

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique.



Mémoire de Master

Présenté à l'Université 08 Mai 1945 de Guelma.

Faculté des Sciences et de la Technologie.

Département de : Génie Civil & Hydraulique.

Spécialité : Génie Civil.

Option : Géotechnique.

Présenté par : FRIANE YOUCEF & BOUSSAHA NABIL.

Effet des cycles gel-dégel et humidification- séchage sur la durabilité des traitements d'une marne argileuse de la région de Guelma.

Sous la direction de : Dr. BOUTELDJA FATHE

Juin 2018

REMERCIEMENTS

Avant tout, nous tenons à remercier DIEU tout puissant, De nous avoir accordé la force, le courage, la Volonté et la patience pour achever ce modeste travail de fin d'études de master.

*Nous remercions vivement notre encadreur : **Dr Bouteldja Fathe**, pour son dévouement au bon déroulement de notre travail notamment nos essais réalisés en laboratoire, qui ont nécessité beaucoup de rigueur, d'assiduité et de patience.*

*Nous tenons à remercier aussi les Membres du jury **Pr. Nouaouria Med Salah et Dr. Lafifi Brahim et M Benamara Fatima Zahra** Pour l'honneur qu'ils nous ont fait en Acceptant de juger notre travail.*

Nous sincères remerciements vont également aux tous Enseignants en générales de spécialité Géotechnique Et tous les Enseignants à la Faculté des Sciences et Technologie, Université 8 mai 1945 Guelma.

*Nous remercions le responsable de laboratoire **Pr. Nouaouria Med Salah** Nous avoir donné l'accès aux laboratoires de recherche Génie civil et hydraulique de l'université ou nous avons pu effectuer nos essais pendant toute la durée de notre travail.*

*Nous tenons à remercier Monsieur le Doctorant **Bensaifi Elamin**, dont l'aide sur le plan expérimental, notamment nos essais réalisés en laboratoire, qui ont nécessité beaucoup de rigueur.*

*Nous remercions tous **les étudiants** de Génie civil et Hydraulique Sur le soutien moral et motivationnel pour à la fin au travail.*

Je Dédie ce mémoire de fin d'études;

A Dieu, source de toute connaissance ;

*A ma mère, que Allah continue de veiller sur elle
parce qu'elle est toujours présente pour nous*

*A l'esprit de mon père et de ma sœur,
qu'Allah leur lance miséricorde*

*A mes frères et mes sœurs
Et leurs enfants ;*

*A toute Ma famille : **Friane** ;*

*A mon Encadreur Dr. Bouteldja Fathe, et le
Doctorant ; Bensaifi Elamin;*

A mes enseignants ;

A tous mes amis ;

A toute les étudiants de Géotechnique ;

*A toute personne m'ayant aidé à franchir un
horizon dans Ma vie.*

Friane Youcef

*Je Dédie ce mémoire
De fin d'études;*

A Dieu, source de toute connaissance ;

*A mon père qui était pour moi un symbole de
courage et de fierté merci pour ton soutien ;*

*A la plus belle perle dans le monde ma chère
mère. Que Dieu te garde et te protège ;*

A mon frère, mes sœurs ;

*A toute Ma famille : **Boussaha** ;*

*A mon Encadreur Dr. Bouteldja Fathe, et le
Doctorant ; Bensaifi Elamin;*

A mes enseignants ;

A tous mes amis ;

A toute les étudiants de Géotechnique ;

*A toute personne m'ayant aidé à franchir un
horizon dans Ma vie.*

Boussaha Nabil.

RESUME

De nombreux projets routiers souffrent de manque de matériaux adéquats à proximité du chantier pour leur réemploi dans la construction des routes. L'objectif de cette étude est de valoriser ces matériaux dans la construction routière et résoudre ainsi les problèmes environnementaux liés aux énormes dépôts de matériaux sur site.

Dans ce travail, nous avons étudié le comportement d'une marne argileuse traitée de la région de Guelma, vis-à-vis le phénomène de gel-dégel et d'humidification-séchage le traitement à été réalisé avec le ciment et la chaux ainsi que le laitier de haut fourneau et la coquille d'œuf calcinée. Un sable siliceux broyé a été également rajouté aux mélanges afin de mettre en évidence son influence sur le comportement de la marne traitée.

