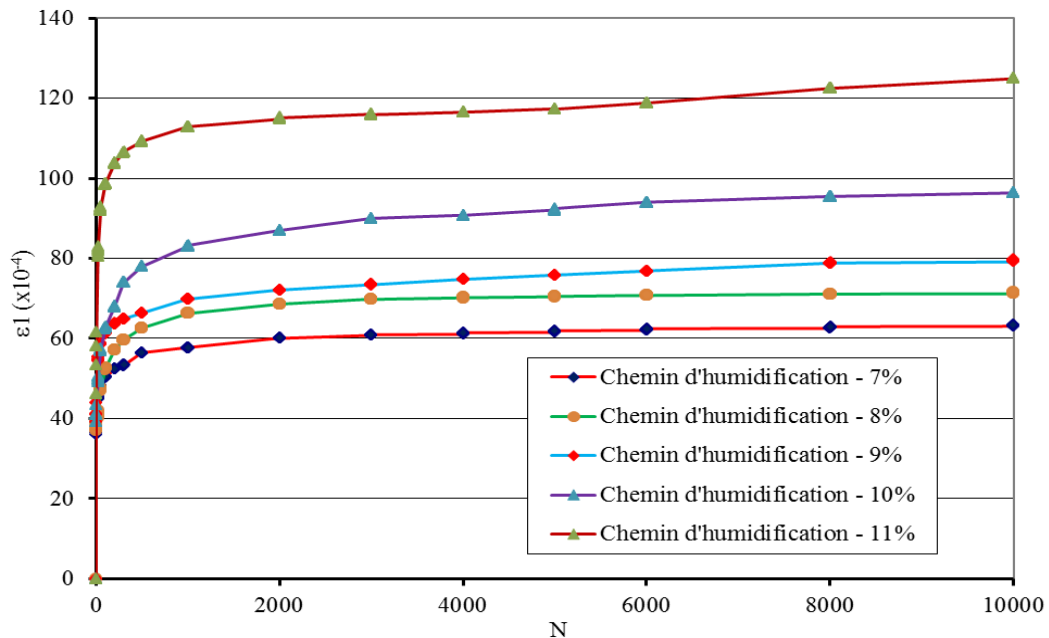


Figure IV.15. Evolution des déformations axiales permanentes au cours du conditionnement (chemin d'humidification)

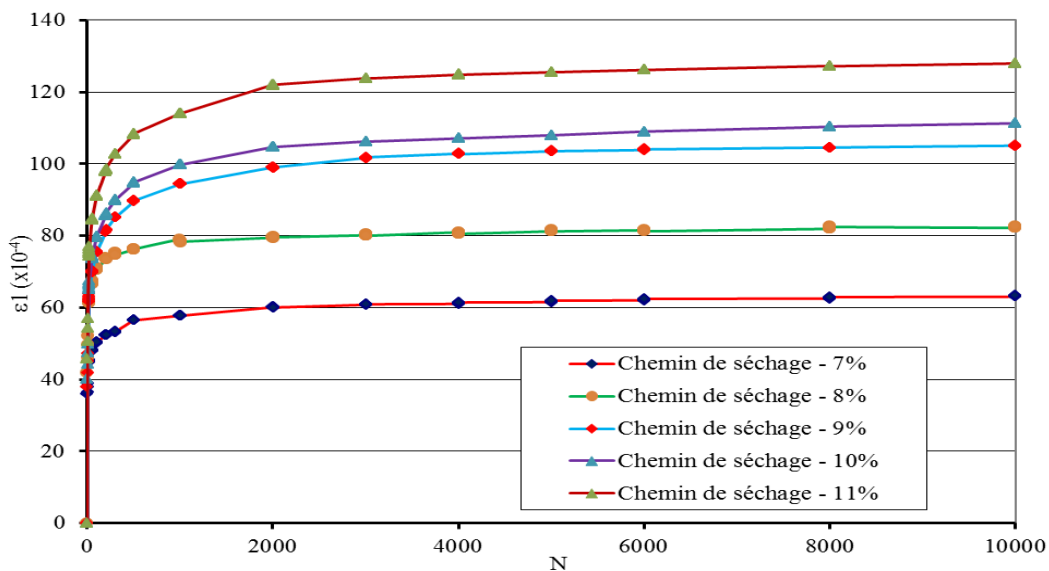


Figure IV.16. Evolution des déformations axiales permanentes au cours du conditionnement (chemin de séchage)

Nous remarquons les points suivants :

- La déformation axiale permanente croît très rapidement lors des premiers cycles du conditionnement et se stabilise fortement aux alentours de 2000 cycles. Pour les faibles teneurs en eau, la stabilisation apparaît rapidement.
- Les déformations permanentes sont faibles pour un matériau relativement sec puis augmentent avec la teneur en eau pour les deux chemins d'humidification et de séchage. Lorsque le matériau est saturé, la déformation permanente est plus importante.
- Pour une teneur en eau donnée, on peut trouver que les déformations axiales permanentes de chemin de séchage et d'humidification présentent presque les mêmes valeurs.

IV.5.4. Comparaison du comportement résilient

Les variations des déformations volumiques et déformations déviatoriques pour différents chemins de contraintes et à différentes teneurs en eau sont représentés sur les *Figures IV.17 et IV.18*.

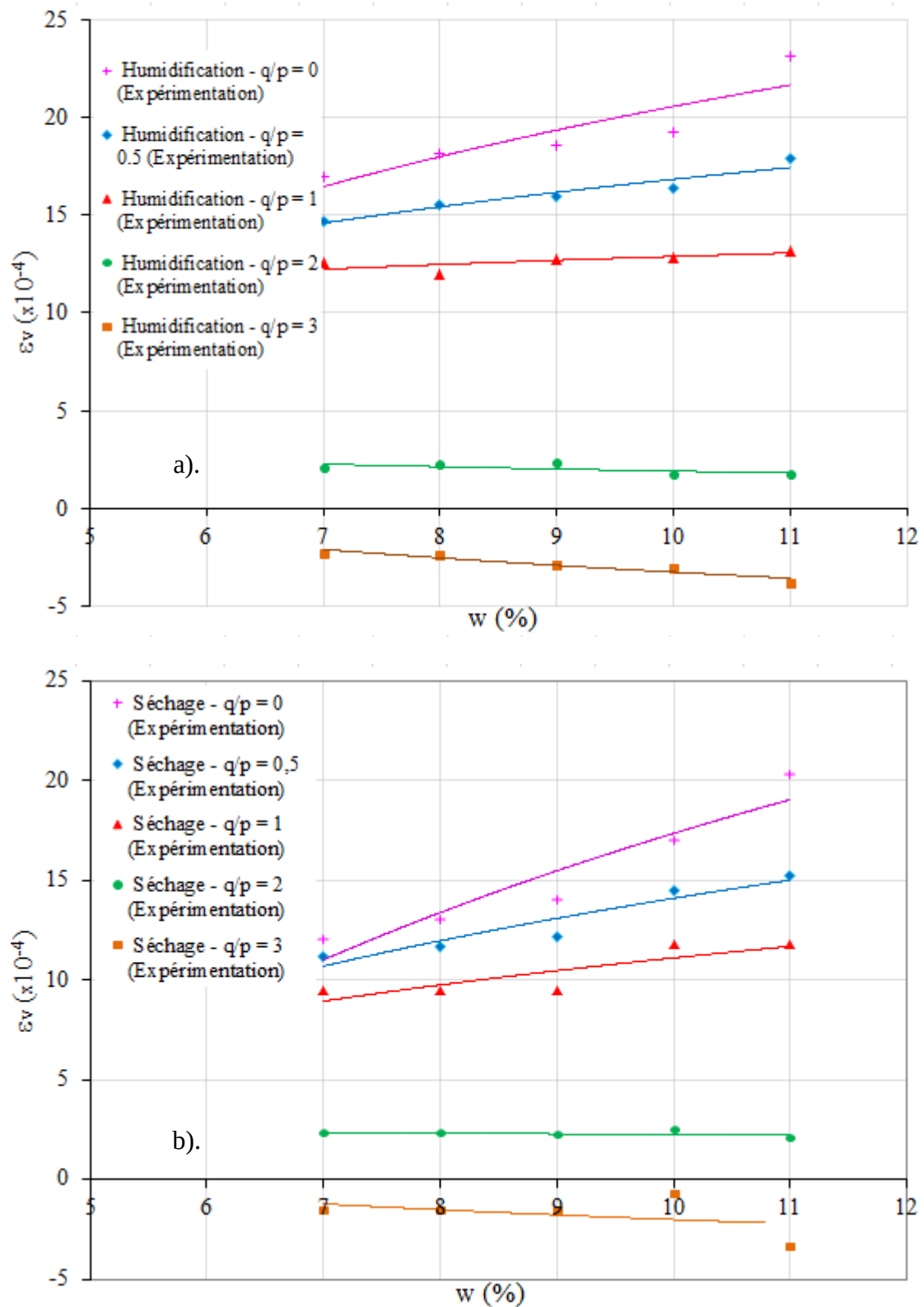


Figure IV.17. Variation des déformations volumiques :

a). Chemin d'humidification b). Chemin de séchage

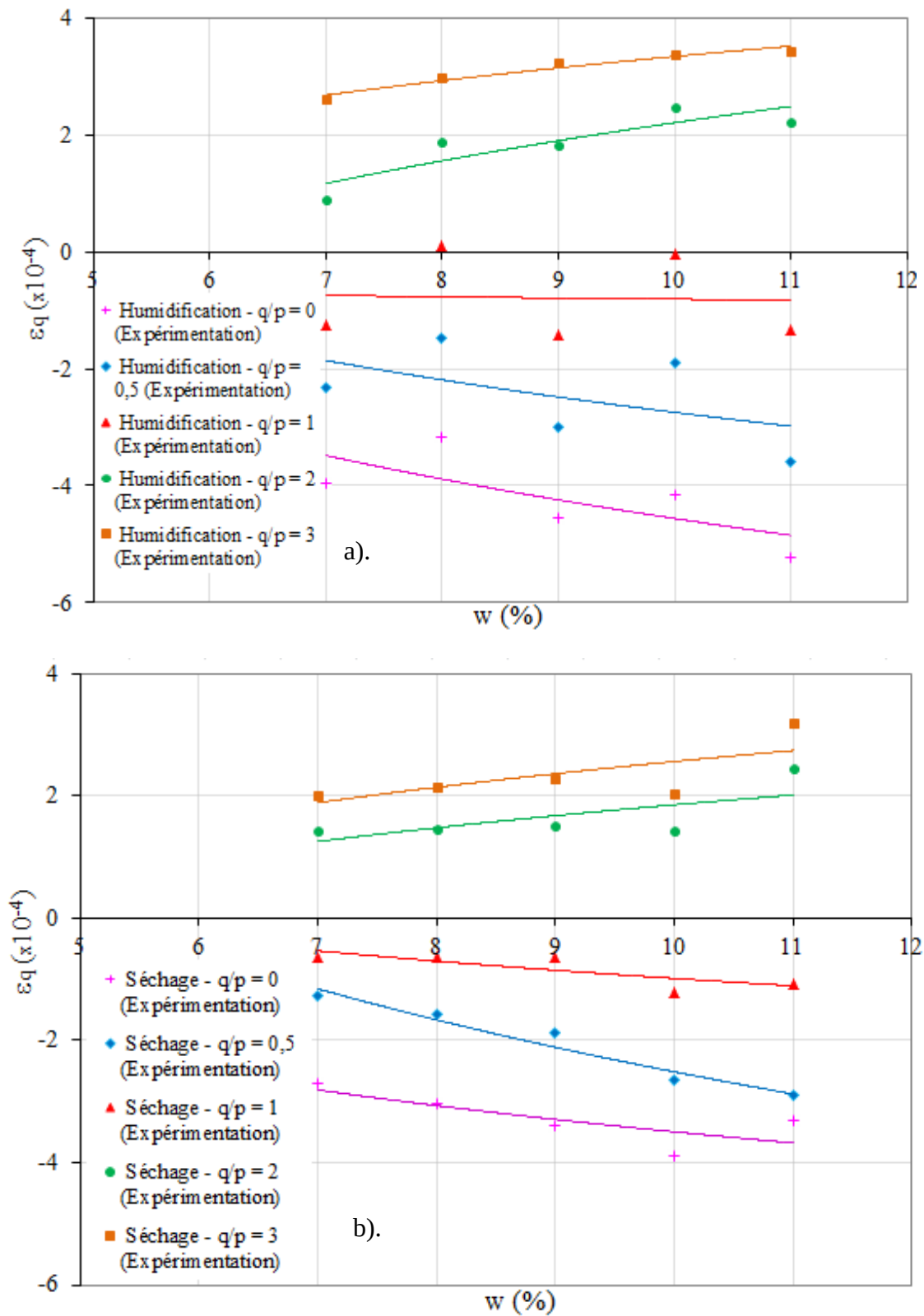


Figure IV.18. Variation des déformations déviatoriques :

a). Chemin d'humidification b). Chemin de séchage

Sur ces figures, nous confirmons que :

- les déformations volumiques et les déformations déviatoriques dépendent du chemin de contraintes $\Delta q/\Delta p$ et de la teneur en eau.
- les déformations déviatoriques sont positives alors que les déformations volumiques deviennent négatives, pour les chemins $\Delta q/\Delta p$ plus importants, montrant le comportement dilatant des matériaux. Le comportement contractant correspond aux déformations volumiques positives du chemin de contrainte $\Delta q/\Delta p=0$.
- les échantillons préparés sur le chemin d'humidification ont montré des déformations volumiques résilientes plus importantes que celles du chemin de séchage, en particulier pour les faibles teneurs en eau.
- Nous avons noté également que l'influence du phénomène d'hystérésis hydrique est moins évidente pour les déformations déviatoriques résilientes.

Les *Figures IV.19* et *IV.20* montrent les variations des déformations volumiques et déformations déviatoriques sur un cycle complet pour les deux chemins d'humidification et de séchage à la teneur en eau de 9%.

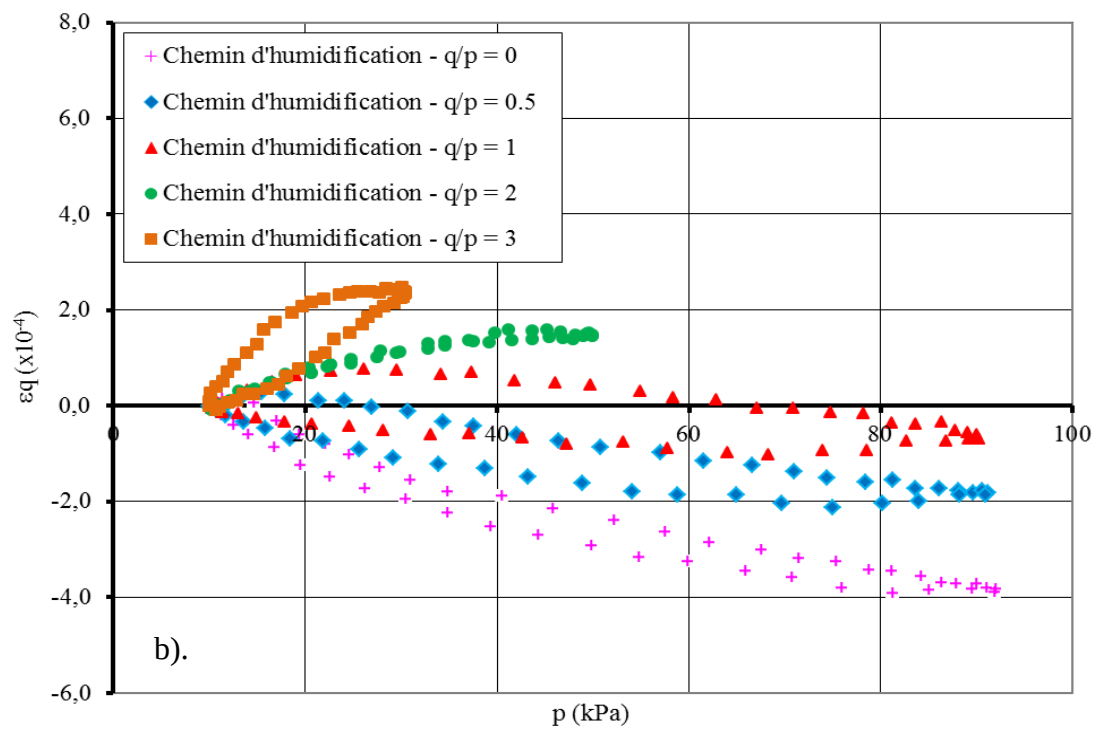
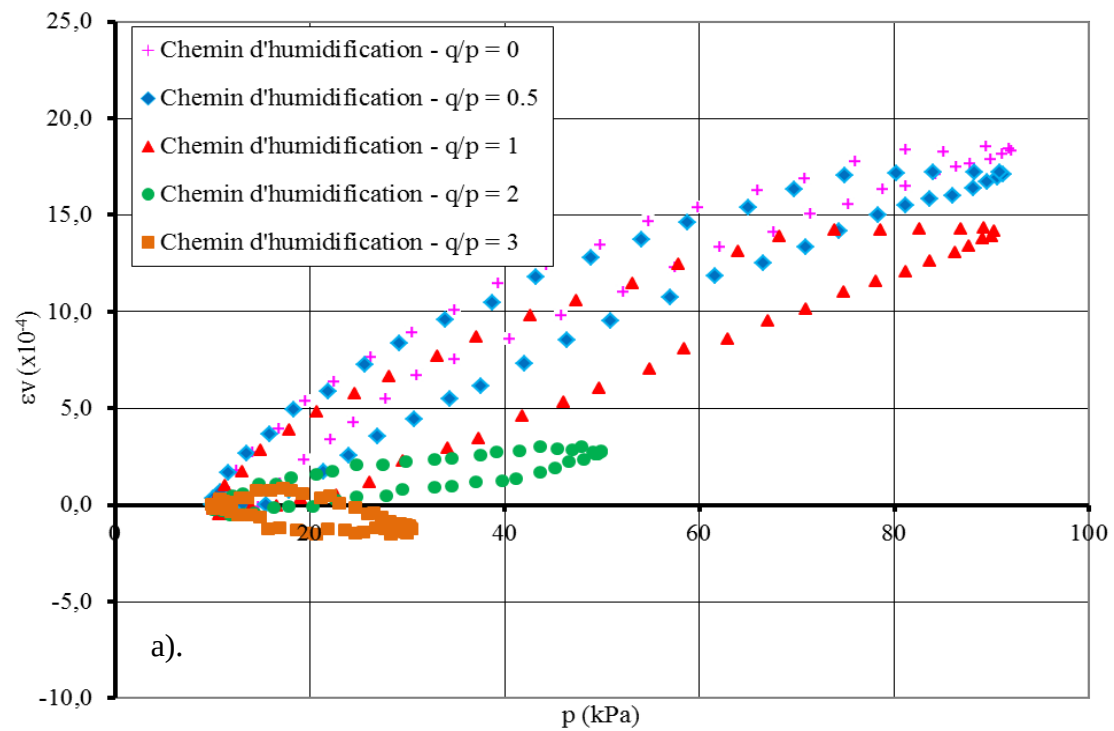


Figure IV.19. a). Evolution des déformations volumiques b). Evolution des déformations déviatoriques sur un cycle complet (chemin d'humidification; $w = 9\%$)

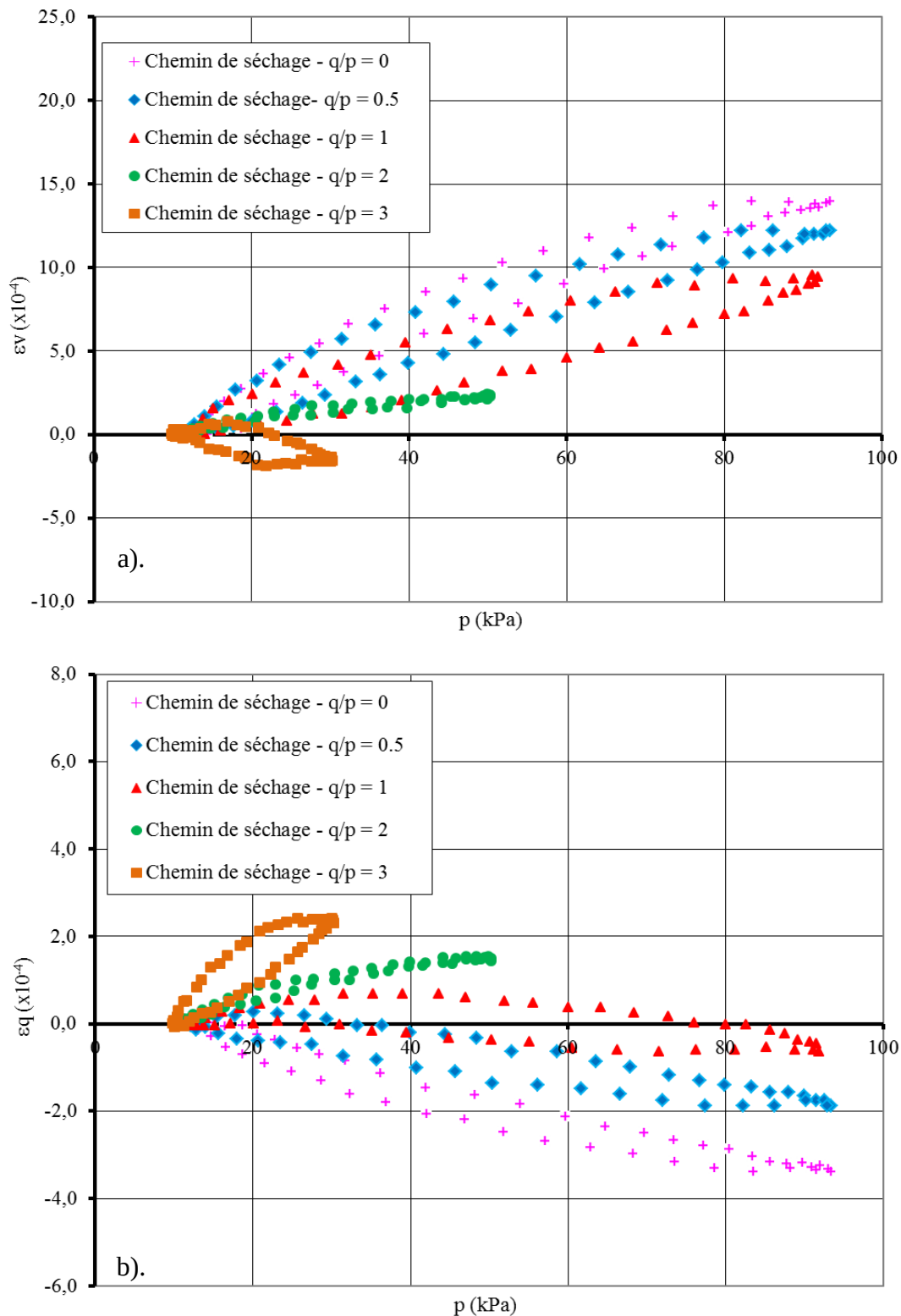


Figure IV.20. a). Evolution des déformations volumiques b). Evolution des déformations déviatoriques sur un cycle complet (chemin de séchage; $w = 9\%$)

IV.6. Prédiction du comportement résilient en contraintes effectives

Dans cette étude, nous allons introduire le concept de contraintes effectives, en remplaçant la contrainte moyenne (p^* , l'équation I.35) et la contrainte déviatorique (q^* , l'équation I.35) par la contrainte effective moyenne (p') et la contrainte effective déviatorique (q') dans le modèle de Boyce anisotrope modifié par Hornyh (équations I.37, I.38). On obtient ainsi les déformations volumiques (ε_v) et les déformations déviatoriques (ε_q) :

$$\varepsilon_v = \frac{p^m}{p_a^{n-1}} \cdot \left[\frac{\gamma+2}{3.K_a} + \frac{n-1}{18.G_a} \cdot (\gamma+2) \left(\frac{q'}{p'} \right)^2 + \frac{\gamma-1}{3.G_a} \cdot \frac{q'}{p'} \right] \quad (IV.5)$$

$$\varepsilon_q = \frac{2}{3} \frac{p^m}{p_a^{n-1}} \cdot \left[\frac{\gamma-1}{3.K_a} + \frac{n-1}{18.G_a} \cdot (\gamma-1) \left(\frac{q'}{p'} \right)^2 + \frac{2\gamma+1}{6.G_a} \cdot \frac{q'}{p'} \right] \quad (IV.6)$$

Le passage des contraintes totales aux contraintes effectives a été effectué à l'aide de l'équation de Bishop (la formule IV.1). On obtient :

$$p' = \frac{(\gamma\sigma_1 - u_a) + \chi.s + 2.(\sigma_3 - u_a) + 2\chi.s}{3} = p^* + \chi.s \quad (IV.7)$$

$$q' = (\gamma\sigma_1 - u_a) + \chi.s - (\sigma_3 - u_a) - \chi.s = \gamma\sigma_1 - \sigma_3 = q^* \quad (IV.8)$$

Dans lesquelles, K_a , G_a , n , γ sont les paramètres du modèle qui ils ont été optimisés avec la méthode des moindres carrés dans laquelle l'erreur quadratique suivante est minimisée :

$$S_{\min} = \frac{\sum (\varepsilon_v - f(p', q'))^2}{\sum (\varepsilon_v - m_v)^2} + \frac{\sum (\varepsilon_q - g(p', q'))^2}{\sum (\varepsilon_q - m_q)^2} \quad (IV.9)$$

où :

$f(p', q')$, $g(p', q')$ sont les déformations volumiques et déformations déviatoriques issues du modèle;

m_v , m_q sont les valeurs moyennes des déformations volumiques et déformations déviatoriques élastiques expérimentales.