Dans ce contexte nous sommes arrivés à travers des essais de la résistance à la compression simple de suivre l'évolution des résistances mécaniques de plusieurs éprouvettes de marne argileuse traitée en fonction des cycles gel-dégel et humidification-séchage. Les résultats ont montré une chute des résistances suite à l'application des cycles climatiques. Les diminutions sont plus marquées pour les cycles d'humidification-séchage comparativement aux cycles gel-dégel.

Mots clés : marne argileuse, traitement, gel-dégel, humidification-séchage, durabilité.

ملخص

تعاني مختلف الورشات من نقص التربة الصالحة للاستعمال في انجاز مشاريع الطرقات. الهدف من هذه الدراسة هو تثمين هذه التربة في إنشاءات الطرق وبالتالي حل المشاكل البيئية المتعلقة بتخزين الاتربة الغير صالحة.

في هذا العمل، درسنا سلوك الطين المعالج من منطقة قالمة ، فيما يتعلق بظاهرة التجميد- ذوبان و الترطيب-التجفيف بعد أن تم التعامل معها بالإسمنت والجير وكذلك خبث الفرن و قشور البيض. كما أضيفت الرمال المطحونة إلى الخلطات لمعرفة تأثيرها على سلوك الطين المعالج.

في هذا السياق قمنا من خلال تجارب من مقاومة الضغط البسيط من رصد التغيرات في القوة الميكانيكية على عدة عينات من الطين التي تم تجهيزها وفقا للتجميد- ذوبان ودورات الترطيب-التجفيف. أظهرت النتائج انخفاض في المقاومة بعد تطبيق الدورات المناخية، وكان التناقص أكثر وضوحًا في دورات التجفيف والترطيب مقارنة بدورات التجميد وذوبان.

كلمات مفتاحية: الطين, معالجة, تجميد-ذوبان, الترطيب-التجفيف, الاستدامة.

SOMMAIRE

REMERCIEMENTS.....	I
DEDICACE.....	II
DEDICACE.....	III
RESUME.....	IV
ملخص.....	IV
SOMMAIRE.....	V
LISTES DES FIGURES.....	VII
LISTES DES TABLEAUX.....	XI
INTRODUCTION GENERALE.....	1
CHAPITRE I : TRAITEMENT DES SOLS EN PROJETS ROUTIERS.....	3
1. INTRODUCTION.....	3
2. INFRASTRUCTURE ROUTIERE ALGERIENNE [1].....	3
2.1. Réseau routier et autoroutier Algérien.....	3
2.2. Différents projets réalisés.....	4
2.3. Perspectives de développement du réseau routier national.....	5
3. STRUCTURE D'UNE CHAUSSEE ROUTIERE [2].....	5
4. TRAVAUX DE TERRASSEMENT ET L'ECONOMIE DU PROJET [3].....	6
5. DIFFERENTS MATERIAUX RENCONTRES LORS DES TRAVAUX DE TERRASSEMENTS [3].....	7
5.1. Différents types de sols [4].....	8
5.2. Différents types de roches [4].....	13
6. SYSTEMES DE CLASSIFICATIONS DES SOLS [5].....	14
6.1. Classification élémentaire.....	14
6.2. Classification USCS/LCPC [6].....	15
6.3. Classification GTR.....	16
6.4. Classification AASHTO [7].....	17
7. TRAITEMENT DES SOLS EN PROJET ROUTIER [3].....	18
7.1. Différents produits de traitement.....	18
7.2. Actions des produits de traitement.....	26
8. LES ETAPES ET LES TECHNIQUES DU TRAITEMENT DES REMBLAIS [8].....	31
8.1. Technique courante.....	31
8.2. Technique dépôt – reprise.....	31
8.3. Technique de malaxage des craies humides.....	32
9. CONTROLE DE QUALITE DES TRAVAUX DE TRAITEMENT [8].....	33
10. CONCLUSION.....	34
CHAPITRE II : INFLUENCE DES CYCLES CLIMATIQUES SUR LE TRAITEMENT DES SOLS.....	35
1. INTRODUCTION.....	35
2. SYNTHESE DES TRAVAUX DEJA REALISES LORS DES PRECEDENTS MASTERS.....	35