Le coefficient de corrélation est exprimé par :

$$C_{\text{corrél.}} = 1 - \sqrt{\frac{S_{\min}}{2}} \quad (\text{IV.10})$$

Dans cette partie, les trois différentes valeurs du paramètre de contrainte effective ont été prises en compte dans le modèle de Boyce :

$$\chi = 0: \text{ Représente la contrainte totale } (p' = p^*); \quad (\text{IV.11})$$

$$\chi = S_r: \text{ Représente la contrainte effective de Bishop } (p' = p^* + S_r.s); \quad (\text{IV.12})$$

$$\chi = S_r^{1,96}: \text{ Représente la contrainte effective de cisaillement direct } (p' = p^* + (S_r)^\alpha.s). \quad (\text{IV.13})$$

La gamme de variation de la succion est négligeable pour les deux chemins d'humidification et de séchage à la teneur en eau de 11% (*Figure IV.3*) à laquelle le comportement résilient du sable de Missillac est presque équivalent. A cette teneur en eau représentant l'état saturé du sol, nous nous sommes autorisés de prendre la contrainte totale égale à la contrainte effective dans les formules IV.5 à IV.6. Par conséquent, les paramètres du modèle, K_a , G_a , n , γ , ont été estimés pour la teneur en eau de 11% avec le concept de contraintes totales. Le *Tableau IV.7* présente ces paramètres du modèle pour cinq chemins de contraintes ($\Delta q/\Delta p = 0; 0,5; 1; 2; 3$) sur les deux chemins d'humidification et de séchage.

Teneur en eau initiale	Chemins	Succion (kPa)	Chemins de contraintes	Paramètres du modèle				
				K_a (MPa)	G_a (MPa)	n	γ	$C_{\text{corrél.}}$
11	Humidification	2	0; 0,5; 1; 2; 3	24,26	38,51	0,44	0,46	0,765
11	Séchage	5	0; 0,5; 1; 2; 3	24,50	40,50	0,40	0,46	0,746
Valeur moyenne				24,38	39,50	0,42	0,46	--

Tableau IV.7. Optimisation des paramètres du modèle Boyce basé sur le concept de contraintes totales pour la teneur en eau de 11%

Ensuite, l'optimisation des déformations volumiques (ε_v) et des déformations déviatoriques (ε_q) a été effectuée pour toutes les teneurs en eau sur les deux chemins d'humidification et de séchage en fonction de trois équations proposées pour χ (les formules IV.11, IV.12, IV.13). Pour la procédure d'optimisation, les paramètres K_a , G_a , n , γ ont été fixés dans une fourchette de $\pm 5\%$ des valeurs moyennes de paramètres obtenus pour la teneur en eau de 11% présentés dans le *Tableau IV.7*. L'objectif de cette optimisation est de comparer les valeurs du

coefficient de corrélation pour les différentes teneurs en eau pour les deux chemins d'humidification et de séchage.

Les paramètres du modèle de Boyce ainsi que les valeurs des coefficients de corrélation pour le concept de contraintes totales ($\chi=0$) et de contraintes effectives ($\chi=S_r$, $\chi=S_r^\alpha$) sont présentés dans les tableaux suivants (*Tableaux IV.8, IV.9, IV.10, IV.11, IV.12 et IV.13*). Les points suivants sont observés :

- avec le concept de contraintes totales ($\chi = 0$, *Tableaux IV.8 et IV.9*), le coefficient de corrélation est assez faible pour les teneurs en eau faibles, en particulier pour le chemin de séchage,
- avec le concept de contraintes effectives de Bishop ($\chi = S_r$, *Tableaux IV.10 et IV.11*), les paramètres optimisés produisent un meilleur coefficient de corrélation. Toutefois, ce coefficient peut être amélioré pour les teneurs en eau faibles pour le chemin de séchage,
- avec le concept de contraintes effectives et les essais de cisaillement direct ($\chi= S_r^\alpha$, *Tableaux IV.12 et IV.13*), un bon coefficient de corrélation supérieur à 0,7 peut être trouvé pour toutes les teneurs en eau et pour les deux chemins d'humidification et de séchage.

Teneur en eau initiale (%)	Succion (kPa) Chemin d'humidification	Chemins de contraintes ($\Delta q/\Delta p$)	Paramètres du modèle				
			K_a (MPa)	G_a (MPa)	n	γ	$C_{\text{corr.}}$
11	2	0; 0,5; 1; 2; 3	24,26	38,51	0,44	0,46	0,765
10	2,6	0; 0,5; 1; 2; 3	24,50	40,50	0,40	0,47	0,764
9	4	0; 0,5; 1; 2; 3	24,50	40,50	0,44	0,46	0,806
8	10	0; 0,5; 1; 2; 3	24,50	40,50	0,40	0,46	0,612
7	24	0; 0,5; 1; 2; 3	24,50	40,50	0,41	0,46	0,556

Tableau IV.8. Optimisation des paramètres du modèle de Boyce basé sur le concept de contraintes totales (Chemin d'humidification)

Teneur en eau initiale (%)	Succion (kPa) Chemin de séchage	Chemins de contraintes ($\Delta q/\Delta p$)	Paramètres du modèle				
			K_a (MPa)	G_a (MPa)	n	γ	$C_{\text{corr.}}$
11	5	0; 0,5; 1; 2; 3	24,50	40,50	0,40	0,46	0,746
10	18	0; 0,5; 1; 2; 3	24,50	40,50	0,41	0,46	0,634
9	43	0; 0,5; 1; 2; 3	24,50	40,50	0,40	0,46	0,454
8	89	0; 0,5; 1; 2; 3	24,50	40,50	0,40	0,46	0,291
7	180	0; 0,5; 1; 2; 3	24,50	40,50	0,40	0,46	0,068

Tableau IV.9. Optimisation des paramètres du modèle de Boyce basé sur le concept de contraintes totales (Chemin de séchage)

Teneur en eau initiale (%)	Succion (kPa) Chemin d'humidification	Chemins de contraintes ($\Delta q/\Delta p$)	Paramètres du modèle ($\chi = S_r$)				
			K_a (MPa)	G_a (MPa)	n	γ	$C_{\text{corr.}}$
11	2	0; 0,5; 1; 2; 3	23,42	36,50	0,44	0,46	0,779
10	2,6	0; 0,5; 1; 2; 3	24,50	40,50	0,40	0,49	0,791
9	4	0; 0,5; 1; 2; 3	24,50	39,85	0,44	0,46	0,844
8	10	0; 0,5; 1; 2; 3	24,50	40,50	0,40	0,50	0,721
7	24	0; 0,5; 1; 2; 3	24,50	40,50	0,43	0,46	0,781

Tableau IV.10. Optimisation des paramètres du modèle de Boyce basé sur le concept de contraintes effectives de Bishop ($\chi=S_r$, chemin d'humidification)

Teneur en eau initiale (%)	Succion (kPa) Chemin de séchage	Chemins de contraintes ($\Delta q/\Delta p$)	Paramètres du modèle ($\chi = S_r$)				
			K_a (MPa)	G_a (MPa)	n	γ	$C_{\text{corr.}}$
11	5	0; 0,5; 1; 2; 3	24,50	40,50	0,40	0,46	0,783
10	18	0; 0,5; 1; 2; 3	23,53	40,50	0,43	0,46	0,810
9	43	0; 0,5; 1; 2; 3	22,50	39,72	0,40	0,50	0,848
8	89	0; 0,5; 1; 2; 3	22,50	36,50	0,44	0,50	0,797
7	180	0; 0,5; 1; 2; 3	22,50	36,50	0,44	0,50	0,680

Tableau IV.11. Optimisation des paramètres du modèle de Boyce basé sur le concept de contraintes effectives de Bishop ($\chi=S_r$, chemin de séchage)

Teneur en eau initiale (%)	Succion (kPa) Chemin d'humidification	Chemins de contraintes ($\Delta q/\Delta p$)	Paramètres du modèle ($\chi = S_r^{1,96}$)				
			K_a (MPa)	G_a (MPa)	n	γ	$C_{\text{corr.}}$
11	2	0; 0,5; 1; 2; 3	23,42	36,50	0,44	0,46	0,777
10	2,6	0; 0,5; 1; 2; 3	24,50	40,50	0,40	0,48	0,787
9	4	0; 0,5; 1; 2; 3	24,50	40,50	0,44	0,46	0,838
8	10	0; 0,5; 1; 2; 3	24,50	40,50	0,40	0,50	0,700
7	24	0; 0,5; 1; 2; 3	24,50	40,50	0,40	0,46	0,804

Tableau IV.12. Optimisation des paramètres du modèle de Boyce basé sur le concept de contraintes effectives et les essais de cisaillement direct ($\chi=S_r^{1,96}$, chemin d'humidification)

Teneur en eau initiale (%)	Succion (kPa) Chemin de séchage	Chemins de contraintes ($\Delta q/\Delta p$)	Paramètres du modèle ($\chi = S_r^{1,96}$)				
			K_a (MPa)	G_a (MPa)	n	γ	$C_{\text{corr.}}$
11	5	0; 0,5; 1; 2; 3	24,50	40,50	0,40	0,46	0,783
10	18	0; 0,5; 1; 2; 3	24,50	40,50	0,44	0,46	0,808
9	43	0; 0,5; 1; 2; 3	24,50	40,50	0,40	0,49	0,849
8	89	0; 0,5; 1; 2; 3	23,17	40,50	0,40	0,50	0,823
7	180	0; 0,5; 1; 2; 3	22,50	40,50	0,40	0,50	0,743

Tableau IV.13. Optimisation des paramètres du modèle de Boyce basé sur le concept de contraintes effectives et les essais de cisaillement direct ($\chi=S_r^{1,96}$, chemin de séchage)

Sur les Figures IV.21, 22, 23, 24, 25 et 26, nous présentons les ajustements obtenus avec le modèle de Boyce anisotrope basé sur le concept de contraintes effectives de cisaillement direct ($\chi=S_r^{1,96}$) en comparant avec les résultats expérimentaux pour trois teneurs en eau de 7%, 9% et 11% sur les chemins d'humidification et de séchage.

Pour l'évolution des déformations volumiques (Figures IV.21.a, IV.22.a, IV.23.a, IV.24.a, IV.25.a et IV.26.a), on constate que :

- les simulations sont satisfaisantes, particulièrement pour les chemins de contraintes pour lesquels ($\Delta q/\Delta p$) est moins importants,

- pour les chemins de contraintes à $\Delta q/\Delta p$ élevés ($\Delta q/\Delta p = 3$), les ajustements sont moins proches du comportement obtenu lors des essais.

Pour les déformations déviatoriques (*Figures IV.21.b, IV.22.b, IV.23.b, IV.24.b, IV. 25.b et IV.26.b*), nous affirmons que :

- le modèle de Boyce anisotrope conduit à un ajustement très proche de l'évolution réelle obtenue expérimentalement,
- l'ajustement est légèrement moins précis pour les chemins $\Delta q/\Delta p = 2$ et $\Delta q/\Delta p = 3$. Cela peut s'expliquer par l'écart relevé entre le chemin de chargement/déchargement.

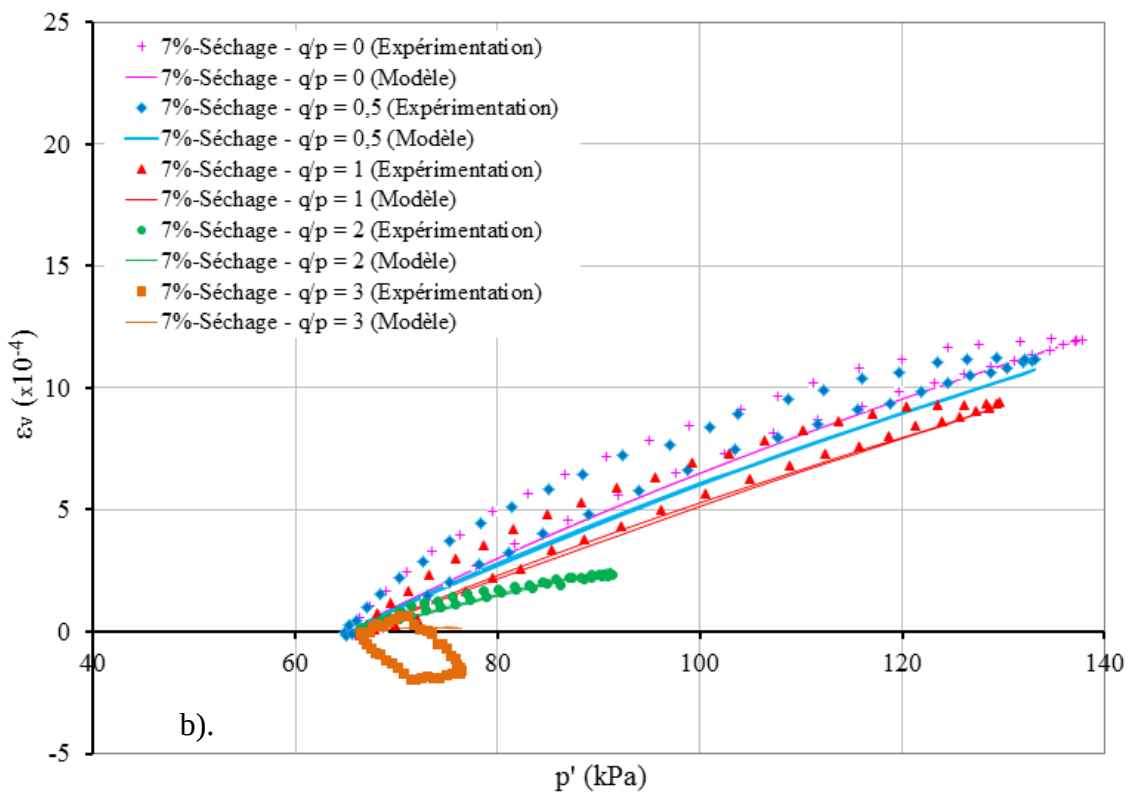
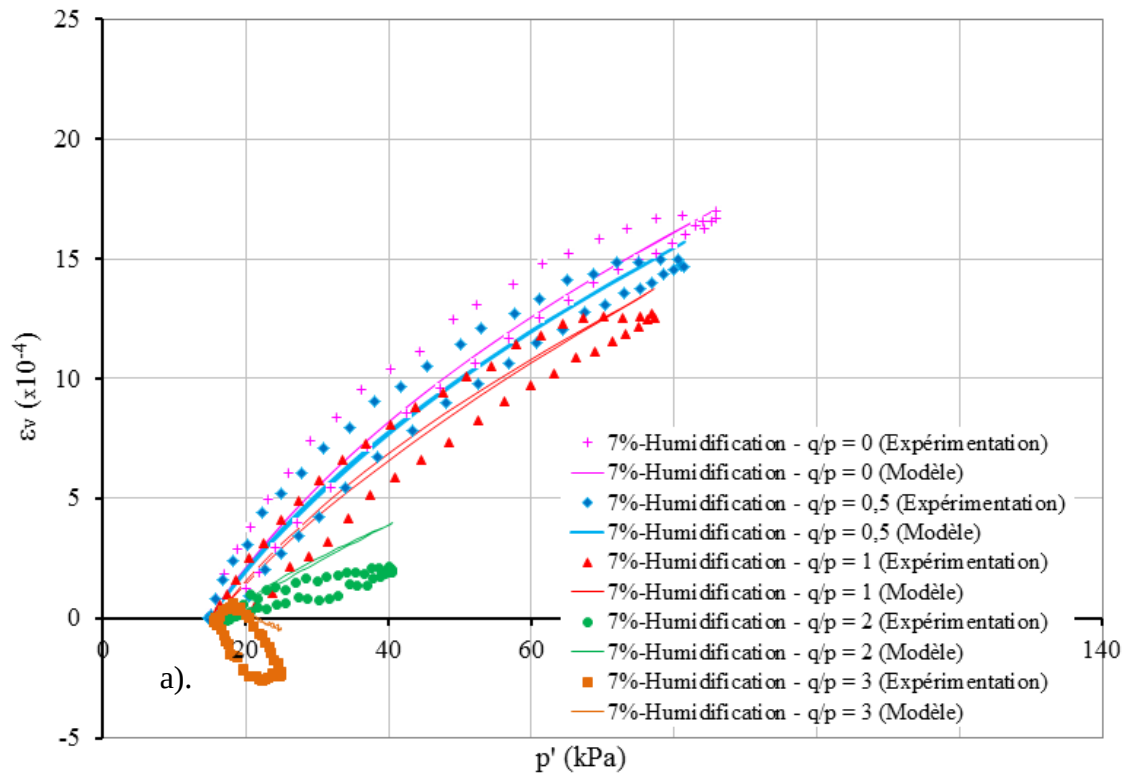


Figure IV.21. Calage du modèle sur les résultats d'essai (déformations volumiques) ($w=7\%$, $\chi=S_r^{1,96}$) : a). Chemin d'humidification b). Chemin de séchage

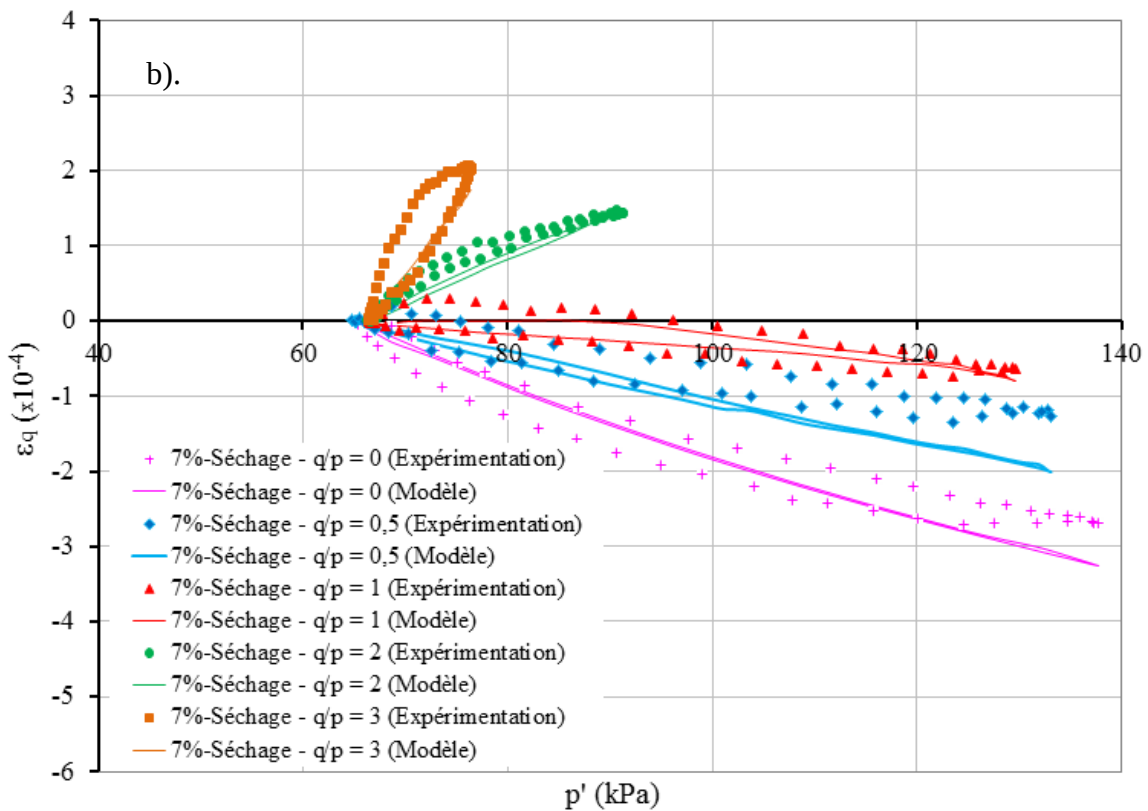
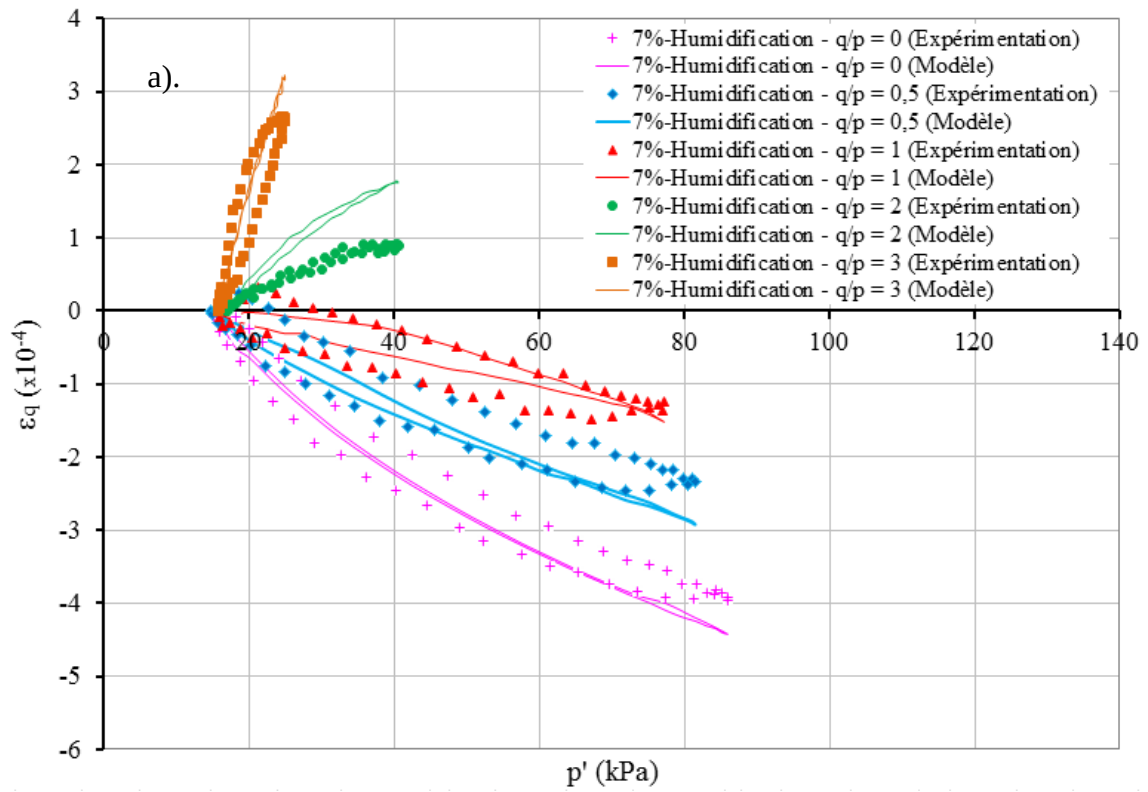


Figure IV.22. Calage du modèle sur les résultats d'essai (déformations déviatoriques)
 $(w=7\%, \chi=S_r^{1,96})$: a). Chemin d'humidification b). Chemin de séchage

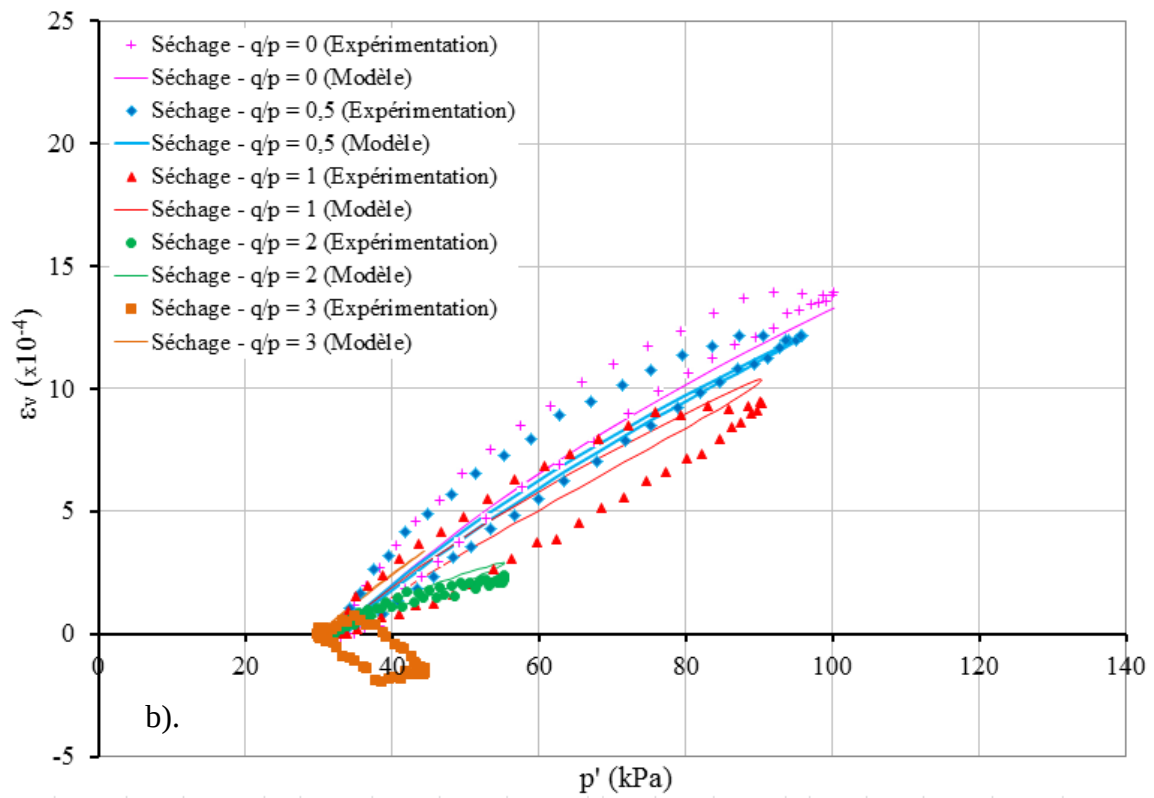
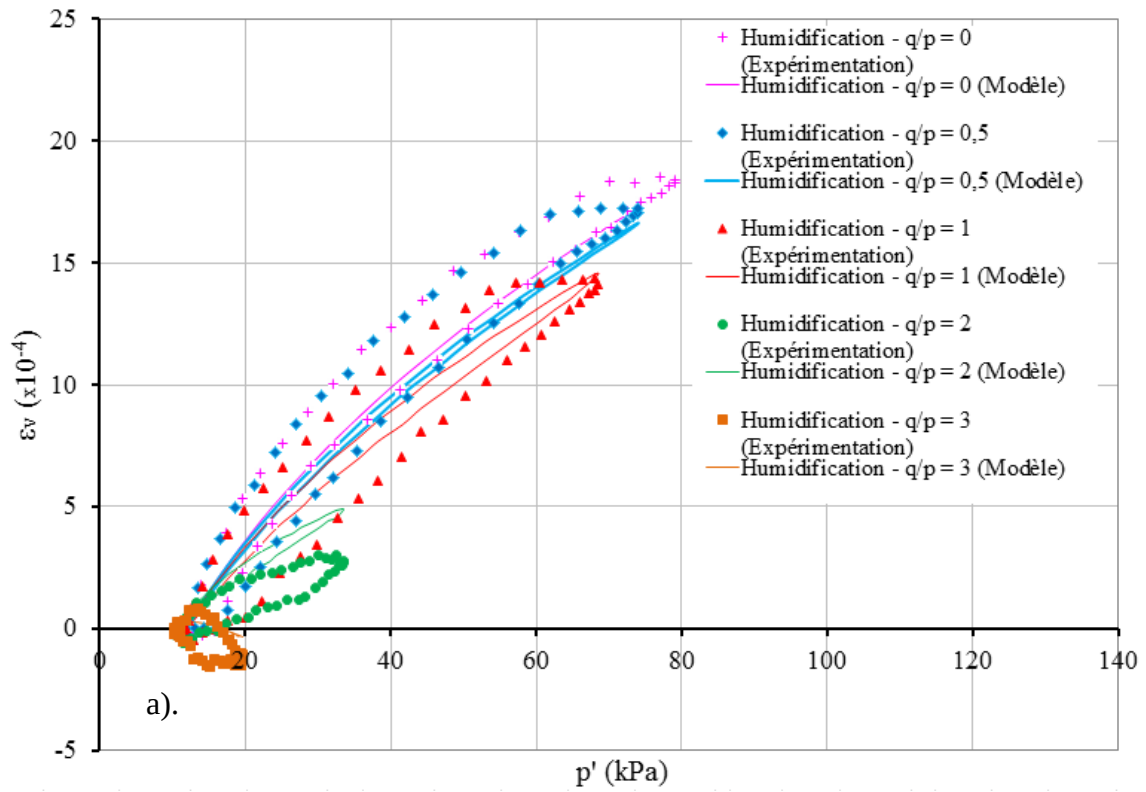


Figure IV.23. Calage du modèle sur les résultats d'essai (déformations volumiques) ($w=9\%$, $\chi=S_r^{1,96}$) : a). Chemin d'humidification b). Chemin de séchage

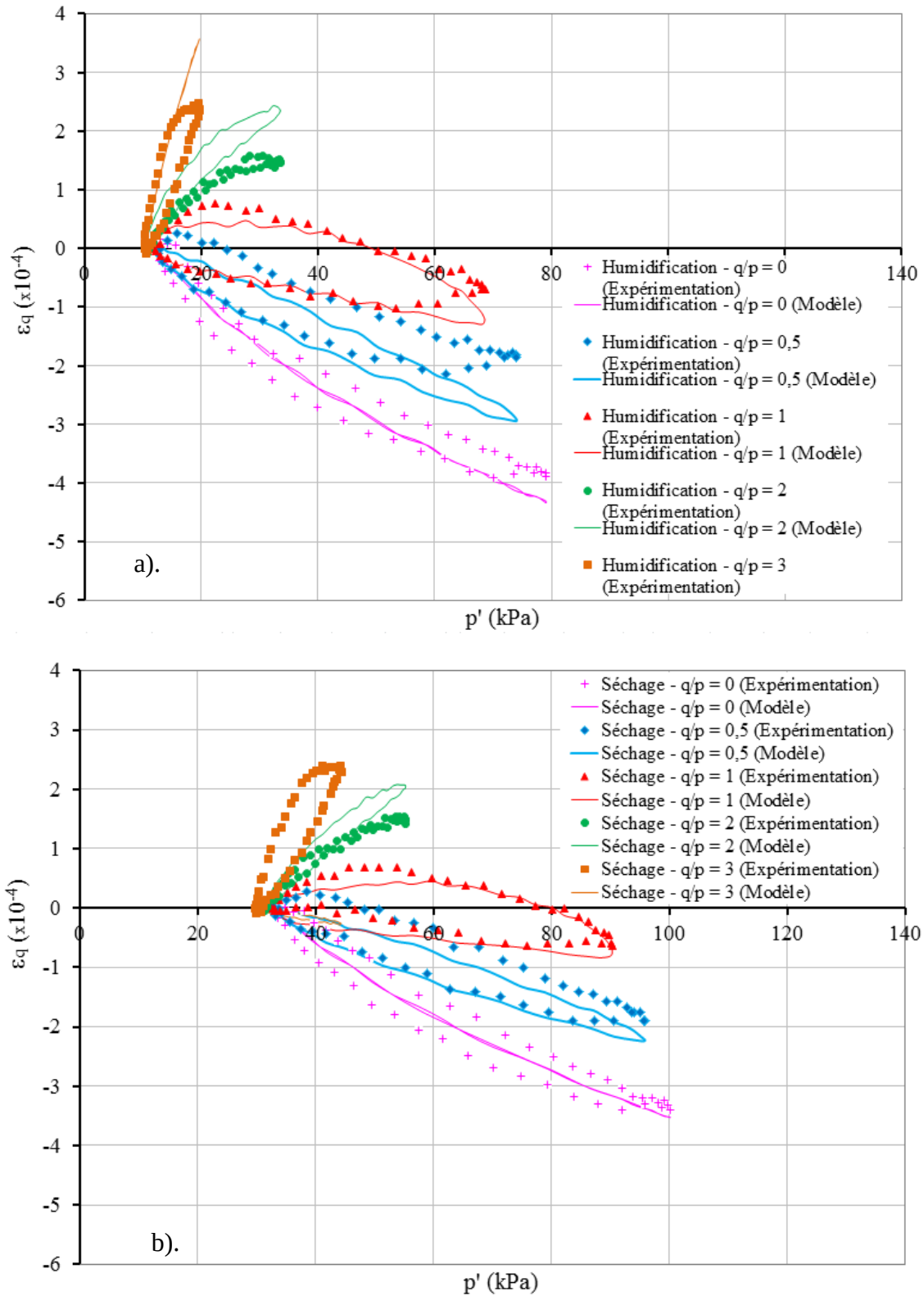


Figure IV.24. Calage du modèle sur les résultats d'essai (déformations déviatoriques) ($w=9\%$, $\chi=S_r^{1,96}$) : a). Chemin d'humidification b). Chemin de séchage

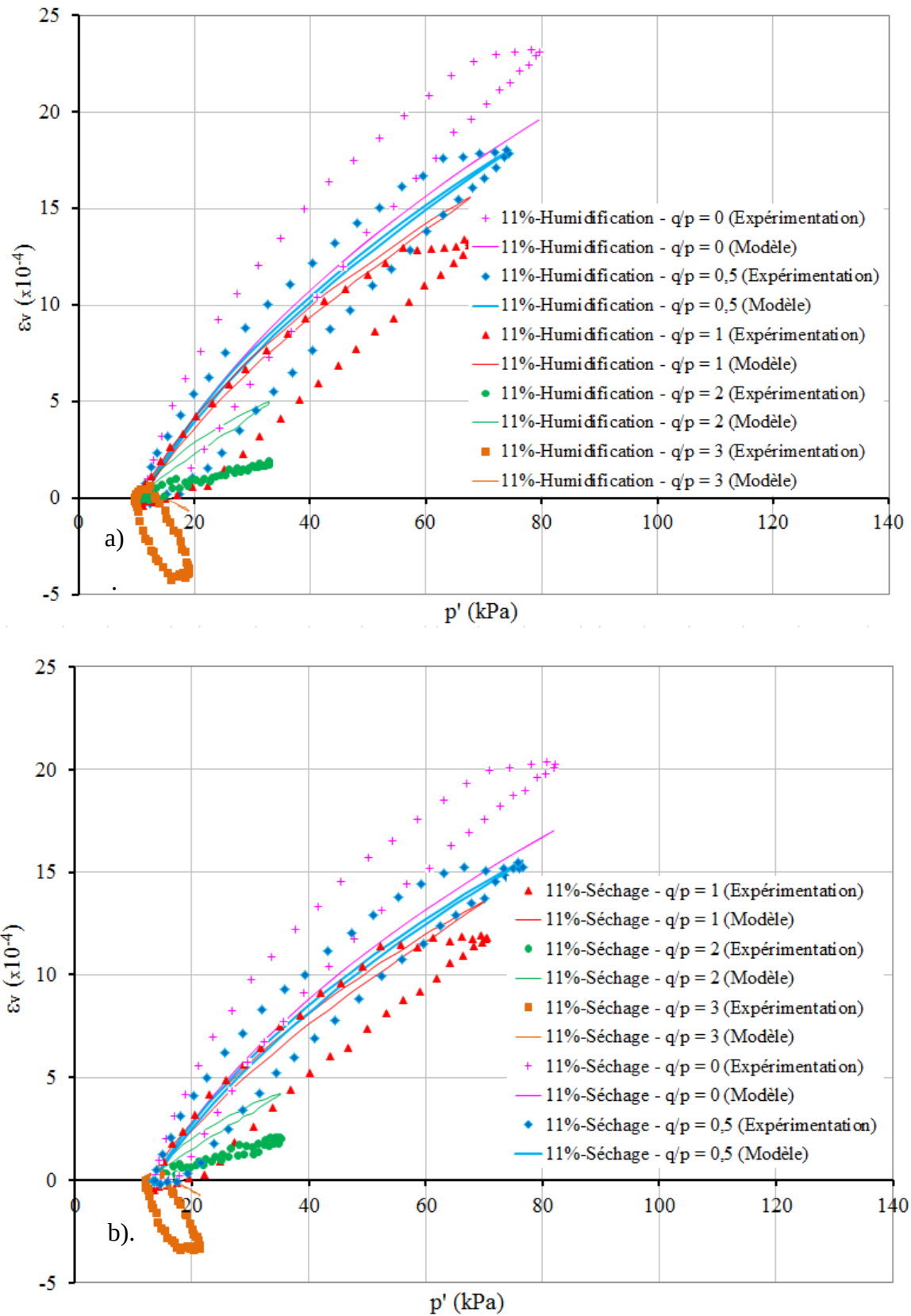


Figure IV.25. Calage du modèle sur les résultats d'essai (déformations volumiques) ($w=11\%$, $\chi=S_r^{1,96}$) : a). Chemin d'humidification b). Chemin de séchage

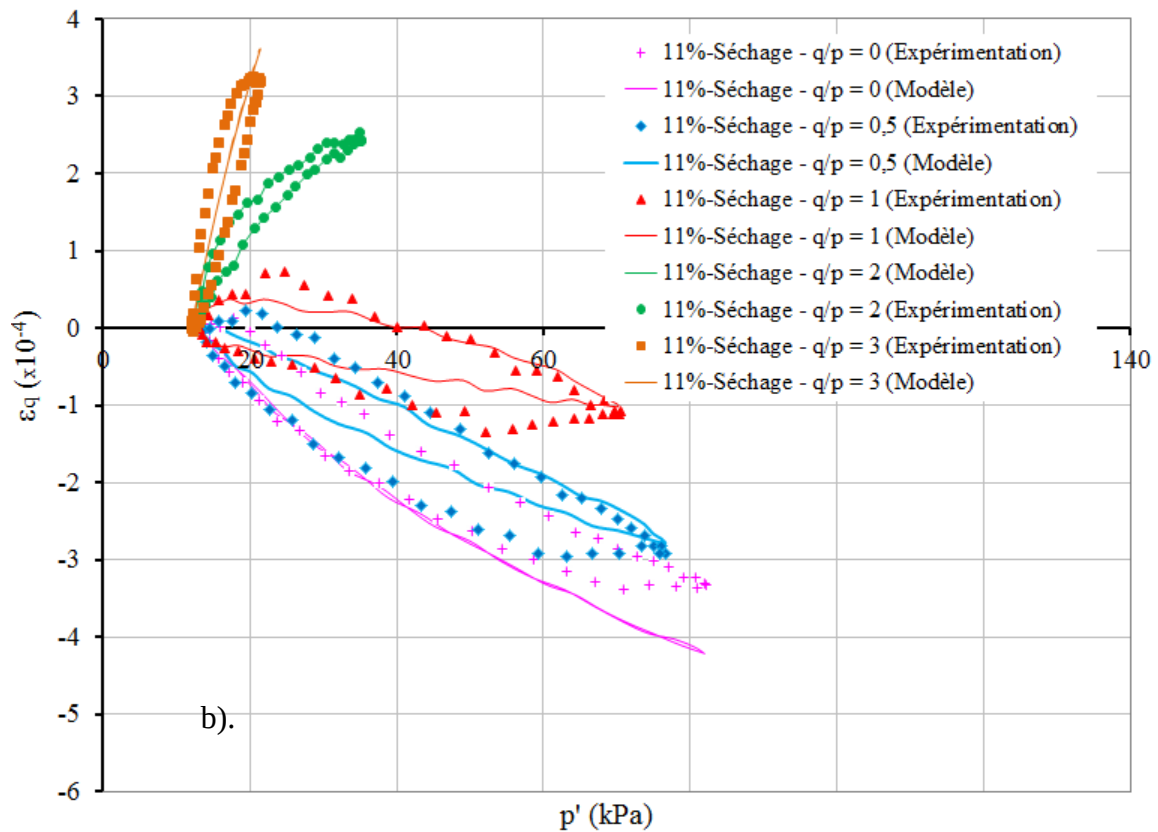
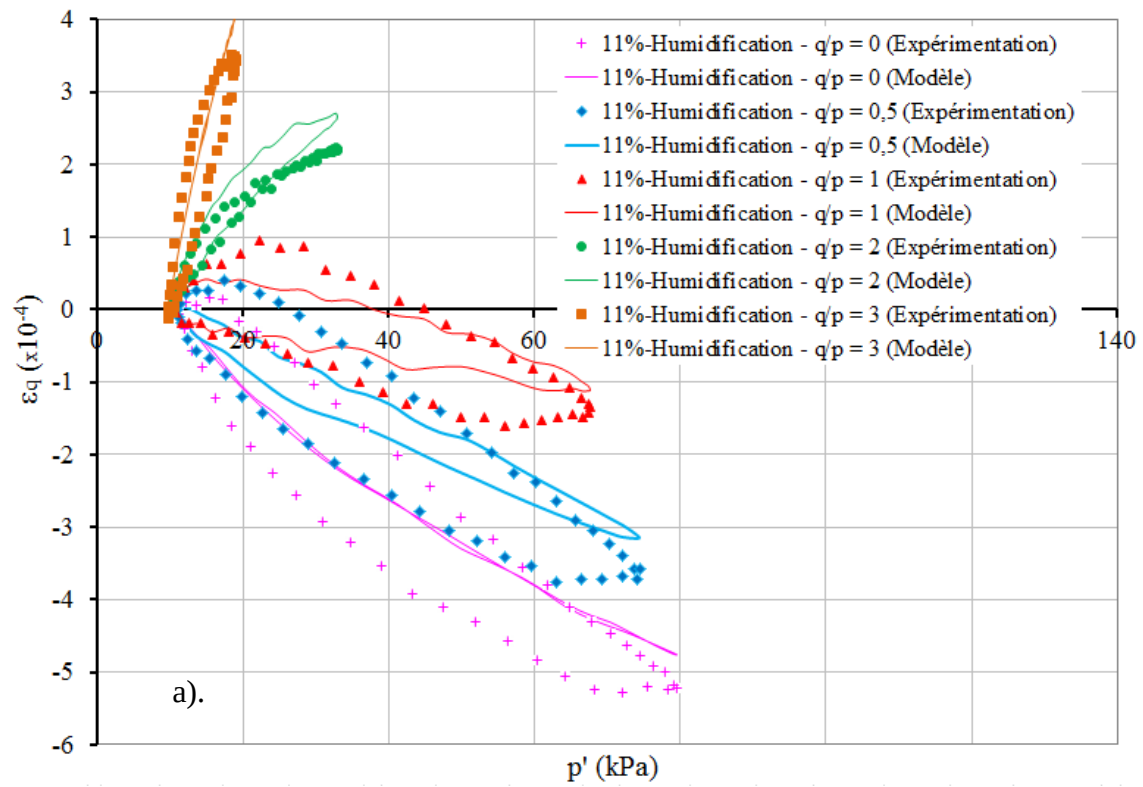


Figure IV.26. Calage du modèle sur les résultats d'essai (déformations déviatoriques)
 ($w=11\%$, $\chi=S_r^{1,96}$) : a). Chemin d'humidification b). Chemin de séchage

Finalement, nous constatons que :

- le modèle de Boyce anisotrope basé sur le concept de contraintes effectives et les essais de cisaillement direct décrit relativement bien l'évolution du comportement résilient pour les différents chemins de contraintes.
- le modèle de Boyce avec les paramètres constants (paramètres à la teneur en eau de 11%) peut être simplement appliqué pour les sols non saturés en tenant compte du paramètre de contraintes effectives ($\chi = S_r^{1,96}$) pour toutes les teneurs en eau. Ceci permet de réduire largement le nombre d'essais à réaliser pour étudier l'effet de l'hystérésis hydrique.

Ces paramètres constants seront utilisés dans la partie suivante pour la modélisation numérique.

IV.7. Résultats du calcul de l'influence de l'hystérésis hydrique sur la déflexion

Cette partie se propose de déterminer l'évolution de la déflexion pour deux structures de chaussées (détaillées dans le chapitre III) sous l'influence de l'hysteresis hydrique, en s'appuyant sur le code de calcul par élément finis CAST3M.

Les calculs aux éléments finis de la structure ont été réalisés en 3D. Les structures sont détaillées dans la section III.5.3.

Dans ce travail, nous avons premièrement injecté le concept de contraintes effectives dans le code de calcul pour les matériaux de chaussée. Dans un deuxième temps, la déflexion de la structure de chaussée à faible trafic a été déterminée sous l'influence de l'hystérésis hydrique sous différentes conditions hydriques.

Les structures étudiées sont les structures 1 et 2 composées d'une couche de béton bitumineux reposant sur une couche d'assise en grave non traitée (plus de détail dans la section III.5.2) :

- Matériau béton bitumineux: le comportement est considéré comme étant élastique linéaire avec un module de Young valant 4027 MPa pour la structure 1 (6110 MPa pour la structure 2) et un coefficient de Poisson pris égal à 0,35.
- D'autre part, pour la GNT de Maraîchères, parce que la gamme de variation de succion est entre 0,8 et 15 kPa, le phénomène d'hystérésis est négligé. Nous considérons alors le paramètre de contraintes effectives, $\chi = S_r$, estimé sur la courbe de rétention calée par le

modèle de van Genuchten (*Tableau IV.4*), puis nous utilisons les paramètres constants du modèle de Boyce présentés dans le *Tableau IV.14* pour caractériser le comportement résilient de ce matériau.

Matériau	$\Delta q/\Delta p$	Paramètres du modèle de Boyce			
		K_a (MPa)	G_a (MPa)	n	γ
GNT de Maraîchères	0; 0,5; 1; 2; 3	22,20	39,50	0,37	0,53

Tableau IV.14. Paramètres du modèle de Boyce pour la GNT de Maraîchères (en contraintes effectives)(Allou, 2006)

- Pour le sable de Missillac, nous avons utilisé le paramètre de contraintes effectives, $\chi = S_r^{1,96}$ (équation IV.4), les paramètres du modèle de van Genuchten (*Tableau IV.2*) pour la courbe de rétention ainsi qu'une seule série de paramètres caractérisant le comportement résilient de ce matériau présenté dans le *Tableau IV.15*.

Matériau	$\Delta q/\Delta p$	Paramètres du modèle de Boyce			
		K_a (MPa)	G_a (MPa)	n	γ
Sable de Missillac	0; 0,5; 1; 2; 3	23,96	38,50	0,42	0,46

Tableau IV.15. Paramètres du modèle de Boyce pour le sable de Missillac (en contraintes effectives)

Dans cette partie, nous allons calculer la déflexion de deux structures (*Figure III.32 - chapitre III*), dans les trois conditions hydriques suivantes :

- l'état saturé : pour le sable de Missillac à la teneur en eau de 11%, pour la GNT de Maraîchères à la teneur en eau de 6,5%,
- l'état intermédiaire : pour le sable de Missillac à la teneur en eau de 9%, pour la GNT de Maraîchères à la teneur en eau de 5%,
- l'état sec : pour le sable de Missillac à la teneur en eau de 7%, pour la GNT de Maraîchères à la teneur en eau de 3,5%.

Les *Figures IV.27* et *IV.28* illustrent l'évolution de la déflexion des structures pour différentes conditions hydriques sur les chemins d'humidification et de séchage.