2.1. Travaux réalisés sur le sol argileux [9].....	35
2.2. Travaux réalisés sur la marne argileuse [3]	39
3. CONTEXTE CLIMATIQUE ALGERIEN [10]	42
3.1. Température.....	43
3.2. Précipitations.....	44
3.3. Evènements extrêmes	45
4. PHENOMENE DU GEL – DEGEL DANS LES SOLS [11].....	46
4.1. Sensibilité des sols au gel -dégel.....	46
4.2. Mécanisme du gonflement au gel	48
4.3. Endommagement du sol dû aux cycles gel-dégel.....	53
4.4. Critères de sensibilité au gel.....	56
4.5. Dégradations des routes par le gel.....	62
5. PHENOMENE D’HUMIDIFICATION-SECHAGE DANS LES SOLS [12]	64
5.1. Impact des sollicitations hydriques	64
5.2. Méthodes de simulation des conditions hydriques au laboratoire	71
6. CONCLUSION	73
<u>CHAPITRE III : ETUDE EXPERIMENTALE DE DURABILITE DES TRAITEMENTS</u>	<u>74</u>
1. INTRODUCTION.....	74
2. DEMARCHE EXPERIMENTALE	74
3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX UTILISES.....	74
3.1. Marne naturelle	74
3.2. Produits de traitement utilisés	77
4. PROTOCOLES EXPERIMENTAUX	81
4.1. Confection des éprouvettes	81
4.2. Essai de cycles gel-dégel.....	83
4.3. Essai de cycles humidification-séchage	83
4.4. Résistance à la compression simple	84
5. RESULTATS ET DISCUSSIONS.....	85
5.1. Effet du dosage en liant sur la résistance R_c	85
5.2. Effet de temps de cure sur la résistance R_c	87
5.3. Effet de l’ajout du sable broyé sur la résistance R_c	87
5.4. Effets des cycles gel-dégel sur les différents mélanges.....	88
5.5. Effets des cycles humidification-séchage sur les différents mélanges	95
<u>CONCLUSION GENERALE</u>	<u>101</u>
<u>REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES</u>	<u>103</u>
<u>ANNEXE</u>	<u>104</u>