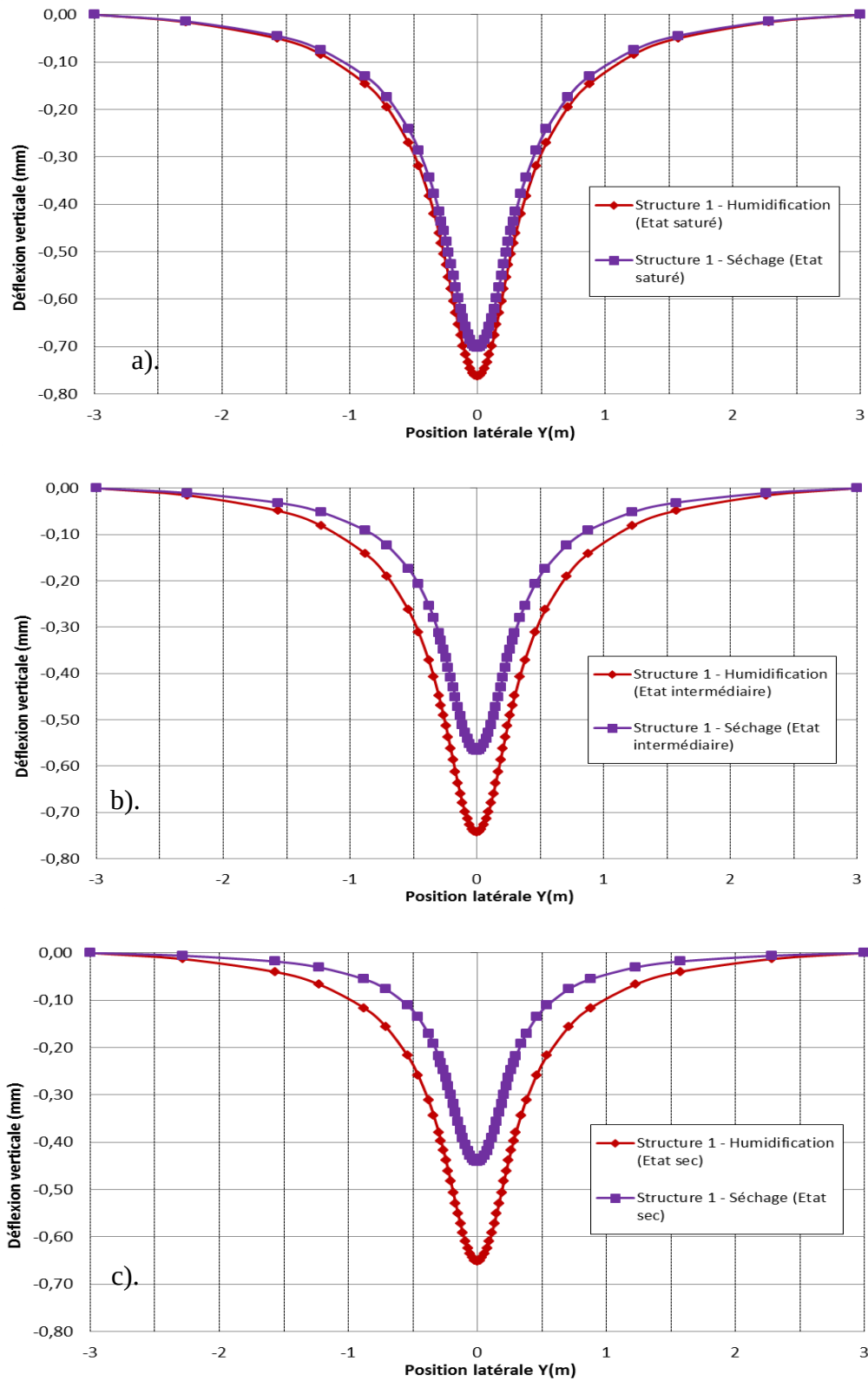


Figure IV.27. Déflexion verticale de la structure de chaussée 1 : a). Etat saturé b). Etat intermédiaire c). Etat sec

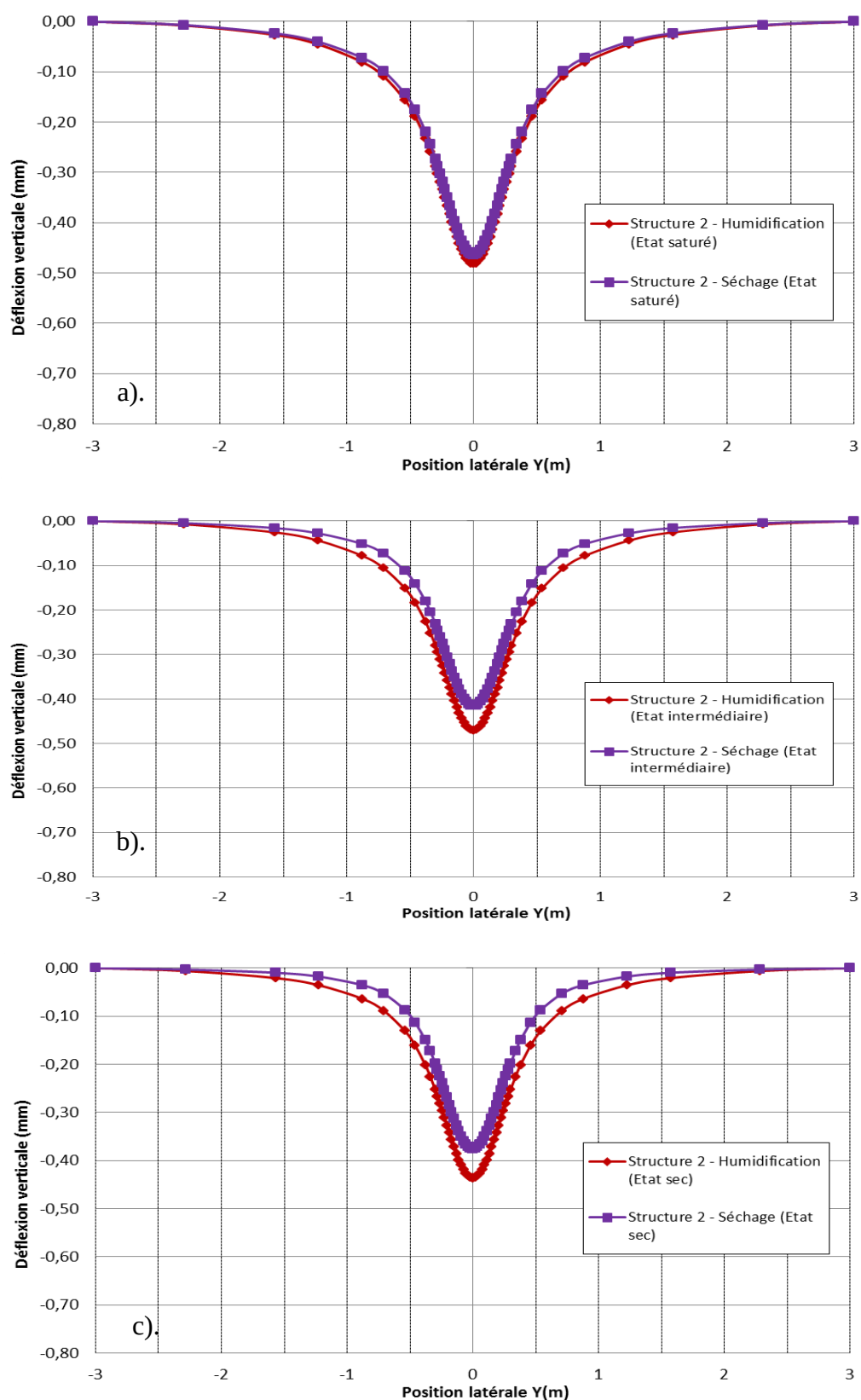


Figure IV.28. Déflexion verticale de la structure de chaussée 2 : a). Etat saturé b). Etat intermédiaire c). Etat sec

Les Tableaux IV.16, IV.17, IV.18 et V.19 montrent la déflexion des structures de chaussée et le taux de diminution de cette valeur sous différentes conditions hydriques. Nous pouvons affirmer que l'hystérésis hydrique influence plus significativement la déflexion des structures, notamment, la structure 1.

Structure	Déflexion (Chemin d'humidification)		
	Etat saturé (GNT : w=6,5%; Sable : w=11%)	Etat intermédiaire (GNT : w=5%; Sable : w=9%)	Etat sec (GNT : w=3,5%; Sable : w=7%)
1	-0,763 mm	-0,743 mm	-0,651 mm
2	-0,481 mm	-0,471 mm	-0,436 mm

Tableau IV.16. Déflexion verticale des deux structures de chaussée (Chemin d'humidification)

Structure	Déflexion (Chemin de séchage)		
	Etat saturé (GNT : w=6,5%; Sable : w=11%)	Etat intermédiaire (GNT : w=5%; Sable : w=9%)	Etat sec (GNT : w=3,5%; Sable : w=7%)
1	-0,703 mm	-0,567 mm	-0,441 mm
2	-0,464 mm	-0,416 mm	-0,376 mm

Tableau IV.17. Déflexion verticale des deux structures de chaussée (Chemin de séchage)

Structure	Déflexion (Chemin d'humidification)/Déflexion (Chemin de séchage)		
	Etat saturé (GNT : w=6,5%; Sable : w=11%)	Etat intermédiaire (GNT : w=5%; Sable : w=9%)	Etat sec (GNT : w=3,5%; Sable : w=7%)
1	7,9%	23,7%	32,3%
2	3,5%	11,7%	13,8%

Tableau IV.18. Taux de diminution de la déflexion verticale en passant du chemin d'humidification au chemin de séchage pour le sable M2

Structure	Saturé/Sec (Chemin d'humidification)	Saturé/Sec (Chemin de séchage)
1	14,7%	37,3%
2	9,4%	19,0%

Tableau IV.19. Taux de diminution de la déflexion verticale en passant de l'état saturé à l'état sec pour le sable M2

Les points principaux suivants sont observés :

- L'effet de l'hystérésis hydrique est plus important pour l'état sec. A l'état saturé, l'effet de l'hystérésis hydrique est négligeable pour les deux chemins d'humidification et de séchage (un écart de 7,9% pour la 1^{ère} structure et 3,5% pour la 2^{ème} structure). Tandis qu'à l'état sec, pour une teneur en eau de 7%, il y a un écart de 32,3% pour la 1^{ère} structure et 13,8% pour la 2^{ème} structure entre les chemins d'humidification et de séchage (*Tableau IV.18*).
- La déflexion varie fortement le long de chaque chemin (séchage et humidification). En chemin de séchage, la déflexion décroît de 37,3% pour la structure 1 et 19,0% pour la structure 2 pour un passage de la teneur en eau de l'état saturé à l'état sec. D'autre part, en chemin d'humidification, la déflexion croît de 14,7% pour la structure 1 et 9,4% pour la structure 2 lorsque la teneur en eau passe de l'état sec à l'état saturé (*Tableau IV.19*).

IV.8. Interprétation des simulations

Le *Tableau IV.20* compare les résultats des simulations avec les mesures expérimentales obtenues pour le sable M1 et présentées dans le chapitre III. La différence entre les simulations et les mesures expérimentales peut être due à des pourcentages de fines différents dans les matériaux étudiés qui font varier les paramètres du modèle de Boyce anisotrope.

Malgré cette différence, ces résultats sont très encourageants pour la suite des modélisations numériques. Ils montrent un effet important du phénomène d'hystérésis notamment pour la structure 1 qui est la plus sensible au comportement du sol. Ce phénomène mériterait d'être pris en compte dans les calculs de chassées du type structure 1, voire pour des structures plus légères. De plus, le concept de contraintes effectives pour les différents états hydriques conduit à une diminution du nombre d'essais TCR pour caractériser le comportement résilient. L'adaptation de ce concept dans certaines applications pratiques pourrait améliorer le dimensionnement des chaussées.

Description	Déflexion	
	Structure 1	Structure 2
Simulation : 3 couches (béton bitumineux, GNT de Maraîchères, Sable M2) – Chemin d’humidification (Etat saturé)	-0,763 mm	-0,481 mm
Simulation : 3 couches (béton bitumineux, GNT de Maraîchères, Sable M2) – Chemin de séchage (Etat saturé)	-0,703 mm	-0,464 mm
Mesure expérimentale : 3 couches (béton bitumineux, GNT de Maraîchères, Sable M1) (système de la lumière)	-1,110 mm	-0,727 mm
Mesure expérimentale : 3 couches (béton bitumineux, GNT de Maraîchères, Sable M1) (poutre Benkelman)	-0,764 mm	-0,596 mm

Tableau IV.20. Comparaison les simulations et les mesures expérimentales

IV.9. Conclusion

Dans ce chapitre, nous présentons les résultats d’une campagne d’essais au cours de laquelle nous avons réalisé la mesure de la succion, des essais de résistance au cisaillement direct et des essais triaxiaux à chargements répétés pour étudier le comportement résilient à différentes teneurs en eau sur deux chemins d’humidification et de séchage.

En se basant sur les courbes de rétention, on confirme que le modèle de van Genuchten produit le meilleur calage. Ce modèle sera la base des calculs des succions pour les différentes teneurs en eau dans la modélisation numérique suivante.

Les essais à la boîte de cisaillement direct nous permettent de déterminer les droites de rupture du sable de Missillac à différentes teneurs en eau.

Ensuite, à partir des résultats d’essais triaxiaux à chargement répétés, nous observons que les échantillons préparés sur le chemin d’humidification génèrent des déformations volumiques résilientes plus importantes que celles du chemin de séchage, en particulier pour les faibles teneurs en eau. Nous avons noté également que l’influence du phénomène d’hystérésis hydrique est moins évidente pour les déformations déviatoriques résilientes.

D'autre part, les différentes formulations en contraintes effectives reposant sur le coefficient de Bishop χ obtenu par la courbe de rétention et les essais à la boîte de cisaillement direct ont été utilisées dans la formulation du modèle d'élasticité non linéaire de Boyce anisotrope.

Les contraintes effectives injectées dans le modèle d'élasticité non linéaire de Boyce donnent le meilleur coefficient de corrélation pour simuler les résultats expérimentaux réalisés aux différentes teneurs en eau sur les chemins d'humidification et de séchage. Il est possible avec ce modèle d'élasticité non linéaire de modéliser le comportement résilient d'un matériau granulaire pour différentes suctions/teneurs en eau à partir d'un essai TCR à une succion/teneur en eau donnée en connaissant la courbe de rétention de ce matériau granulaire. Ceci doit permettre de réduire largement le nombre d'essais à réaliser pour étudier l'effet de l'hystérésis hydrique sur la variation de la déflexion de la chaussée en raison des variations saisonnières hydriques.

Finalement, les modélisations réalisées avec le code de calcul par élément finis CAST3M permettent d'apprécier l'effet d'hystérésis hydrique sur la déflexion des structures de chaussées. Les calculs ont été réalisés pour deux structures de chaussées: la 1^{ère} structure à très faible trafic (10^5 essieux de référence) et la 2^{ème} structure à trafic moyen (10^6 essieux de référence). Pour la couche du béton bitumineux, nous avons conservé, pour tous les calculs, une loi élastique linéaire isotrope. Nous avons appliqué le modèle de Boyce basé sur le concept de contraintes effectives pour les couches de l'assise constituées de la GNT de Maraîchères et du sol support en sable de Missillac. En fait, en se basant sur le concept de contraintes effectives, nous avons étudié l'effet de l'hystérésis hydrique sur la déflexion de la structure de chaussée. Les calculs ont été réalisés sous les différentes conditions hydriques suivantes: l'état saturé, l'état intermédiaire et l'état sec pour les deux chemins d'humidification et de séchage. Les résultats obtenus indiquent que la déflexion décroît de façon importante pour le chemin de séchage lorsque la teneur en eau diminue. La variation de déflexion devient moins importante pour le chemin d'humidification. En plus, l'effet d'hystérésis hydrique est plus important pour l'état sec.

En comparant les résultats de nos simulations numériques avec les résultats expérimentaux du manège de fatigue, nous confirmons qu'il faut considérer l'effet de l'hystérésis hydrique dans le dimensionnement des chaussées à faible couverture bitumineuse (structure 1 et les structures dont l'épaisseur des couches bitumineuses est inférieure).

CONCLUSION GENERALE

L'orniérage, dû à l'accumulation des déformations des matériaux granulaires sous les passages répétés des charges roulantes, est le principal mode de dégradation des chaussées à assises granulaires. La méthode actuelle de dimensionnement des chaussées ne prend pas en compte correctement les effets hydriques ainsi que ceux de la teneur en fines qui ont une influence importante sur la rigidité des couches granulaires non liées constituant les assises de chaussées souples. Actuellement, les calculs de dimensionnement sont réalisés en élasticité linéaire isotrope alors que le comportement des matériaux granulaires est fortement non linéaire anisotrope, de plus les caractéristiques des matériaux granulaires sont déterminées à partir de critères empiriques et le critère retenu vis-à-vis de l'orniérage consiste seulement à limiter la déformation verticale élastique, au sommet du sol support, qui dépend uniquement du nombre de sollicitations.

Dans le cadre de cette thèse, notre travail a consisté à considérer l'effet de l'hystérésis hydrique et de la teneur en fines sur le comportement résilient des matériaux granulaires sous sollicitations triaxiales, puis à simuler les déflexions de deux structures de chaussées souples.

L'appareil triaxial à chargements répétés (TCR) est le moyen, le plus pratique et le plus utilisé dans la mécanique des chaussées. En utilisant notre procédure expérimentale, nous avons effectué plusieurs essais TCR à différentes teneurs en eau pour décrire le comportement résilient des matériaux granulaires.

Dans un premier temps, nous avons étudié l'effet de la teneur en fines sur le comportement résilient. Les matériaux étudiés sont les sables de Missillac à deux différents pourcentages de fines (4 et 7,5%). Les essais à 7,5% de fines ont été menés à l'IFSTTAR de Nantes, alors que les essais à 4% ont été menés dans notre laboratoire. Les résultats des essais TCR montrent que le comportement résilient du matériau est fortement non linéaire et dépend à la fois de la contrainte moyenne et du chemin de contraintes. De plus en plus, une diminution de la déformation réversible est obtenue quand la teneur en fines diminue. Cela confirme l'effet important de la teneur en fines et de la teneur en eau dans les calculs de structure des chaussées.

Le comportement résilient non linéaire est estimé par deux modèles: Boyce anisotrope et Uzan. Le modèle de Boyce simule des déformations résilientes volumiques et déviatoriques les plus réalistes pour tous les essais TCR.

Les modélisations ont été effectuées sur deux structures de chaussées: la 1^{ère} structure à très faible trafic et la 2^{ème} structure à trafic moyen, avec le code de calcul aux éléments finis CAST3M qui permet d'apprécier l'influence de la teneur en fines sur la déflexion dans les structures de chaussées sous trois conditions hydriques différentes. En surface, le béton bitumineux suit une loi de comportement élastique linéaire. Les couches d'assise sont constituées de grave non traitée (GNT) de Maraîchères et le sol support quant à lui est en sable de Missillac. Leurs comportements résilients sont modélisés avec le modèle de Boyce. En fait, les calculs ont également confirmé que l'augmentation de la teneur en fines croît de manière significative la déflexion de la structure de chaussée. Tandis que, l'effet de teneur en eau est moins important pour un passage de l'état saturé à l'état sec.

Dans un deuxième temps, nous avons étudié l'effet de l'hystérésis hydrique sur le comportement résilient. Les courbes de rétention sont calées par deux modèles: Brook-Corey

et van Genuchten. Nous confirmons que le modèle de van Genuchten produit le meilleur calage, et ce modèle sera la base des calculs des suctions pour les différents teneurs en eau dans la modélisation hydromécanique suivante. A partir des résultats d'essais triaxiaux à chargement répétés à différents teneurs en eau sur les deux chemins d'humidification et de séchage, nous constatons que les échantillons préparés sur le chemin d'humidification ont montré des déformations volumiques résilientes plus importantes que celles du chemin de séchage, en particulier pour les faibles teneurs en eau. Nous avons noté également que l'influence du phénomène d'hystérésis hydrique est moins évidente pour les déformations déviatoriques résilientes.

D'autre part, les différentes formulations en contraintes effectives reposent sur le coefficient de Bishop χ . Dans cette étude, le coefficient de Bishop χ a été obtenu par la courbe de rétention et les essais à la boîte de cisaillement direct.

Les contraintes effectives introduites dans le modèle d'élasticité non linéaire de Boyce donnent le meilleur coefficient de corrélation pour simuler les résultats expérimentaux réalisés aux différents teneurs en eau et sur les chemins d'humidification et de séchage. Il est possible avec ce modèle d'élasticité non linéaire de modéliser le comportement résilient d'un matériau granulaire pour différentes suctions/teneurs en eau à partir d'un essai TCR à une succion/teneur en eau donnée en connaissant la courbe de rétention de ce matériau granulaire. Ceci permet de réduire largement le nombre d'essais à réaliser pour étudier l'effet de l'hystérésis hydrique sur la variation de la déflexion de la chaussée en raison des variations saisonnières hydriques.

Les modélisations réalisées avec le code de calcul aux éléments finis CAST3M permettent d'apprécier l'effet de l'hystérésis hydrique sur la déflexion de deux structures de chaussées. Nous avons utilisé le modèle de Boyce basé sur le concept de contrainte effective pour les couches d'assise constituées de GNT de Maraîchères et pour le sol support en sable de Missillac. Les calculs ont été réalisés sous les différentes conditions hydriques suivantes: état saturé, intermédiaire et sec pour les deux chemins d'humidification et de séchage. Les résultats obtenus indiquent que la déflexion décroît de façon très importante pour le chemin de séchage lorsque la teneur en eau diminue. La variation de déflexion devient moins importante pour le chemin d'humidification. En plus, l'effet de l'hystérésis hydrique est plus marquant pour l'état sec.

Les résultats des simulations comparés avec ceux obtenus expérimentalement sur le manège de fatigue, montrent que la teneur en fines joue un rôle majeur dans les milieux granulaires. Les simulations montrent également l'effet du phénomène d'hystérésis hydrique dans les calculs de chaussées. Par conséquent, la connaissance des effets précédents sur la déflexion de la chaussée peut permettre de proposer une solution appropriée et optimisée du dimensionnement des chaussées dans leur environnement. Ceci peut alors réduire le coût de construction de même que l'entretien de la chaussée.

En perspective, un certain nombre de points reste à traiter et ils concernent les déformations permanentes générées sous de grands nombres de cycles sur des échantillons préparés à différentes teneurs en eau (essais TCR):

- L'introduction de la succion dans le modèle d'état limite de Zarka (1979) modifié par Habiballah (2003) et Allou (2006) et son implantation dans le code de calcul aux éléments finis CAST3M.
- modélisation d'une structure de la chaussée en couplant le comportement à court terme et à long terme pour la prédiction de l'orniérage des couches granulaires des chaussées en tenant compte des conditions hydriques de chaque couche

REFERENCES

- AITCHISON G.D., 1961. "Relationships of the moisture stress an effective stress functions in unsaturated soils". Proceedings of the conference: Pore pressure and suction in soils, Butterworth, London, pp. 47-52.
- ALLEN J., 1973. "The effect of non-constant lateral pressure of the resilient response of granular materials". Ph.D. Thesis, University of Illinois at Urbana-Champaign.
- ALLOU F., 2006. "Un modèle élastoplastique pour la modélisation de l'orniérage des chaussées a faible trafic". Thèse de doctorat, Université de Limoges.
- ALONSO, E.E., PEREIRA, J.M., VAUNAT, J., OLIVELLA, S., 2010. "A microstructurally based effective stress for unsaturated soils". Géotechnique 60(12), pp. 913 –925.

- BALAY J., GOMES CORREIA A., JOUVE P., HORNYCH P., PAUTE J.L., 1998. "Etude expérimentale et modélisation du comportement mécanique des graves non traitées et des sols supports de chaussées". Dernières avancées, Bull. Liaison Labo. des P. et Ch., N°216, pp. 3-18, Juillet - Août.
- BARKSDALE R.D., 1972. "Laboratory Evaluation of Rutting in Base Course Materials". Third International Conference on Structural Design of Asphalt Pavements, Vol.3, pp. 161-174.
- BARKSDALE R.D., ITANI S.Y., 1989. "Influence of aggregate shape on base behaviour". Transportation Research Record N° 1227, pp. 173-182.
- BARKSDALE R.D., 1991. "The aggregate handbook". National Stone Association, Washington, D.C.
- BATARD G., 2002. "Etude du comportement des sols supports de chaussées à l'essai triaxial à chargements répétés". Projet fin d'étude, INSA de Rennes.
- BEAR J., 1969. "Dynamics of fluids in porous media". Elsevier, Amsterdam.
- BEN MAHMOUD A., 2010. "Modélisation des chaussées construites par des matériaux granulaires compactes non saturés". Projet fin d'étude, INSA de Strasbourg.
- BIAREZ J., 1961, "Contribution à l'étude des propriétés mécanique des sols et des matériaux pulvérulents", PhD Thesis, Faculty of Sciences, University of Grenoble, France.
- BILODEAU J.P., 2009. "Optimisation de la granulométrie des matériaux granulaires de fondation des chaussées". Thèse de Doctorat. Université Laval.
- BILODEAU J.P., DORE G., (2012). "Water sensitivity of resilient modulus of compacted unbound granular materials used as pavement base". Civil Engineering Department, Laval University, Quebec, QC, Canada International Journal of Pavement Engineering Volume 13, Issue 5, 1 October 2012, pp. 459-471.