LISTES DES FIGURES

FIGURE 1 : CONFIGURATION DU RESEAU ROUTIER ALGERIEN.	3
FIGURE 2 : PHOTOS DE L'AUTOROUTE EST-OUEST.	4
FIGURE 3 : EVOLUTION DU RESEAU ROUTIER (2009 – 2016).	4
FIGURE 4 : PERSPECTIVES DU RESEAU ROUTIER A L'HORIZON 2025.	5
FIGURE 5 : COUPE TYPE D'UNE STRUCTURE DE CHAUSSEE.....	6
FIGURE 6 : REALISATION DES TRAVAUX DE TERRASSEMENT.....	6
FIGURE 7 : DIAGRAMME DES PHASES D'UN SOL.....	7
FIGURE 8 : STRUCTURE PARTICULAIRE DE LA KAOLINITE.	9
FIGURE 9 : STRUCTURE PARTICULAIRE DE LA MONTMORILLONITE.....	9
FIGURE 10 : STRUCTURE PARTICULAIRE DE L'ILLITE.....	9
FIGURE 11 : TEXTURE DES ARGILES.	10
FIGURE 12 : SCHEMA REPRESENTANT DES COLONNES LITHOLOGIQUES SIMPLIFIEES.	10
FIGURE 13 : CLASSIFICATION TRIANGULAIRE DES SOLS (REF).....	15
FIGURE 14 : PRINCIPE DE LECTURE D'UN DIAGRAMME TRIANGULAIRE.	15
FIGURE 15 : CLASSIFICATION DES SOLS FINS SELON LE SYSTEME USCS/LCPC.	16
FIGURE 16 : CLASSIFICATION GTR DES SOLS AVEC $D_{MAX} < 50$ MM.	17
FIGURE 17 : CLASSIFICATION GTR DES MATERIAUX AVEC $D_{MAX} > 50$ MM, MATERIAUX ROCHEUX ET PARTICULIERS.....	17
FIGURE 18 : OBTENTION DE LAITIER DE HAUT FOURNAUX.....	21
FIGURE 19 : DECHET DE COQUILLE D'ŒUF.....	23
FIGURE 20 : SABLE DE DUNE.	23
FIGURE 21 : POUZZOLANE NATURELLE.....	24
FIGURE 22 : DOLOMIE (CEVITAL).	24
FIGURE 23 : OBTENTION DES DERIVES DE MARBRE (CARRIERE EL CHAT-SKIKDA).	25
FIGURE 24 : PHOSPHOGYPSE (ASMIDAL).	25
FIGURE 25 : GRIGNON D'OLIVE.....	26
FIGURE 26 : INFLUENCE DE TRAITEMENT SUR LA CONSISTANCE DU SOL [GTS 2000].	27
FIGURE 27 : INFLUENCE DU TRAITEMENT SUR LES CARACTERISTIQUES DE COMPACTAGE ET LA PORTANCE DU SOL [GTS 2000].	28
FIGURE 28 : SCHEMA DE LA REALISATION DU MELANGE PAR LA TECHNIQUE DITE DU « DEPOT-REPRISE ».....	32
FIGURE 29 : TECHNIQUE DE TRAITEMENT DES CRAIES FRIABLES TROP HUMIDES.	33
FIGURE 30 : PHOTOS DE L'ESSAI A LA PLAQUE ET A LA DYNAPLAQUE.	33
FIGURE 31 : PHOTOS DE L'ESSAI IPI IN SITU ET MESURE DE LA PROFONDEUR D'ORNIERAGE.	33
FIGURE 32 : INFLUENCE DES DOSAGES SUR LES VALEURS DE L'IPI EN FONCTION DU TEMPS DE CURE.	37
FIGURE 33 : COURBE DE COMPRESSIBILITE DU SOL NATUREL ET TRAITE.....	37
FIGURE 34 : CONTRAINTE DE CISAILLEMENT EN FONCTION DU DEPLACEMENT (SOL NATUREL ET TRAITE).	38

FIGURE 35 : CONTRAINTES DE CISAILLEMENT EN FONCTION DES CONTRAINTES NORMALES (SOL NATUREL ET TRAITE).....	38
FIGURE 36 : LA VARIATION DES TENEURS EN EAU OPTIMALES EN FONCTION DES DOSAGES.	40
FIGURE 37 : LA VARIATION DES POIDS VOLUMIQUES SEC EN FONCTION DES DOSAGES.....	40
FIGURE 38 : VARIATION DE L'INDICE DE PLASTICITE EN FONCTION DES DIFFERENTS DOSAGES DE LIANTS.	41
FIGURE 39 : LA VARIATION DE RC EN FONCTION DE DIFFERENTS DOSAGES ET TEMPS DE CURE POUR LHF + COQUILLE.	42
FIGURE 40 : LA VARIATION DE RC EN FONCTION DE DIFFERENTS DOSAGES ET TEMPS DE CURE POUR LE CIMENT.....	42
FIGURE 41 : ETAGES BIOCLIMATIQUES DE L'ALGERIE.	43
FIGURE 42 : TEMPERATURE MOYENNE ANNUELLE SUR LE NORD DE L'ALGERIE : PERIODE 1950-2005.....	44
FIGURE 43 : REPARTITION DES PLUIES ANNUELLES SUR LE NORD DE L'ALGERIE (SOURCE : ANRH, 2008). ..	45
FIGURE 44 : CARTE DES PERGELISOLS DANS LE MONDE (LIVRE DYSLI, 1991).....	46
FIGURE 45 : DIAGRAMME SCHEMATIQUE DES SOLS GELIFS ET DE SOL NON-GELIFS (LIVET, 1981).....	47
FIGURE 46 : FORMATION D'UNE LENTILLE DE GLACE (THEORIE CAPILLAIRE).....	49
FIGURE 47 : THEORIE DE FRANGE DE GEL POUR LA FORMATION D'UNE LENTILLE DE GLACE (PEPPIN, 2012)...	51
FIGURE 48 : MODELE "RIGID-ICE" DE LA FORMATION D'UNE NOUVELLE LENTILLE DE GLACE (REMPER ET AL, 2004).....	52
FIGURE 49 : DIAGRAMME DES REGIMES D'INITIATION D'UNE LENTILLE DE GLACE (REMPER, 2007).....	52
FIGURE 50 : CHANGEMENT DE LA MICROSTRUCTURE DES SOLS FINS DU AU GEL	53
FIGURE 51 : MODELE D'ENDOMMAGEMENT DU AUX CYCLES DE GEL/DEGEL D'UN LIMON TRAITE A 4%CAO ET 12% DE CENDRES VOLANTES (SU, 2012).	55
FIGURE 52 : UTILISATION DE LA RESISTANCE A LA COMPRESSION SIMPLE INITIALE ET DE K POUR EVALUER LA SENSIBILITE DES SOLS TRAITES AU GEL/DEGEL (SU, 2012).....	55
FIGURE 53 : SENSIBILITE AU GEL DETERMINEE PAR LA GRANULOMETRIE ET LE DEGRE D'UNIFORMITE (CASAGRANDE, 1932).	56
FIGURE 54 : CRITERE DE SENSIBILITE AU GEL BASE SUR LA PRESSION DE GELIGONFLEMENT MAXIMALE.	57
FIGURE 55 : CLASSEMENT DE LA SENSIBILITE AU GELIGONFLEMENT SELON LA NORME FRANÇAISE.	59
FIGURE 56 : CORRELATION ENTRE R_c ET LA PENTE DE GELIGONFLEMENT DES SOLS A1, A2, B5, B6 TRAITES A LA CHAUX ET/OU AUX LIANTS HYDRAULIQUES (LRPC, 1994).....	60
FIGURE 57 : CORRELATION ENTRE R_{TB} ET LA PENTE DE GELIGONFLEMENT DES SOLS A1, A2, B5, B6 TRAITES A LA CHAUX ET OU/AUX LIANTS HYDRAULIQUES (LRPC, 1994).....	60
FIGURE 58 : MECANISME DU SOULEVEMENT DIFFERENTIEL TRANSVERSAL.....	63
FIGURE 59 : SCHEMA MONTRANT L'AFFAISSEMENT DE LA CHAUSSEE AU DEGEL.	63
FIGURE 60 : PROFILS DE SOULEVEMENTS DIFFERENTIELS LONGITUDINAUX (HIVER-ETE) POUR TROIS SITES ROUTIERS CARACTERISES PAR DES CONTEXTES GEOLOGIQUES DIFFERENTS (CANADA).....	64
FIGURE 61 : EVOLUTION DE RC EN FONCTION DES CYCLES D'HUMIDIFICATION – SECHAGE (PEDARLA 2009). 66	
FIGURE 62 : EVOLUTION DE K_s EN FONCTION DU NOMBRE DE CYCLES HYDRIQUES.	67
FIGURE 63 : EFFET DE CIRCULATION CONTINUE D'EAU SUR LES PROPRIETES DE GONFLEMENT D'UNE ARGILE TRAITEE (MCCALLISTER & PETRY 1992).	68
FIGURE 64 : EFFET DE CIRCULATION D'EAU SUR RC DE DEUX SOLS TRAITES A LA CHAUX (MCCALLISTER & PETRY 1992).....	69
FIGURE 65 : EVOLUTION DE RC D'UN LIMON TRAITE A LA CHAUX (LE RUNIGO ET AL 2011).	70