- BISHOP A.W., 1959. "The principle of effective stress". Teknisk Ukeblad, 106(39), pp. 859-863.
- BISHOP A.W., BLIGHT G.E., 1963. "Some aspects of effective stress in saturated and unsaturated soils". Géotechnique, N°3, pp. 177-197.
- BLIGHT G.E., 1963. "Effective stress properties of an undisturbed partly saturated, micaceous soil". Proceedings of the 3rd Regional conference for Africa on soil Mechanics and Foundation Engineering, Salisbury, 1, pp. 169-170.
- BOYCE J.R., 1980. "A non linear model for the elastic behavior of granular materials under repeated loading". Int. Symposium on Soils under Cyclic and Transient Loading, Swansea, Grande-Bretagne, pp. 285-294.
- BROOKS R.H., COREY A.T., 1964. "Hydraulic properties of porous media". Hydrology papers-3, Colorado State University in Fort Collins, Colorado.
- BROWN S.F., HYDE A.F.L., 1975. "Significance of Cyclic Confining Stress in Repeated". Load Triaxial Testing of Granular Material, Transportation Research Record, N°537, pp. 49- 58.
- CAICEDO B., CORONADO O., FLEUREAU J.M., GOMES CORREIA A., 2009. "Resilient behaviour of non standard unbound granular materials". International Journal of Road Materials and Pavement Design, 10(2), pp. 287-312.
- CHAN F.W.K., 1990. "Permanent deformation resistance of granular layers in pavements". Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering, University of Nottingham, England, 147p.
- CHAZALLON C., ALLOU, F., HORNYCH P., MOUHOUBI S., 2009-a, "Finite elements modelling of the long-term behaviour of a full-scale flexible pavement with the

- shakedown theory”. International Journal For Numerical And Analytical Methods In Geomechanics, Vol 33, 2009, pp. 45–70.
- CHAZALLON C., KOVAL G., HORNYCH P., ALLOU F., MOUHOUBI S., 2009-b. ‘Modelling of rutting of two flexible pavements with the shakedown theory and the finite element method.’, Computers and Geotechnics, Elsevier, Volume 36, Issue 5, pp. 798-809.
- CORONADO O., 2005. “Contribution à l’étude de graves non-traitées”. Thèse de doctorat, École Centrale de Paris.
- COTE J., 1997. “Conductivité hydraulique de matériaux de fondations de chaussées partiellement saturés”. Thèse de maîtrise, Québec: Université Laval, 123p.
- CRONEY D., 1952. “The movement and distribution of water in soils”. Géotechnique, 3 (1) pp. 1-16.
- DAVALLE E.M., 1991. “Modèle numérique du comportement d'un sol liquéfiable sous sollicitations dynamiques”. Thèse de doctorat, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, EPFL.
- DAWSON A.R., THOM N.H., PAUTE J.L., 1996. “Mechanical characteristics of unbound granular materials as a function of condition”. Flexible Pavements, Proc., Eur. Symp. CORREIA A. G., ed., Balkema, Rotterdam, the Netherlands, pp. 35-45.
- DONALD I.B, 1961. “The mechanical properties of saturated and partly saturated soils with special reference to negative pore water pressure ”. PhD dissertation, Univ. of London, England.
- DUNLAP W.A., 1963. “A report on a mathematical model describing the deformation characteristics of granular materials”. Tech. Rep. N01, Proj.2-8-62-27, Texas Transp. Inst, Texas A & M University, College Station, Tex.

- EKBLAD J., 2007. "Influence of water on coarse granular road material properties".
Dissertation (PhD), Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden.
- EL ABD A., 2006. "Développement d'une méthode de prédiction des déformations de surface des chaussées à assises non traitées". Thèse de doctorat, Université de Bordeaux 1.
- FREDLUND D.G., RAHARDJO H., 1993. "Soil mechanics for unsaturated soils". A Wiley-Interscience Publication, JOHN WILEY & SONS, INC.
- FREDLUND D.G., XING A., 1994. "Equations for the Soil-Water Characteristic Curve".
Canadian Geotechnical Journal, Vol. 31, pp. 521-532.
- GARG N., THOMPSON M.R., 1997. "Triaxial characterization of Minnesota road research project granular materials". Transp. Res. Rec. 1577, Transportation Research Board, Washington, D. C., pp. 27-36.
- GARDNER R., 1958. "Some steady state solutions of unsaturated moisture flow equations with applications to evaporation from a water table". Soil Science 85(4), pp. 228-232.
- GIDEL G., 2001. "Comportement et valorisation des graves non traitées calcaires utilisées pour les assises de chaussées souples". Thèse de Doctorat. Université Bordeaux I.
- GIDEL G., HORNYCH P., CHAUVIN J.J., BREYSSE D., DENIS A., 2001. "Nouvelle approche pour l'étude des déformations permanents des graves non traitées à l'appareil triaxial a chargements répètes". Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées, juillet-août, Réf. 4359, pp.5-21.
- GOMES-CORREIA A., 1985. "Contribution à l'étude mécanique des sols soumis à des chargements cycliques". Thèse de Doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.
- GOMES-CORREIA A., 2000. "Influence of compaction conditions on resilient and permanent deformation of aggregates mixtures of granite. Compaction of soils and

- granular materials''. Gomes Correia and Quibel editors, Presse Nationale des Ponts et des Chaussées, Paris, pp. 27-39.
- HABIBALLAH T., 2003. 'Modélisation des déformations permanentes des graves non traitées : application au calcul de l'orniérage des chaussées souples''. Thèse de doctorat. Université de Limoges.
- HAMEURY O., HORNYCH P., GIDEL G., 2000. 'Mechanical properties of unbound granular materials in relation with their state parameters''. In Proceedings Compaction or soils and granular materials, Vol. 1, pp. 41-51.
- HAYNES J. G., YODER E.J., 1963. 'Effects of repeated loading on gravel and crushed stone base course materials used in the AASHO Road Test''. Hwy. Res. 39.
- HICKS R.G., 1970. 'Factors Influencing the resilient properties of granular materials''. PhD thesis, University of California, Berkeley, Calif.
- HICKS R.G., MONISMITH C.L., 1971. 'Factors Influencing the resilient response of granular materials''. Highway Research Record N°345, Highway Research Board, Washington D.C., pp. 15-31.
- HILLER D., 1980. 'Fundamentals of soil physics''. Academic press, 413 p.
- HOLUBEC I., 1969. 'Cyclic creep of granular materials''. Rep. N°RR147, Department of highways, Ontario, Canada.
- HORNYCH P., CORTE J.F., PAUTE J.L., 1993. 'Etude des déformations permanentes sous chargement répétés de trois graves non traitées''. Bull liaison Labo P et Ch, 184, pp. 45-55.
- HORNYCH P., KAZAI A., PIAU J.M., 1998. 'Study of the resilient behavior of unbound granular material''. In: Proceedings 5th conference on bearing capacity of roads and airfields, Trondheim, Vol. 3, pp. 1277-1287.

- HORNYCH P., KAZAI A., QUIBEL A., 2000. "Modeling a full scale experiment of two flexible pavement structures". Unbound Aggregates in Road Construction, Rotterdam, pp. 359-367.
- HORNYCH P. 2005. "Rapport interne confidentiel". L.C.P.C. de Nantes.
- JENNINGS J.E.B., BURLAND J.B., 1962. "Limitations to the use of effective stresses in partly saturated soils". Géotechnique, 1, pp.125-144.
- KAMAL M.A., DAWSON A., FAROUKI, R. HUGHES D.A.B, SHAAT A.A., 1993. "Field and laboratory evaluation of the mechanical behavior of unbound granular materials in pavement". Transp. Research Record. 1406, Transportation Board, Washington, D.C., pp. 88-97.
- KHALILI N., KHABBAZ M.H., 1998. "A unique relationship for χ for the determination of the shear strength of unsaturated soils". Geotechnique, 48(2), pp. 681-687.
- KHOURY C.N., KHOURY N.N., MILLER G.A., 2011. "Effect of Cyclic Suction History (Hydraulic Hysteresis) on Resilient Modulus of Unsaturated Fine-Grained Soil". Transportation Research Record Issue 2232, pp. 68-75.
- KOLISOJA P., 1997. "Resilient deformation characteristics of granular materials". Ph.D. Thesis, Tampere University of Technology, Finland, 214p.
- LASHINE A.K.F., BROWN S.F., PELL P.S., 1971. "Dynamics properties of soils". Report n°2, Department of Civil Engineering, University of Nottingham, England.
- LEE I. K., 1968. "Soil mechanics - selected topics". Butterworth, London, England. pp. 67-73.
- LEKARP F., DAWSON A., 1998. "Modelling permanent deformation behaviour of unbound granular materials". Construction and Building Materials, Vol 12 n°1, pp. 9-18

- LEKARP F., ISACSSON U., DAWSON A., 2000. "State of the Art. I: Resilient response of unbound aggregates". *Journal of Transportation engineering*, jan. fevr. 2000, pp. 66-75.
- LEKARP F., ISACSSON U., DAWSON A., 2000. "State of the Art. II: Permanent strain response of unbound aggregates". *Journal of Transportation engineering*, jan. fevr. 2000, pp.76-83.
- NG C.W.W., XU J., YUNG S.Y., (2009). "Effects of wetting–drying and stress ratio on anisotropic stiffness of an unsaturated soil at very small strains". *Canadian Geotechnical Journal*. 46, (9), pp. 1062-1076.
- NOWAMOOZ H., ARSENIE M.I., CHAZALLON C., MASROURI F., (2010). "Hydromechanical behaviour of a natural sand using different suction controlled techniques". Fifth International Conference on Unsaturated Soils, 6-8, September, Barcelona, Spain.
- MARTINEZ J., 1980. "Contribution au dimensionnement des chaussées souples. Comportement des matériaux et méthode de calcul". Thèse de Doctorat, INSA de Rennes.
- MCKEE C.R., BUMB A.C., 1984. "The importance of unsaturated flow parameters in designing a hazardous waste site". In *Hazardous Waste and Environmental Emergencies*, Hazardous Materials Control Research Institute National Conference, Houston, Tex., 12–14 March 1984. Hazardous Materials Control Research Institute, Silver Spring, Md, pp. 50–58.
- MCKEE C.R., BUMB A.C., 1987. "Flow-testing coalbed methane production wells in the presence of water and gas". *Society of Petroleum Engineers (SPE) Formation Evaluation*, Richardson, Tex, pp. 599–608.

- MONISMITH C.L., SEED H.B., MITRY F.G., CHAN C.K., 1967. "Prediction of pavement deflections from laboratory tests". Proc. 2nd Int. Conf. Struct. Des. Of Asphalt Pavements, pp. 109-140.
- MONISMITH C.L., OGAWA N., FREEME C.R., 1975. "Permanent deformation characteristics of subgrade soils due to repeated loading". Transportation Research Record, N°537, pp. 1-17.
- MORGAN J.R., 1966. "The response of granular materials to repeated loading". Proc., 3rd conf., ARRB, pp. 1178-1192.
- PAN T., TUTUMLUER E., ANOCHIE-BOATENG J., 2006. "Aggregate Morphology Affecting Resilient Behavior of Unbound Granular Materials". Transp. Res. Rec., 1952, Transportation Research Board, Washington, DC, pp. 12-20.
- PAPPIN J.W., 1979. "Characteristics of granular material for pavement analysis". Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering, University of Nottingham, England.
- PAUTE J.L., HORNYCH P., BENABEN J.P., 1994. "Comportement mécanique des graves non traitées". Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées N°190, mars-avril, pp. 27-55.
- PEREIRA J.H.F., FREDLUND D.G., 2000. "Volume change behavior of collapsible compacted gneiss soil". Journal of Geotechnical and Geo environmental Engineering, 126, pp. 907-916.
- RAAD L., MINASSIAN G., GARTIN S., 1992. "Characterization of saturated granular bases under repeated loads". Transportation Research Record, 1369, pp. 73-82.
- SEED H. B., CHAN C.K., LEE C.E., 1962. "Resilience characteristics of subgrade soils and their relation to fatigue failures in asphalt pavements". Proc. First Int. Conf. on Struct. Design of Asphalt Pavements, University of Michigan, Ann Arbor.

- SAMARIS, 2005. "Sustainable and Advanced MAterials for Road InfraStructure". Work Package 5 Performance-based specifications, Deliverable D27.
- SEKER E., 1983. "Etude de la déformation d'un massif de sol non saturé". Thèse N° 492, EPFL Lausanne.
- SHAW P.S., 1980. "Stress-Strain Relationships for Granular Materials under Repeated Loading", Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering, University of Nottingham.
- SMITH W. S., NAIR K., 1973. "Development of procedure for characterization of untreated granular base coarse and asphalt treated base course materials". Rep. No. FHWA-RD-74-61, Federal Highway Administration, Washington, D.C.
- SWEERE G.T.H., 1990. "Unbound granular bases for road". PhD Thesis, University of delft.
- TIAN P., ZAMAN M.M., LAGUROS J.G., 1998. "Gradation and moisture effects on resilient moduli of aggregates". Transportation Research Record, 1619, pp. 75-84.
- THOM N.H., BROWN S.F., 1987. "The effect of moisture on the structural performance of a crushed-limestone road base". Transp. Res. Rec. 1121, Transportation Research Board, Washington, D.C., pp. 50-56.
- THOM N.H., 1988. "Design of road foundations". Ph. D. Thesis, University of Nottingham, 307p.
- THOM N.H., BROWN S.F., 1988. "Effect of grading and density on the mechanical properties of a crushed dolomitic limestone". Proc., 14th ARRB conf., Part 7, pp. 94-100.
- THOM N.H., DAWSON A., 1996. "The permanent deformation of a granular material modelled using hollow cylinder testing". Flexible Pavements, Gomes Correia (ed.). 1996 Balkema, Rotterdam.

- UTHUS L., HOFF I., HORYLI I., 2005. "A study on the influence of water and fines on the deformation properties of unbound aggregates". In Bearing capacity of roads, railways and airfields. Trondheim, Norway.
- UZAN J., 1985. "Characterization of granular material". Transp. Res. Rec. 1022, Transportation Research Board, Washington, D.C., pp. 52-59.
- VAN GENUCHTEN M.TH., 1980. "A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils". Soil Science Society American Journal, 44, pp. 892 - 898.
- VERBRUGGE J.C., LECLERCQ J., 1985. "Propriétés géomécaniques des sols non saturés, Compte-rendus du Colloque sur le travail du sol". Faculté des Sciences Agronomique de Gembloux.
- WERKMEISTER S., DAWSON A.R., WELLNER F., 2004. "Permanent design model for unbound granular ". American Soc. Civil Eng'rs., J. Transp. Eng., Vol. 130, N° 3, pp. 665-674.
- WICHTMANN T., NIEMUNIS A., TRIANTAFYLLIDIS T., 2006. "Experimental evidence of a unique flow rule of non-cohesive soils under high-cyclic loading". Acta Geotechnica (1), pp. 59-73.
- WILLIAMS J., PREBBLE R.E., WILLIAMS W.T., HIGNETT C.T., 1983. "The influence of texture, structure and clay mineralogy on the soil moisture characteristic". Australian Journal of Soil Research, 21, pp. 15-32.
- ZAMAN M., CHEN D.H., LAGUROS J.G., 1994. "Resilient Moduli of Granular Materials". Journal of Transportation Engineering, 120(6), pp. 967-988.
- ZARKA J., CASIER J. 1979. "Elastic plastic response of structure to cyclic loading: practical rules". Mechanics today, Vol. 6, Ed Nemat-Nasser, Pergamon Press; pp. 93-198.

PUBLICATIONS

Article pour revue internationale:

- X. N. Ho, H. Nowamooz, C. Chazallon, B. Migault (2013). "Effect of hydraulic hysteresis on the pavement deflection" (Submitted to International Journal of Road Materials and Pavement Design).
- X. N. Ho, H. Nowamooz, C. Chazallon, B. Migault (2013). "Influence of clay content on the resilient behavior of a natural compacted sand" (Submitted to Construction & Building Materials).
- X. N. Ho, H. Nowamooz, C. Chazallon, B. Migault (2013). "Effective stress concept for the effect of hydraulic hysteresis on the resilient behavior of low traffic pavements" (Submitted to International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics).
- X. N. Ho, H. Nowamooz, C. Chazallon, B. Migault (2012), "Influence of hydraulic hysteresis on the cyclic mechanical behavior of a natural compacted sand", Multiphysical Testing of Soils and Shales, Springer Series in Geomechanics and Geoengineering, 2013, pp. 87-92 (International Workshop Advances in Multiphysical Testing of Soils and Shales, Lausanne, Switzerland).

Articles pour conférences internationales:

- X. N. Ho, H. Nowamooz, C. Chazallon, B. Migault (2013), "Effective stress concept for the effect of hydraulic hysteresis on the resilient behavior", Conference of the ASCE Engineering Mechanics Institute, Evanston, Illinois, American.
- X. N. Ho, H. Nowamooz, C. Chazallon, B. Migault (2012), "Unsaturated resilient behavior of a natural compacted sand", Springer Series in Unsaturated Soils: Research and Applications. Vol. 2, pp. 151-159 (2nd European Conference on Unsaturated Soils, Napoli, Italy).

Articles pour conférences nationales:

- X. N. Ho, H. Nowamooz, C. Chazallon, B. Migault (2013), "Influence de l'hystérésis hydrique sur le comportement résilient d'un sable naturel compacté basé sur le concept de contrainte effective", 31èmes rencontres universitaires de l'AUGC, Cachan, Paris, France.
- X. N. Ho, H. Nowamooz, C. Chazallon, B. Migault (2011), "Comportement hydromécanique des matériaux granulaires compactés non-saturés", 20ème Congrès Français de Mécanique, Besançon, France.

CODE DE CALCUL

ALIZÉ/LCPC, (1964, 1994). “Le logiciel de dimensionnement des structures des chaussées”.
France.

CAST3M, 2005. “CAST3M is a research FEM environment; its development is sponsored by
the French Atomic Energy Commission”. <http://www-cast3m.cea.fr/>

NORMES

AASHTO, 2002. "Guide for Design of Pavement Structures". American Association of State Highway and Transportation Officials.

AASHTO T 87-86, 2004. "Standard Method of Test for Dry Preparation of Disturbed Soil and Soil-Aggregate Samples for Test". American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C.

AASHTO T 307-99, 2003. "Determining the Resilient Modulus of Soils and Aggregate Materials". American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C.

ASTM D 5298-94, 1995. "Standard Test Method for Measurement of Soil Potential (Suction) Using Filter Paper". Vol. 4.09, pp. 154 – 159.

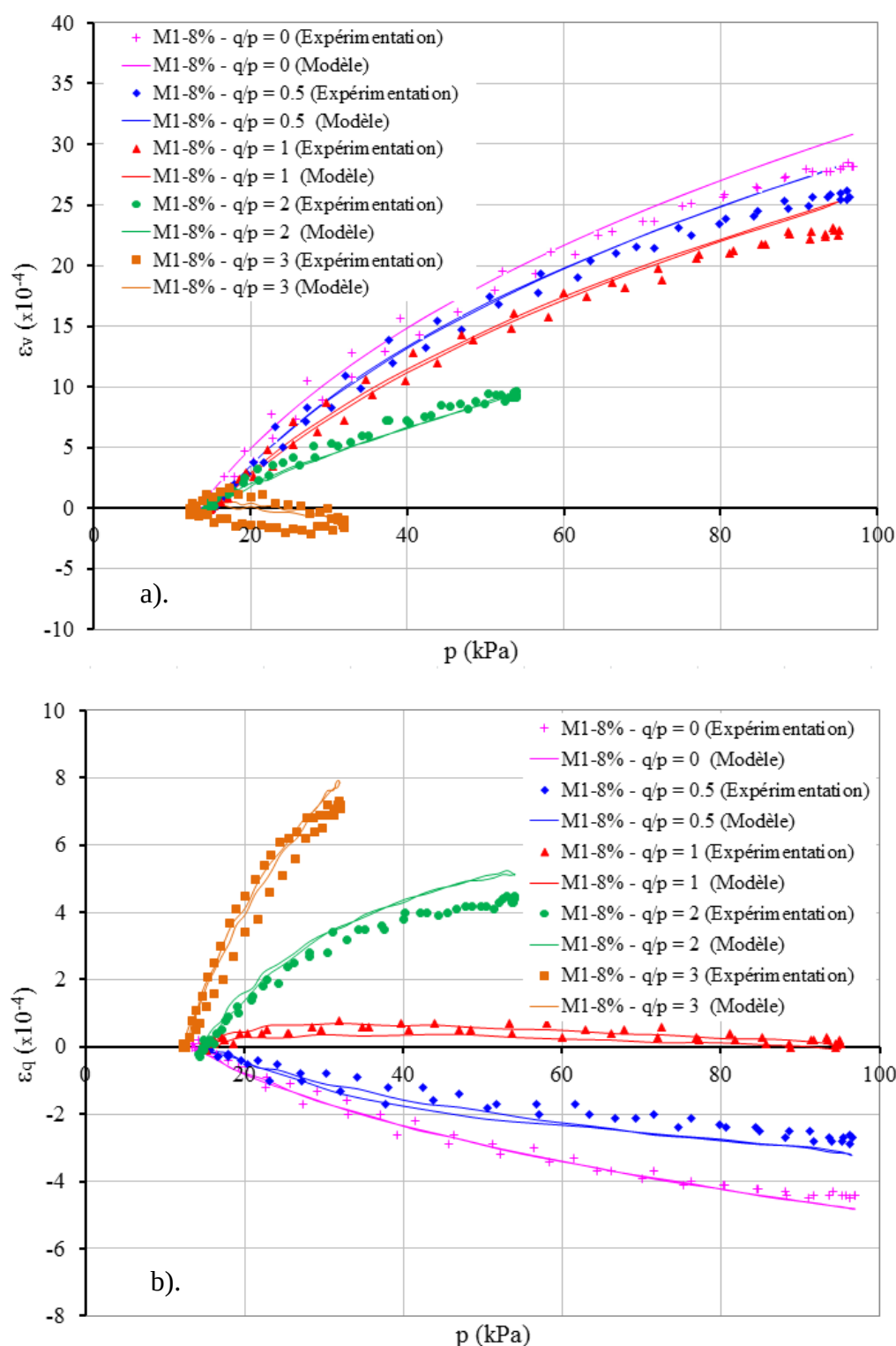
NF EN 13286-4, 2003. "Mélanges traités et mélanges non traités aux liants hydrauliques. Méthodes l'essai pour la masse volumique de référence et la teneur en eau en laboratoire - Marteau vibrant".

NF EN 13286-7, 2004. "Mélanges avec ou sans liant hydraulique Essai triaxial sous charge cyclique pour mélanges sans liant hydraulique".

NF P 98-230-1, 1992. "Préparation des matériaux traités aux liants hydrauliques ou non traités. Fabrication des éprouvettes par vibrocompression". 8p.

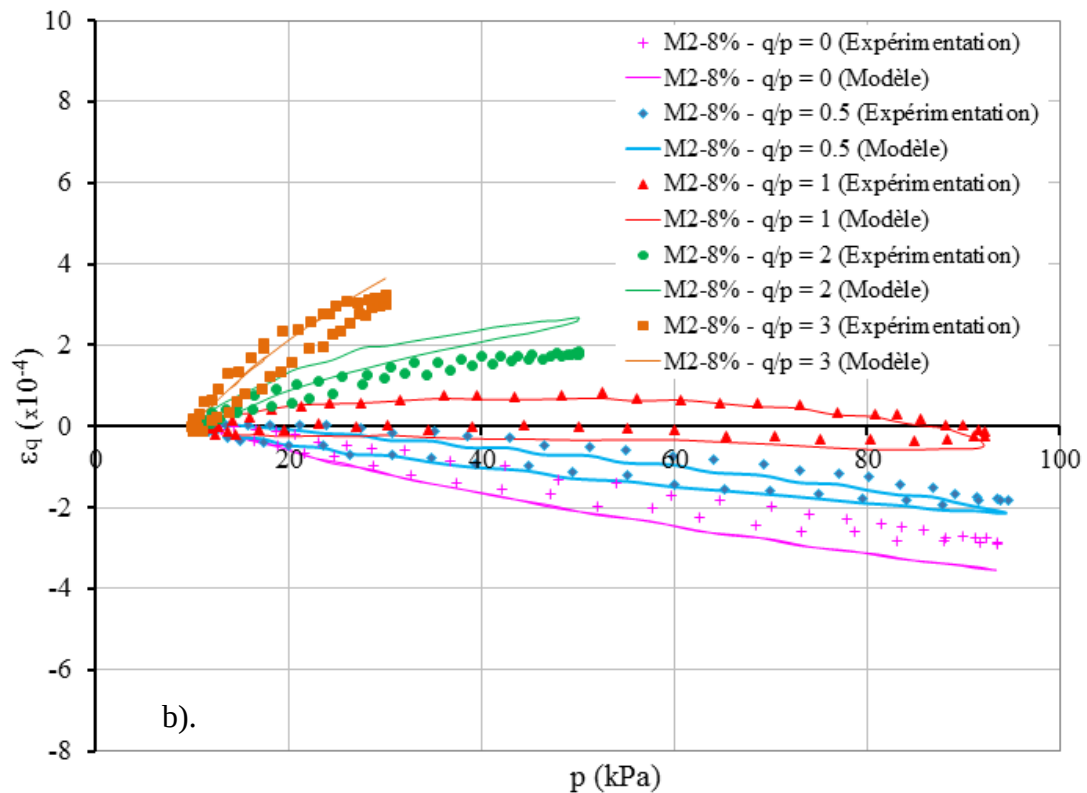
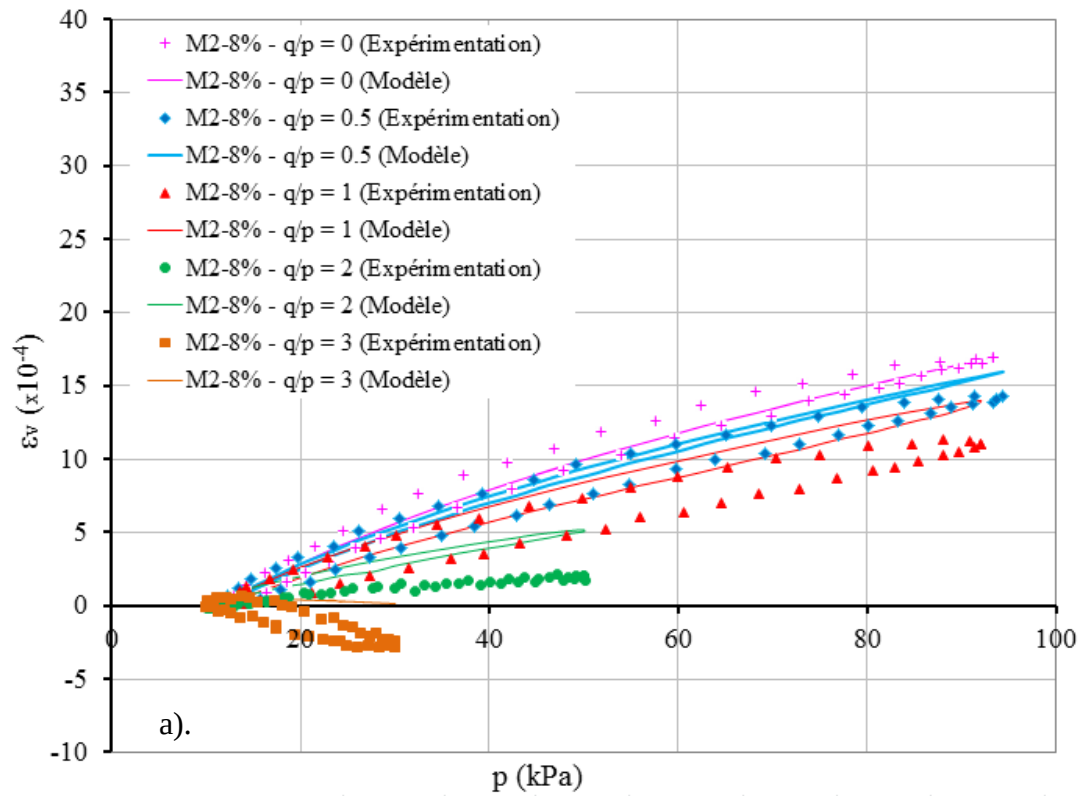
- NF P 11-300, 1992. “Classification des matériaux utilisables dans la construction des remblais et des couches de forme d'infrastructures routières, Exécution des terrassements”.
- NF P 98-130, 1991. “Enrobés hydrocarbonés. Couche de liaison et roulement. Bétons bitumineux semi-grenus. Définitions, classifications, caractéristiques, mise en œuvre”.
- NF P 98-129, 1994. “Assises de chaussée en graves non traitées : Définition, composition, classification”.
- NF P 94-093, 1999. “Sols : reconnaissance et essais – Détermination des caractéristiques de compactage d'un sol, essai Proctor normal et modifié”.
- NF P 94-071-1, 1994. “Sols : reconnaissance et essais – Essai de cisaillement rectiligne à la boîte. Partie 1: Cisaillement direct”.
- XP P 94-041, 1995. “Sols : reconnaissance et essais. Identification granulométrique. Méthode de tamisage par voie humide”.
- SETRA-LCPC, 1994. “Conception et Dimensionnement des structures de chaussées”. Guide technique, France.

ANNEXE A. RESPONSE DES MODELES DE BOYCE ET D'UZAN AVEC LES RESULTATS D'ESSAI



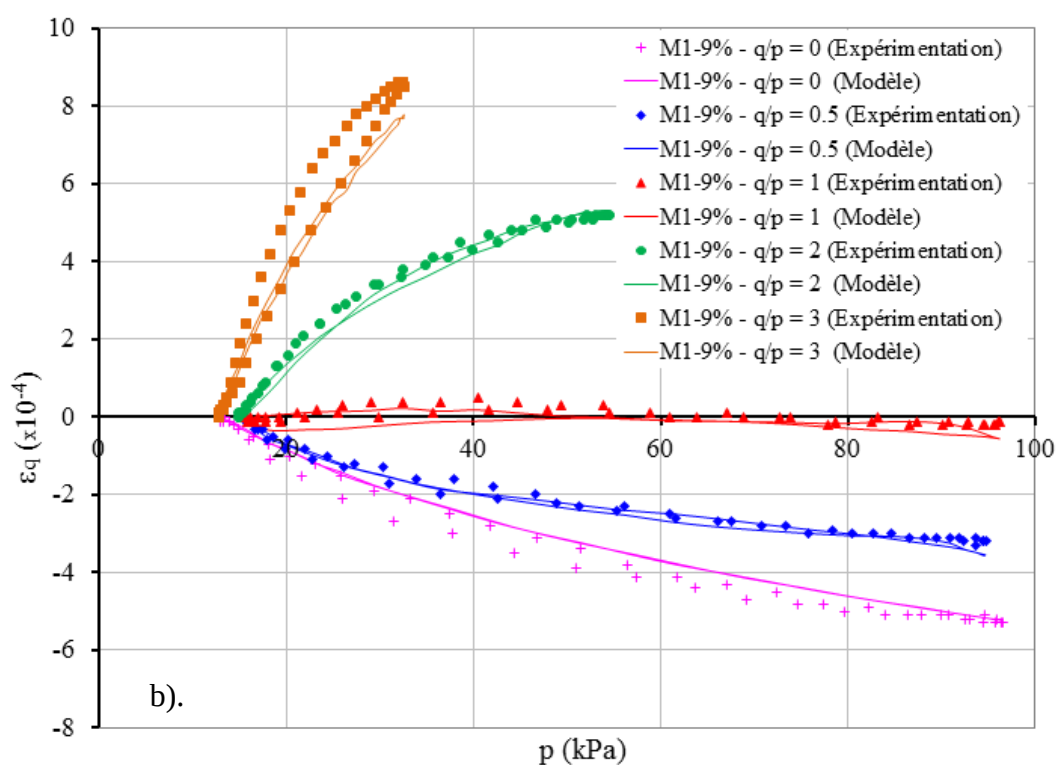
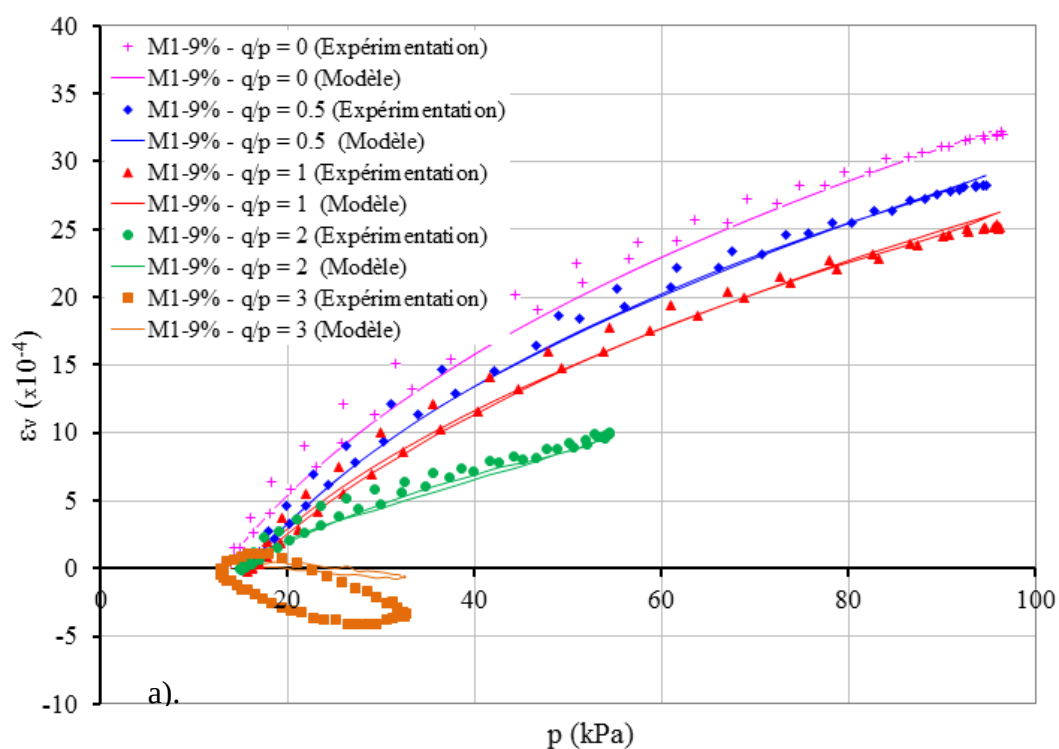
Figures A.1. Réponse du modèle de Boyce et des résultats d'essai (Sable M1; $w = 8\%$):

a). Déformations volumiques b). Déformations déviatoriques



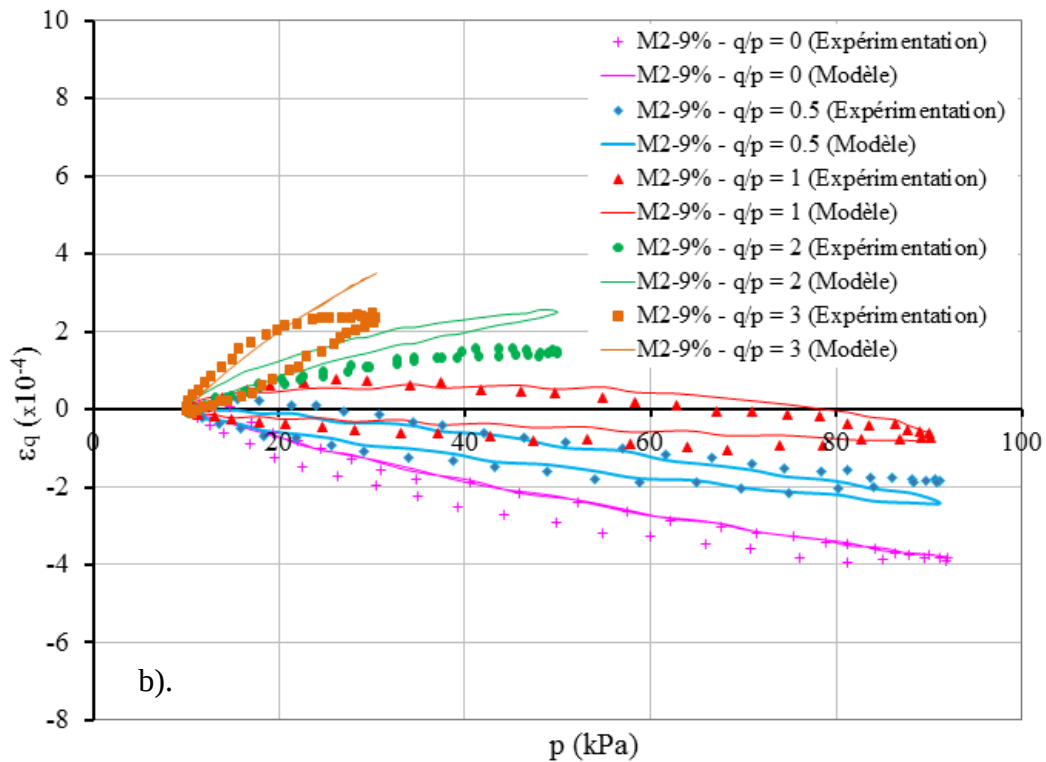
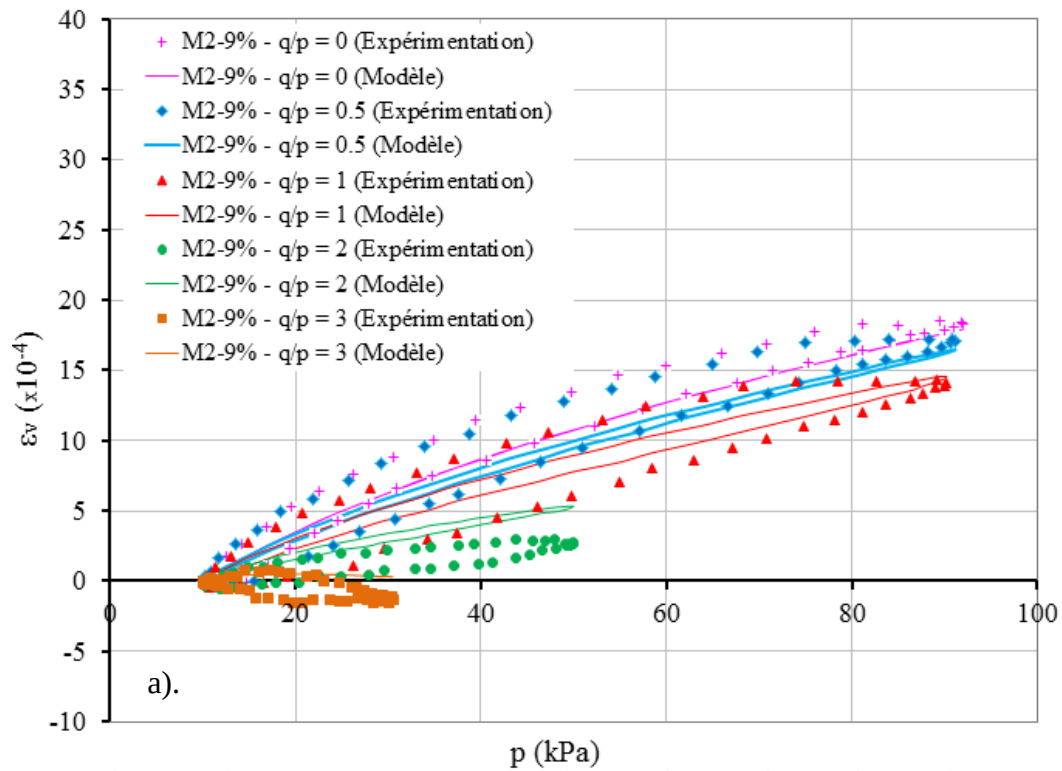
Figures A.2. Réponse du modèle de Boyce et des résultats d'essai (Sable M2; $w = 8\%$):

a). Déformations volumiques b). Déformations déviatoriques



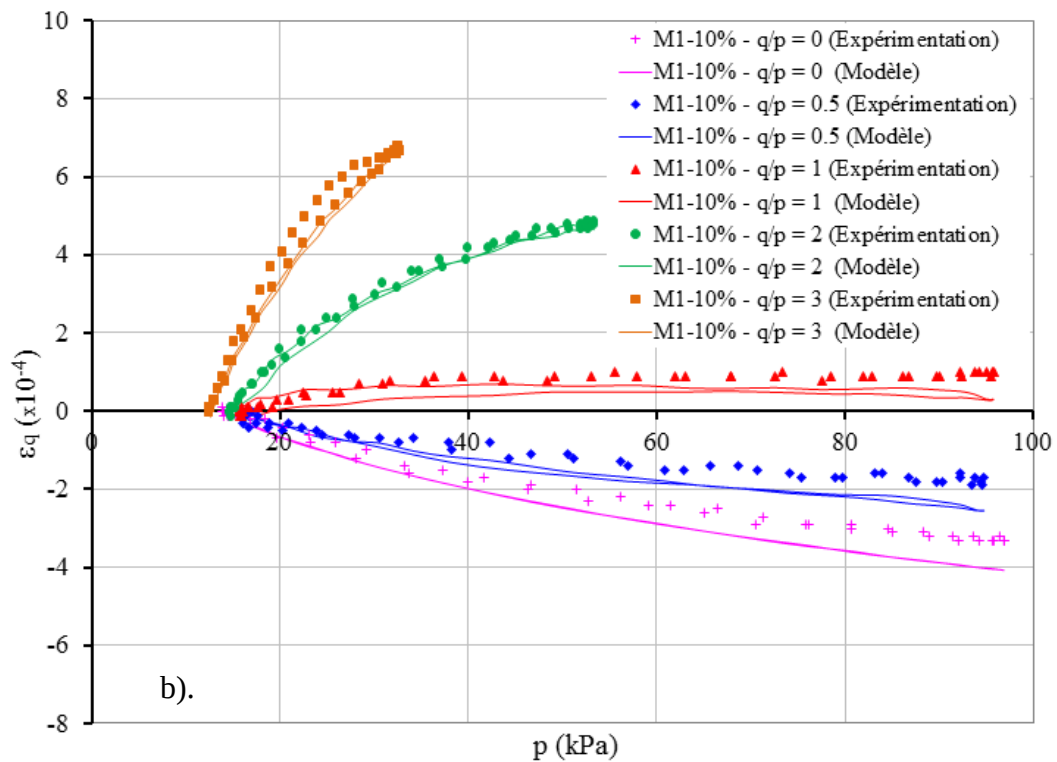
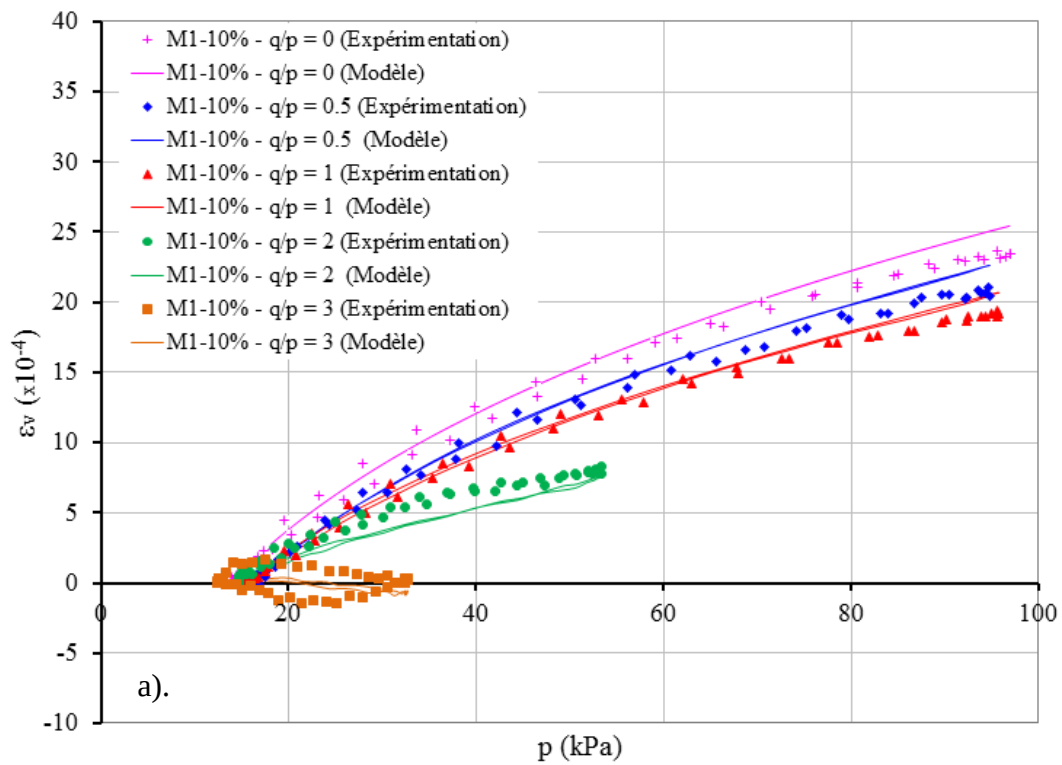
Figures A.3. Réponse du modèle de Boyce et des résultats d'essai (Sable M1; $w = 9\%$):

a). Déformations volumiques b). Déformations déviatoriques



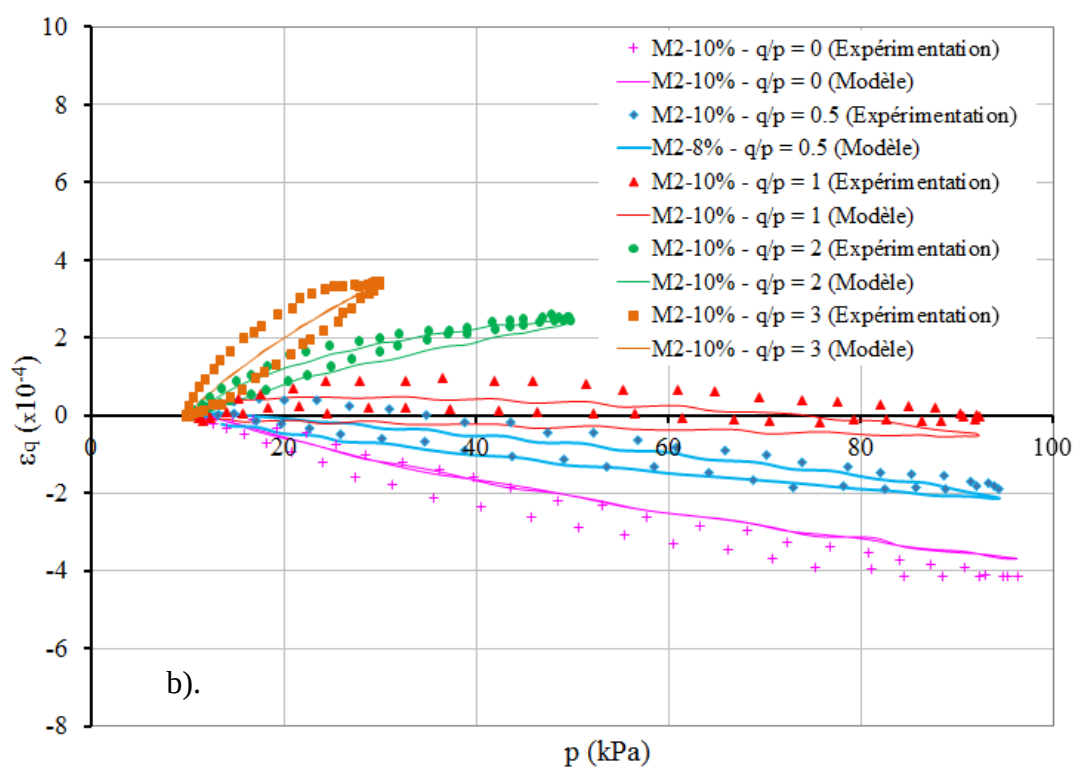
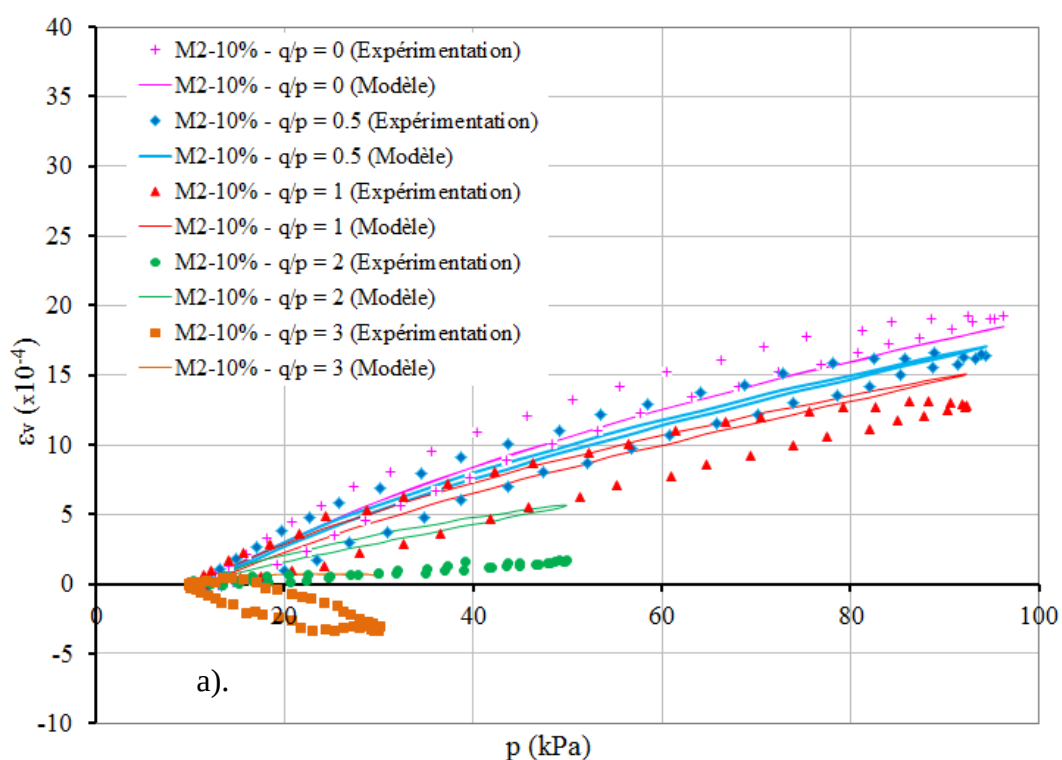
Figures A.4. Réponse du modèle de Boyce et des résultats d'essai (Sable M2; $w = 9\%$):

a). Déformations volumiques b). Déformations déviatoriques



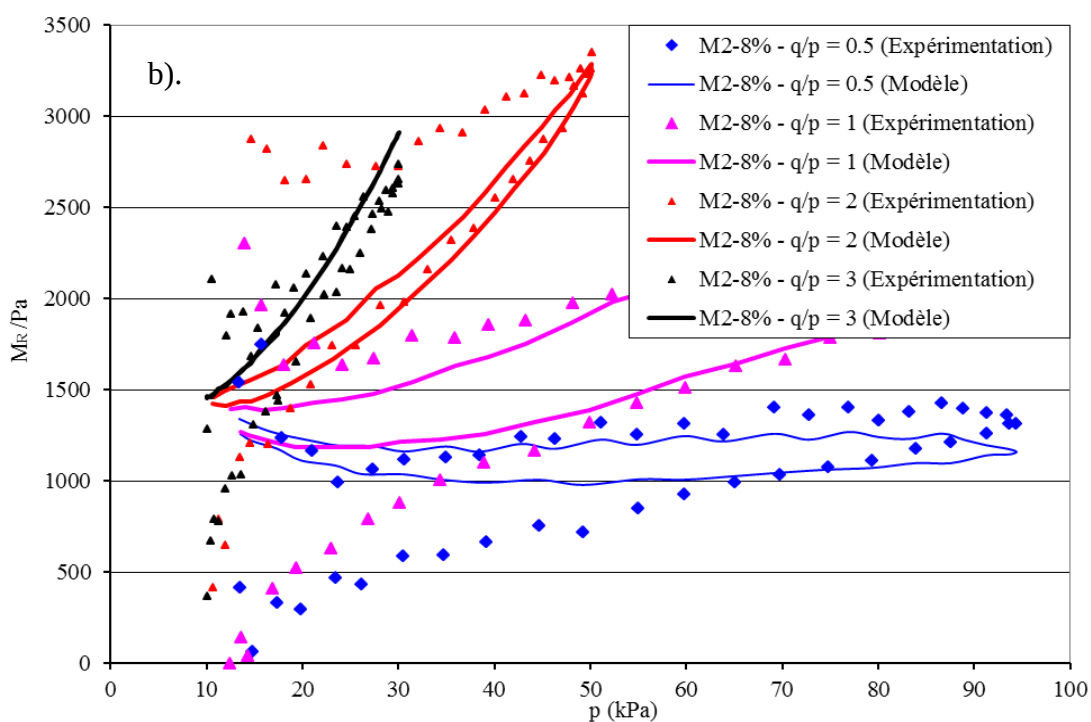
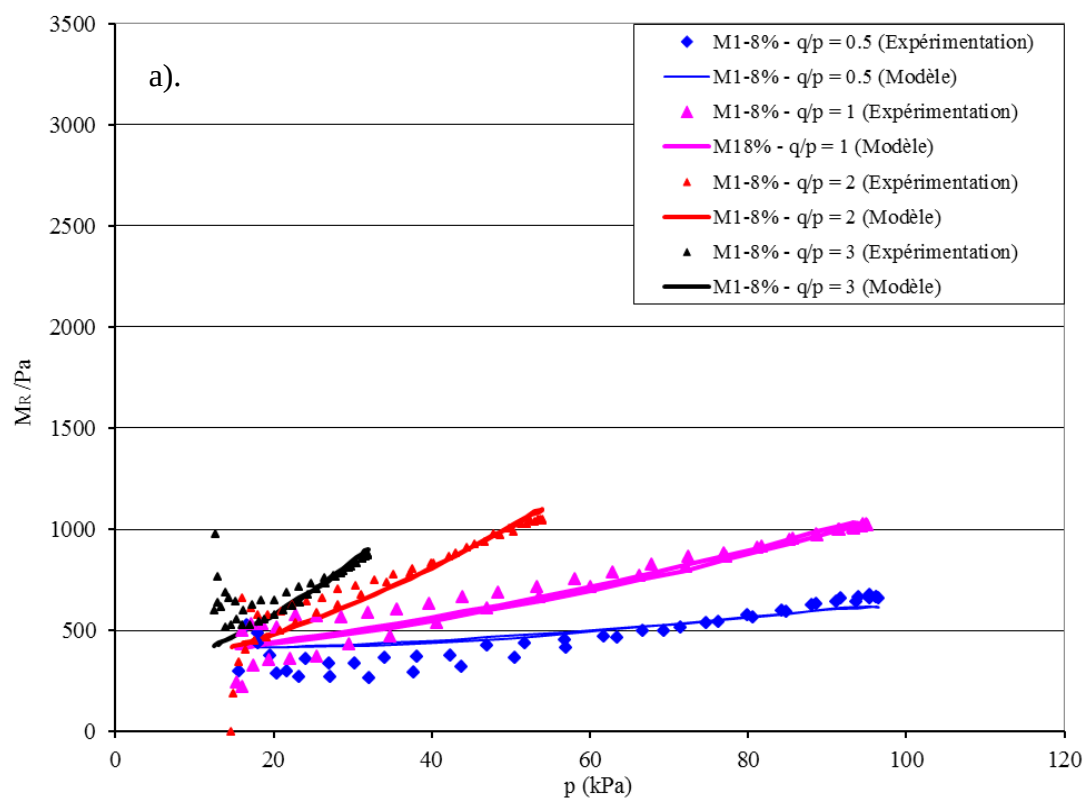
Figures A.5. Réponse du modèle de Boyce et des résultats d'essai (Sable M1; $w = 10\%$):

a). Déformations volumiques b). Déformations déviatoriques

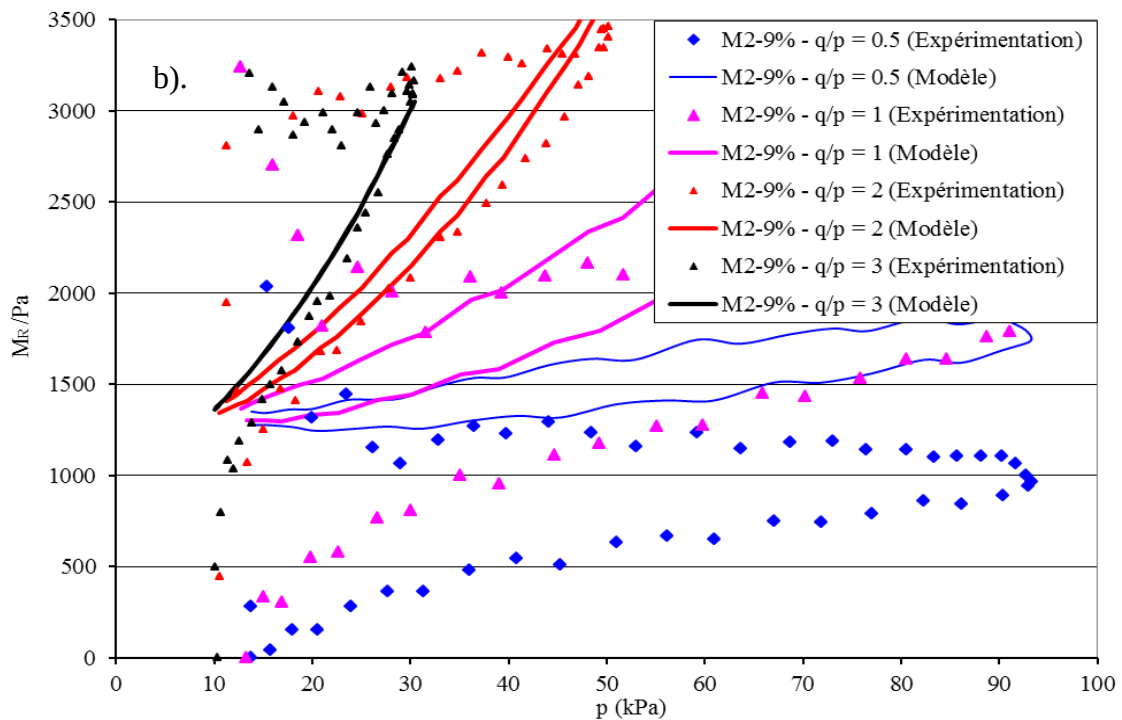
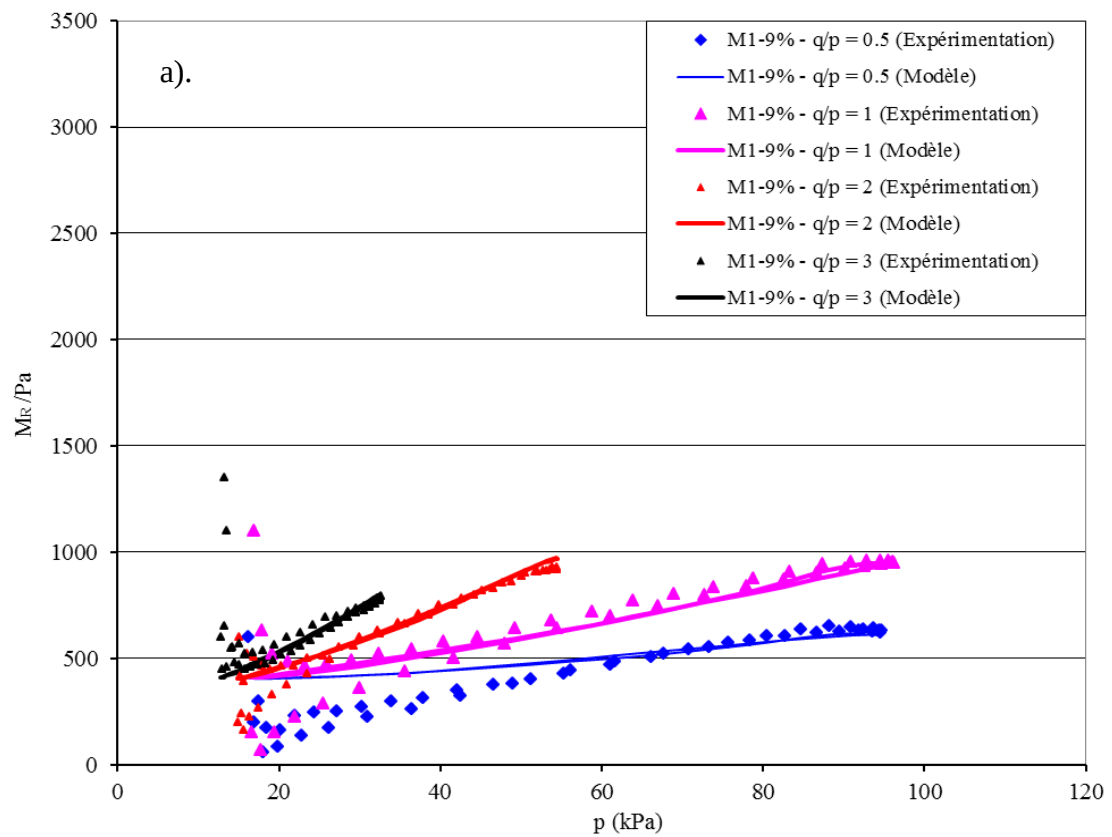


Figures A.6. Réponse du modèle de Boyce et des résultats d'essai (Sable M2; $w = 10\%$):

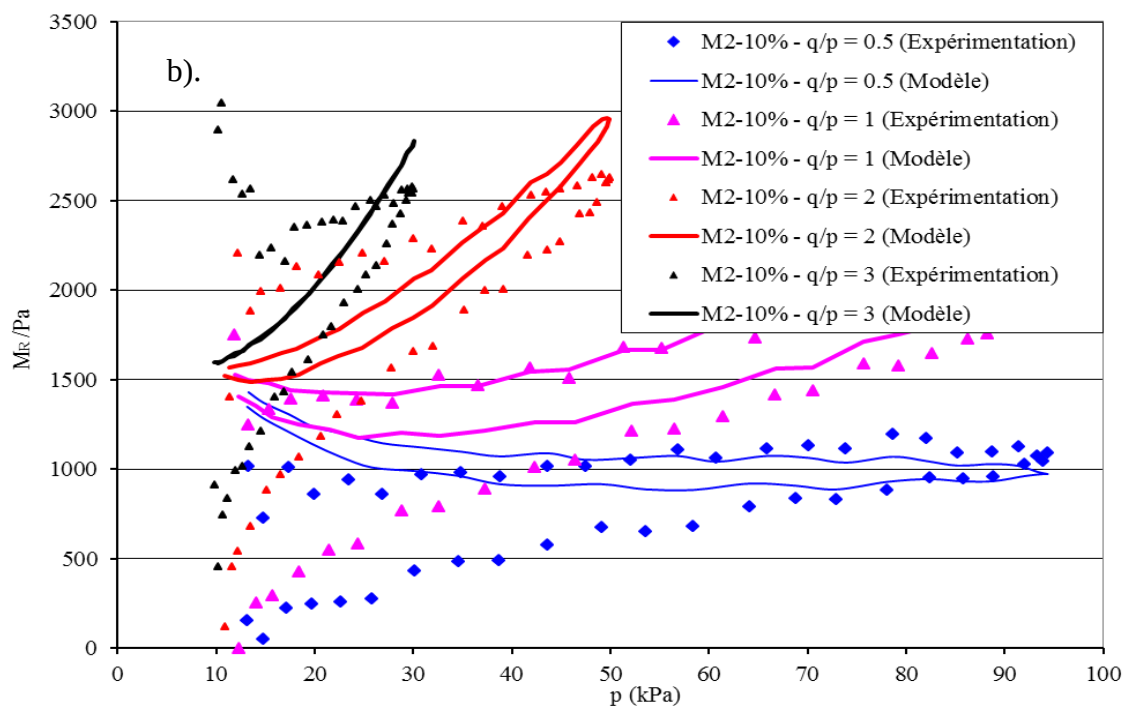
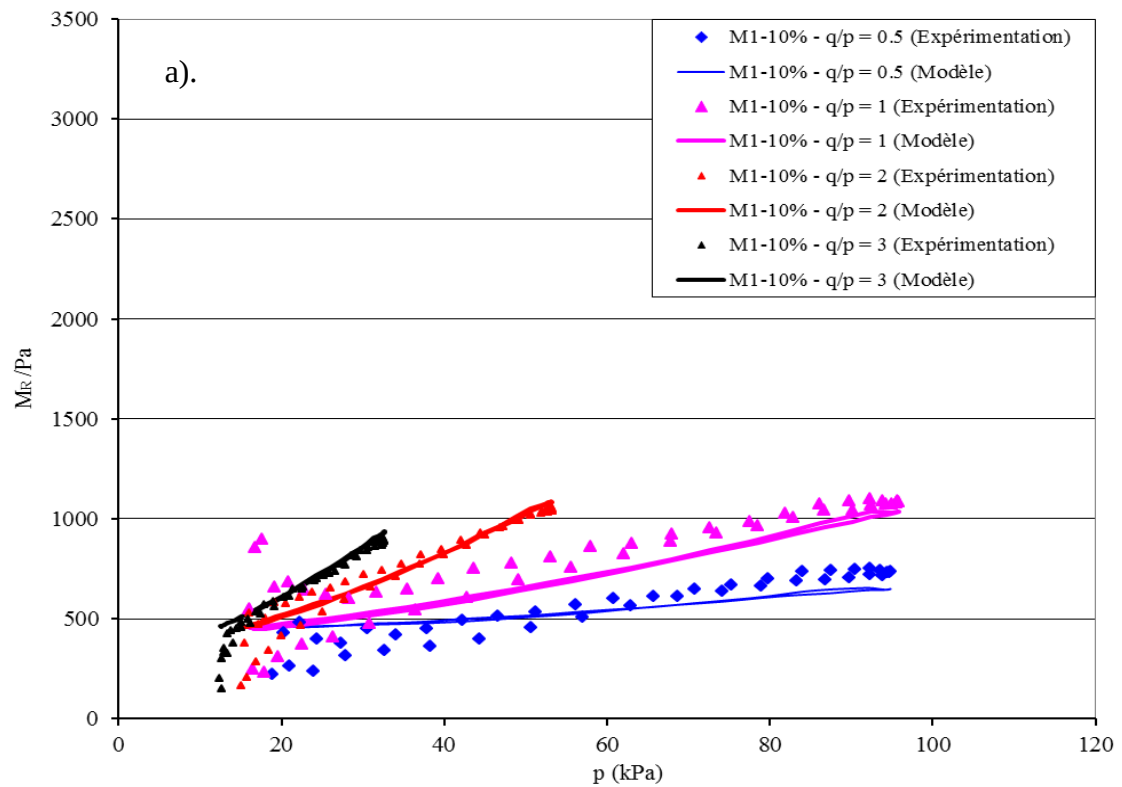
a). Déformations volumiques b). Déformations déviatoriques



Figures A.7. Comparaisons les modules résilients entre la réponse du modèle d'Uzan et des résultats d'essai ($w = 8\%$): a). Sable M1 b). Sable M2



Figures A.8. Comparaisons les modules résilients entre la réponse du modèle d'Uzan et des résultats d'essai ($w = 9\%$): a). Sable M1 b). Sable M2



Figures A.9. Comparaisons les modules résilients entre la réponse du modèle d'Uzan et des résultats d'essai ($w = 10\%$): a). Sable M1 b). Sable M2

ANNEXE B. MESURE DE LA SUCCION

A. Techniques de mesure de la succion

A.1. Méthode du papier filtre

Cette méthode est simple et facile à mettre en œuvre. Elle est utilisée couramment en laboratoire. La méthode du papier filtre a été acceptée comme une méthode normalisée de mesure de succion avec le papier filtre: Whatman No.42 (ASTM 5298-94, 1995). Elle demande l'utilisation d'un papier filtre et d'une balance précise de 10^{-5} g. Le principe de cette méthode est de déterminer la teneur en eau du papier filtre pour déduire la valeur de la succion correspondante. La mesure de la succion matricielle est assurée par un papier filtre mis en contact direct avec le sol (*Figure B.1*).

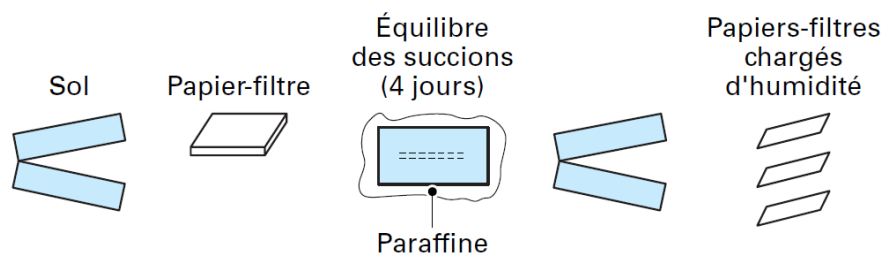


Figure B.1. Papier filtre de mesure de la succion matricielle

A.2. Méthode du tensiomètre

Cette méthode permet de mesurer la pression négative de l'eau du sol. C'est la technique la plus répandue et la plus simple. Un capteur de pression mesure la pression de l'eau contenue dans un réservoir. Cette eau est en contact avec le sol par l'intermédiaire d'une pierre céramique. La parfaite saturation de la pierre céramique par de l'eau désaérée est une condition essentielle au bon fonctionnement d'un tensiomètre. Il existe, sur le marché, des tensiomètres classiques qui sont couramment employés pour la mesure des suctions inférieures à 80 kPa.

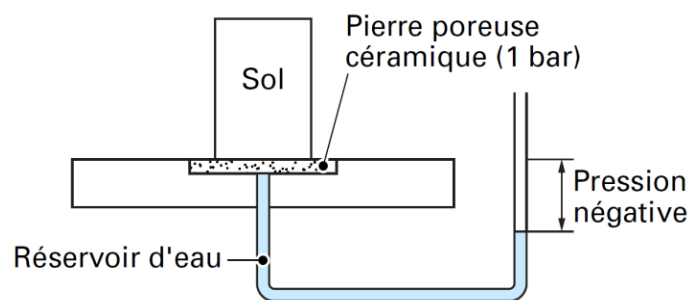


Figure B.2. Principe de la mesure de la succion par tensiomètre

B. Mesure de la succion matricielle par la méthode du papier filtre (Ben Mahmoud, 2010; Nowamooz et al., 2010)

Pour le chemin de séchage, tous les échantillons sont initialement préparés à une teneur en eau identique de 12,3% pour le sable M2 (8% pour la GNT de Maraîchères). La teneur en eau initiale correspond à l'état saturé des échantillons. Chaque échantillon a été mis à l'air libre pour une période de quelques heures pour arriver à différentes teneurs en eau entre 6% au 12,3% avec le sable de Missillac (4% et 8% avec la GNT de Maraîchères). Le compactage a été effectué avec une presse statique pour obtenir la masse volumique sèche de $2,0 \text{ Mg/m}^3$ pour le sable M2 ($2,15 \text{ Mg/m}^3$ pour la GNT de Maraîchères).

Pour le chemin d'humidification, chaque mélange est compacté pour obtenir la masse volumique sèche de $2,0 \text{ Mg/m}^3$ pour le sable M2 ($2,15 \text{ Mg/m}^3$ pour la GNT de Maraîchères) à différentes teneurs en eau comprises entre 7 et 11 % avec le sable de Missillac (4% et 8% avec la GNT de Maraîchères).

Les échantillons du sable de Missillac préparés en deux couches présentent une hauteur de 3,15 cm et un diamètre de 6,9 cm (pour la GNT de Maraîchères: une hauteur de 5 cm et un diamètre de 15,10 cm).

La mesure de la succion matricielle est assurée par un papier filtre mis en contact direct avec le matériau.



Figure B.3. Moule de l'échantillon du sable de Missillac



Figure B.4. Moule de l'échantillon de la GNT de Maraînières



Figure B.5. Echantillon de sable de Missillac après insertion de papier filtre



Figure B.6. Bocal contenant l'échantillon du sable de Missillac



Figure B.7. Insertion du papier filtre dans l'échantillon de la GNT de Maraîchères



Figure B.8. Bocal contenant l'échantillon de la GNT de Maraîchères

w (initial, %)	w (final, %)	w (papier filtre- s _m , %)	s _m (kPa)	w (papier filtre- s _t , %)	s _t (kPa)
6	6,8	38,6	218,8	33,9	502,3
7	7,5	46,5	60,3	35,3	391,74
8	8,3	47,9	57,8	39,7	180,3
9	9,3	54,7	47,3	43,9	85,9
9,5	9,6	61,3	38,8	45,6	63,5
10	9,9	68,7	31,2	47,2	59,0
10,5	10,1	98,9	12,7	46,9	61,1
11	10,5	130,4	5,0	47,2	59,6
11,5	11,0	133,8	4,5	48,6	59,0
12,3	11,2	159,5	2,1	46,1	56,6

Tableau B.1. Résultats de mesure de la succion du sable de Missillac (chemin de séchage)

w (initial, %)	w (final, %)	w (papier filtre- s _m , %)	s _m (kPa)	w (papier filtre- s _t , %)	s _t (kPa)
6	6,2	44,6	75,9	35,6	371,9
7	7,2	55,4	46,3	32,7	620,7
8	8,3	119,4	6,9	40,8	148,6
9	8,8	137,9	4,0	49,3	55,5
9,5	9,4	145,6	3,2	60,4	39,9
10	10,3	154,3	2,5	46,6	60,1
10,5	10,4	153,6	2,5	44,2	81,5
11	10,9	164,9	1,8	47,7	58,2
11,5	11,6	167,7	1,6	45,6	207,5
12,3	12,3	172,7	1,4	38,9	63,5

Tableau B.2. Résultats de mesure de la succion du sable de Missillac (chemin d'humidification)

w (initial, %)	w (final, %)	w (papier filtre- s _m , %)	s _m (kPa)	w (papier filtre- s _t , %)	s _t (kPa)
4	3,1	91,1	16,0	22,8	3598,2
5	4,2	111,1	8,9	25,9	2070,2
6	5,0	165,2	1,8	26,6	1832,7
7	6,8	178,7	1,2	32,0	703,1
8	7,4	192,8	0,8	42,1	119,1

Tableau B.3. Résultats de mesure de la succion de la GNT de Maraîchères (chemin de séchage)

ANNEXE C. RESPONSE DU MODELE DE BOYCE EN CONTRAINTE EFFECTIVE AVEC LES RESULTATS D'ESSAI

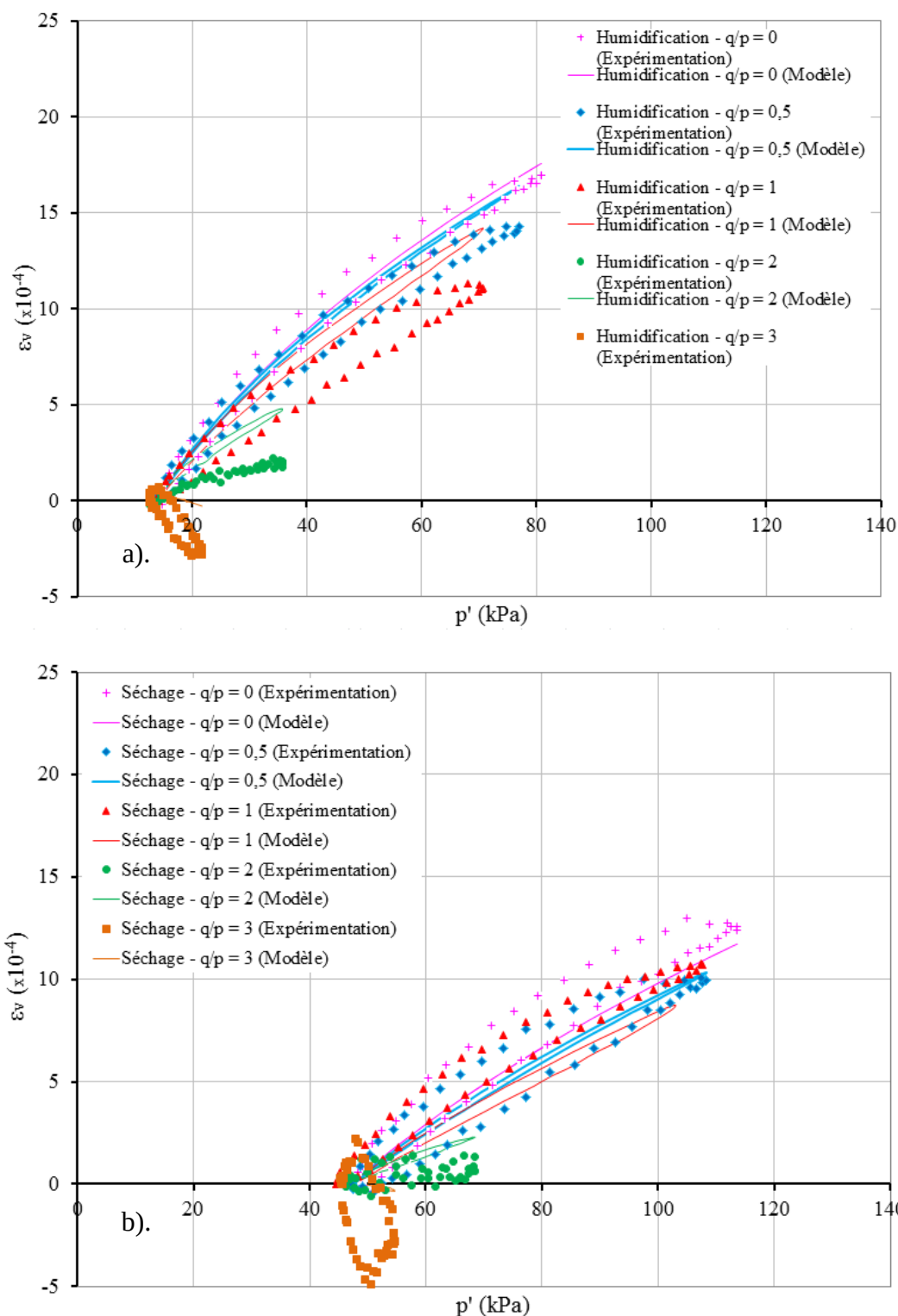


Figure C.1. Réponse du modèle et des résultats d'essai des déformations volumiques ($w=8\%$, $\chi=S_r^{1,96}$): a). Chemin d'humidification b). Chemin de séchage

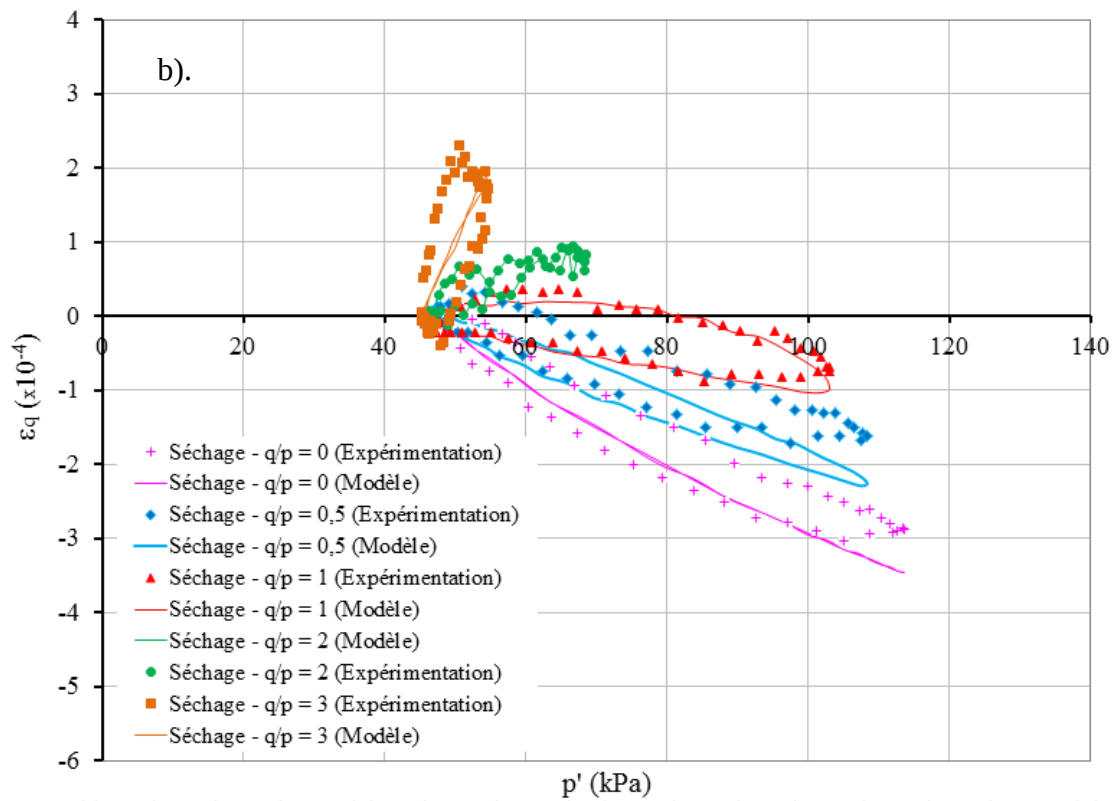
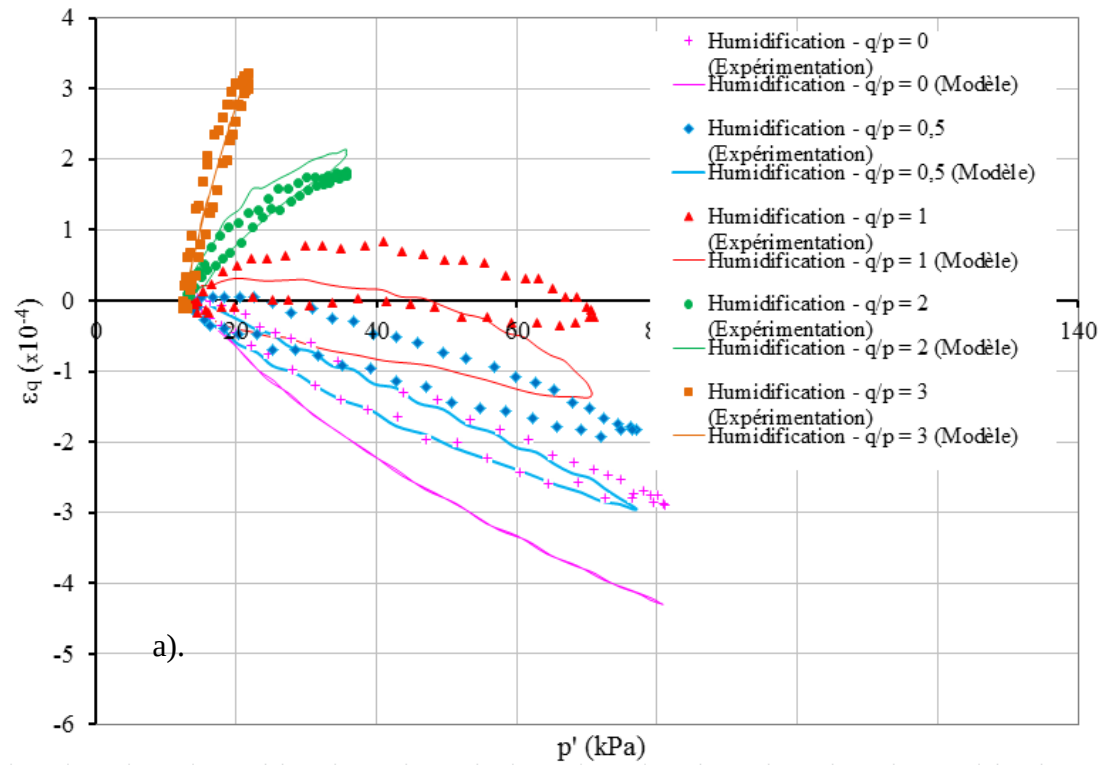


Figure C.2. Réponse du modèle et des résultats d'essai des déformations déviatoriques ($w=8\%$, $\chi=S_r^{1,96}$): a). Chemin d'humidification b). Chemin de séchage

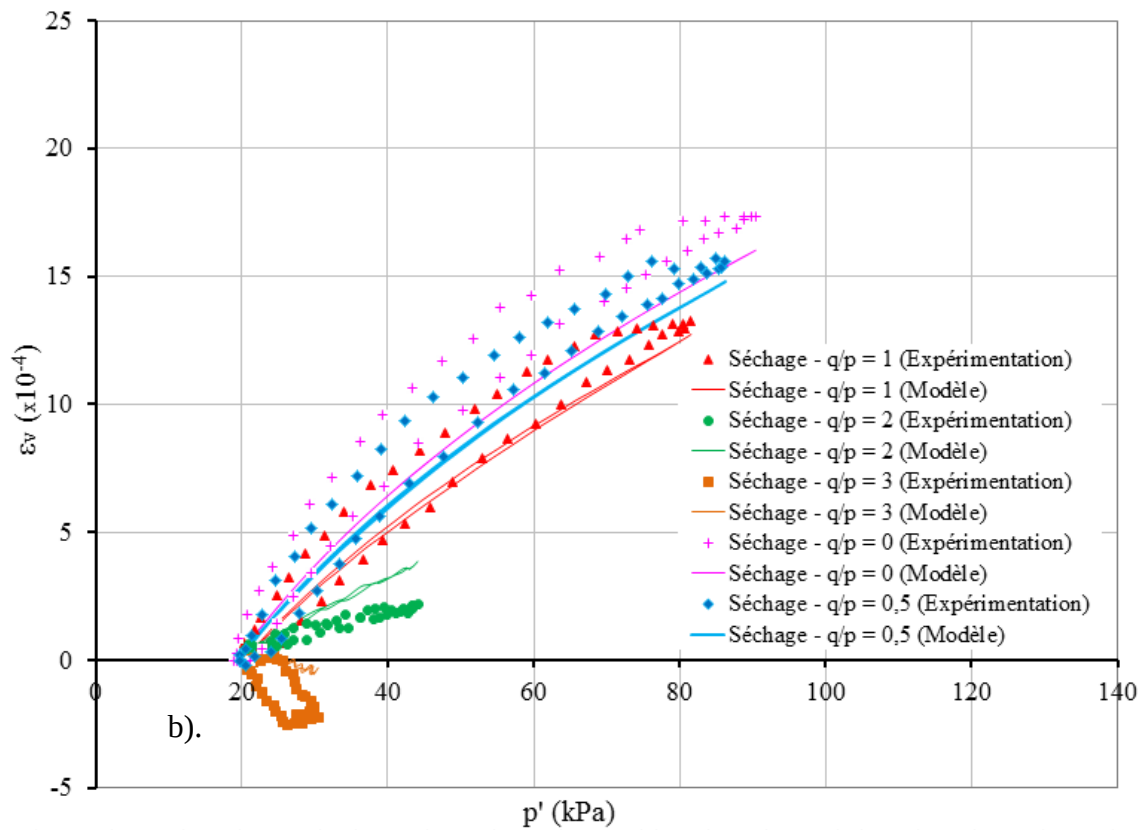
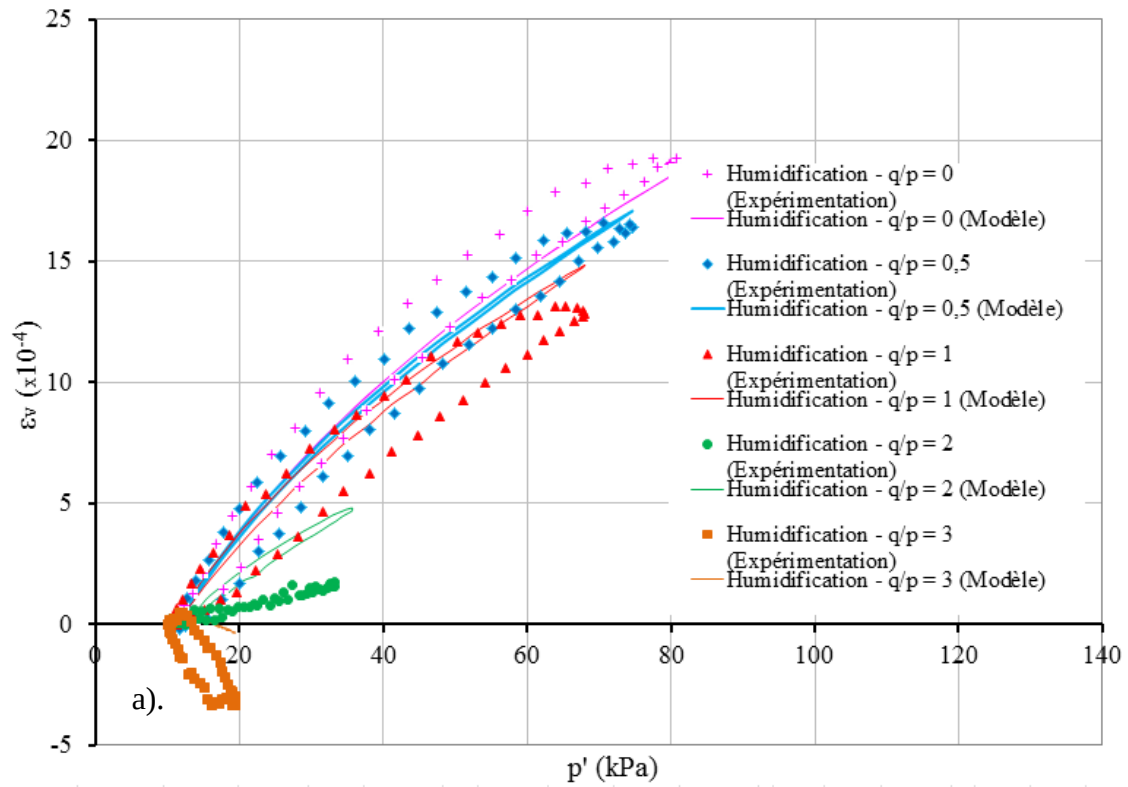


Figure C.3. Réponse du modèle et des résultats d'essai des déformations volumiques ($w=10\%$, $\chi=S_r^{1,96}$): a). Chemin d'humidification b). Chemin de séchage

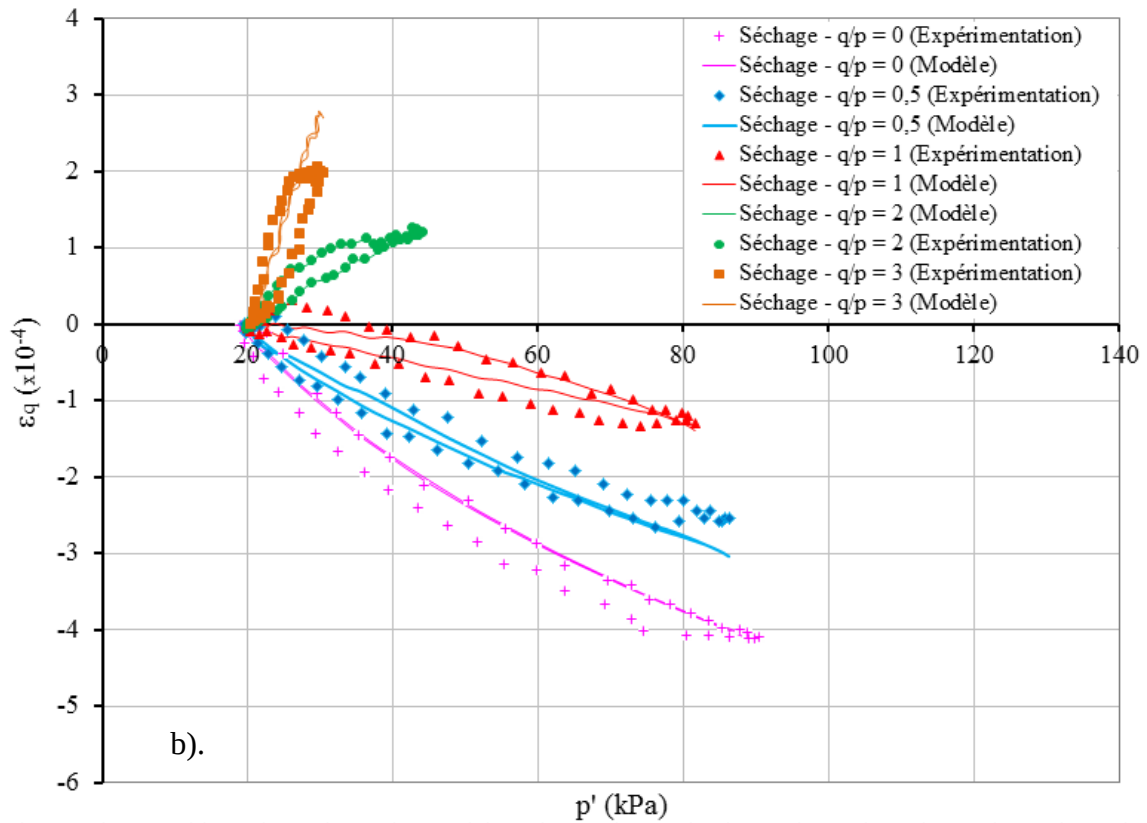
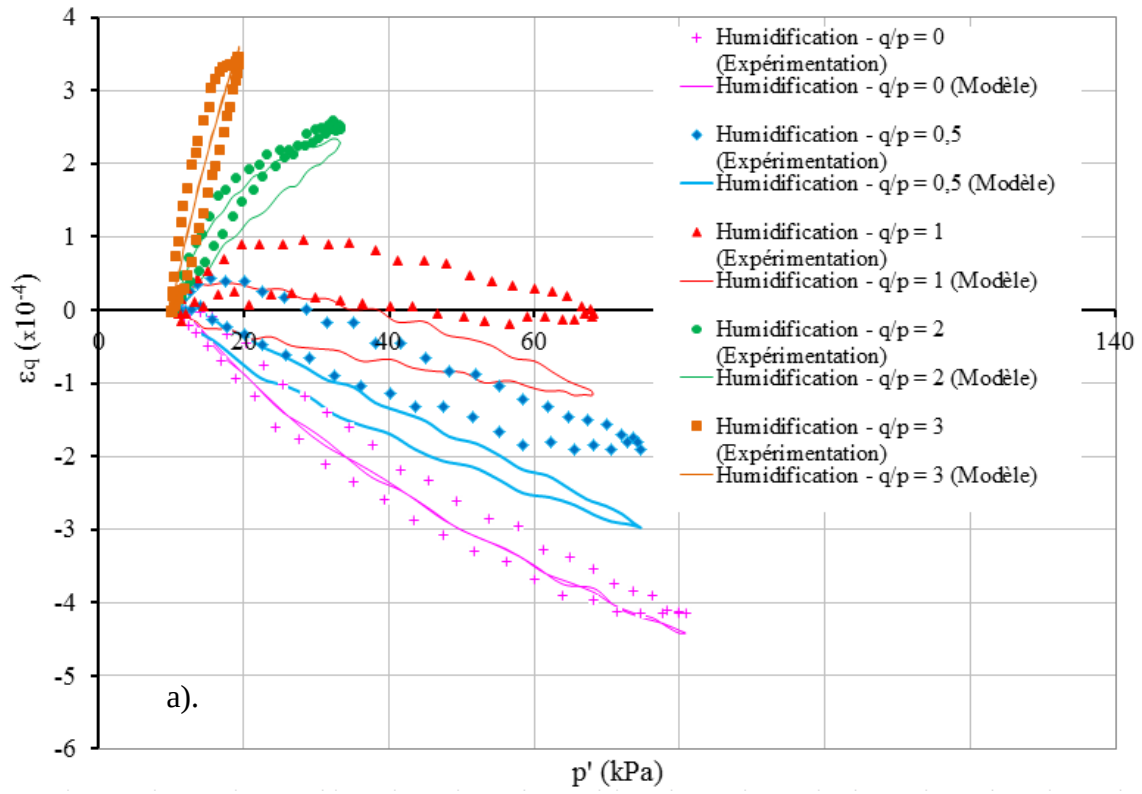


Figure C.4. Réponse du modèle et des résultats d'essai des déformations déviatoriques ($w=10\%$, $\chi=S_r^{1,96}$): a). Chemin d'humidification b). Chemin de séchage

COMPORTEMENT HYDROMECHANIQUE DES MATERIAUX GRANULAIRES COMPACTES NON SATURES

Résumé

Les matériaux granulaires sont souvent utilisés les chaussées à faible et moyen trafic, pour la réalisation des couches d'assise, des couches de forme et de la couche de sol support. Les sollicitations dues au trafic sont les principales causes d'endommagement de ces chaussées qui conduisent à deux modes de dégradation: l'orniérage à grand rayon et la fissuration par fatigue de la couverture bitumineuse. L'influence de la non saturation et de la teneur en fines sur la capacité portante des sols granulaires joue un rôle très important sur la rigidité mécanique ainsi que l'endommagement des structures de chaussées soumises aux chargements répétés du trafic. En plus, le phénomène d'hystérésis produit par les conditions environnementales, notamment les conditions hydriques a également une influence importante sur la rigidité de ces matériaux non liés. Cependant, la méthode de dimensionnement des chaussées neuves en France ne permet pas de prendre en compte correctement l'effet de teneur en fines et l'effet de l'hystérésis hydrique.

L'objectif de la thèse est d'étudier l'effet de la non-saturation, de la teneur en fines et de l'hystérésis hydrique sur le comportement mécanique des matériaux granulaires de chaussées soumis aux chargements répétés du trafic. Nous avons réalisé une campagne d'essais à différents teneurs en eau sur deux chemins d'humidification et de séchage, avec mesure de la succion, de la résistance au cisaillement et du comportement résilient (essais triaxiaux à chargements répétés).

Finalement, à l'aide de ces résultats expérimentaux, nous avons déterminé les paramètres des modèles classiques d'élasticité non linéaire. Ces modèles sont implantés dans le code de calcul aux éléments finis CAST3M pour déterminer la déflexion de chaussées souples lorsqu'elles sont soumises à des sollicitations mécaniques de trafic et des sollicitations hydriques environnementales.

Mots-clés: sols granulaires, hystérésis hydrique, comportement résilient, éléments finis, triaxiaux à chargements répétés.

Abstract

Granular materials are often used in low traffic pavement structures, with unbound granular base and sub-base layers. The load due to traffic is one of the principal damage modes for these pavements. The main design criteria for these pavements are a rutting criterion for the subgrade, a fatigue criterion for the asphalt layer. The variation of the unsaturated state and the clay content in granular materials have a significant influence on their mechanical behavior. In addition, the hysteresis phenomenon produced by the environmental conditions, including water conditions also has a very important influence on the rigidity of the unbound material. Whereas, the French design method is based on linear elastic calculations. It does not take into account the influence of clay content of pavement materials and the influence of the hysteresis phenomenon.

Then, the objective of this thesis is to study the unsaturated state, the clay content and the hysteresis phenomenon on mechanical behavior of unbound granular materials for roads subjected to traffic loading. A series of tests for different water contents on both wetting and drying paths have been carried out with matrix suction measurements, shear tests and repeated load triaxial tests for the resilient behavior.

Finally, the experimental results were simulated using the nonlinear elastic model (modified Boyce model) generally used for the resilient behavior of granular soils. These models are implemented in the finite element code and calculations have been performed with CAST3M to determine the deflection of full scale pavements at different environmental conditions.

Keyword: granular soils, hydraulic hysteresis, resilient behavior, finite element, repeated load triaxial tests.