FIGURE 66 : EVOLUTION DE LA CONDUCTIVITE HYDRAULIQUE D'UNE ARGILE TRAITEE AVEC DIFFERENTS DOSAGES DE CHAUX EST SOUMISES A UNE CIRCULATION D'EAU PERMANENTE (MCCALLISTER & PETRY, 1991).....	70
FIGURE 67 : EVOLUTION DE KS DE LIMON TRAITE A LA CHAUX (LE RUNIGO ET AL 2011).....	71
FIGURE 68 : COURBE GRANULOMETRIQUE DE LA MARNE.....	75
FIGURE 69 : GRAPHE DE DETERMINATION DE LA LIMITE DE LIQUIDITE.....	76
FIGURE 70 : RESULTATS DE TESTS A LA TACHE.....	76
FIGURE 71 : COURBE PROCTOR NORMAL DE LA MARNE NATURELLE.....	77
FIGURE 72 : LE CIMENT UTILISE (CEM I : AIN ELKEBIRA – SETIF).....	77
FIGURE 73 : PHOTO DU SAC DE CHAUX UTILISEE.....	79
FIGURE 74 : LE LAITIER GRANULE AVANT ET APRES BROYAGE.....	79
FIGURE 75 : DE GAUCHE VERS LA DROITE : COQUILLE D'ŒUF A L'ETAT NATUREL, APRES CALCINATION, APRES BROYAGE.....	80
FIGURE 76 : COURBE GRANULOMETRIQUE DU SABLE D'OUM ALI.....	80
FIGURE 77 : PHOTOS DU SABLE DE DUNE A L'ETAT NATUREL ET BROYE.....	81
FIGURE 78 : PHOTOS DU MOULES ET DES EPROUVETTES CONFECTIONNEES.....	82
FIGURE 79 : PHOTOS LA MACHINE DE COMPACTAGE UNIFRAME ET DE LA CHAMBRE CLIMATIQUE.....	83
FIGURE 80 : PHOTO DES EPROUVETTES DE MARNE TRAITEE DANS LE CONGELATEUR.....	83
FIGURE 81 : PHOTOS DES EPROUVETTES SOUMISES AUX CYCLES HUMIDIFICATION-SECHAGE.....	84
FIGURE 82 : PHOTO DE L'ESSAI DE RESISTANCE A LA COMPRESSION SIMPLE.....	84
FIGURE 83 : RESISTANCES RC POUR LES DIFFERENTS TRAITEMENTS A 28 JOURS.....	86
FIGURE 84 : RESISTANCES RC POUR LES DIFFERENTS TRAITEMENTS A 56 JOURS.....	86
FIGURE 85 : EVOLUTIONS DES RESISTANCES A LA COMPRESSION SIMPLE AVEC LE CYCLE DE GEL-DEGEL (MELANGE 1).....	89
FIGURE 86 : RFTN APRES N CYCLES POUR LE MELANGE 1.....	89
FIGURE 87 : EVOLUTIONS DES RESISTANCES A LA COMPRESSION SIMPLE AVEC LE CYCLE DE GEL-DEGEL (MELANGE 2).....	90
FIGURE 88 : RFTN APRES N CYCLES POUR LE MELANGE 2.....	91
FIGURE 89 : EVOLUTIONS DES RESISTANCES A LA COMPRESSION SIMPLE AVEC LE CYCLE DE GEL-DEGEL (MELANGE 3).....	91
FIGURE 90 : RFTN APRES N CYCLES POUR LE MELANGE 3.....	92
FIGURE 91 : EVOLUTIONS DES RESISTANCES A LA COMPRESSION SIMPLE AVEC LE CYCLE DE GEL-DEGEL (MELANGE 4).....	93
FIGURE 92 : RFT _N APRES N CYCLES POUR LE MELANGE 4.....	93
FIGURE 93 : COMPARAISONS DES RESISTANCES RC DES MELANGES 1 & 3.....	94
FIGURE 94 : COMPARAISONS DES RESISTANCES RC DES MELANGES 2 & 4.....	94
FIGURE 95 : EVOLUTIONS DES RC EN FONCTION DES CYCLES HUMIDIFICATION-SECHAGE (MELANGE 1).....	95
FIGURE 96 : PHOTO DE L'EPROUVETTE DE MARNE TRAITEE AU LHR A 5% APRES 6 CYCLES HUMIDIFICATION-SECHAGE.....	96
FIGURE 97 : EVOLUTIONS DES RC EN FONCTION DES CYCLES HUMIDIFICATION-SECHAGE (MELANGE 2).....	96
FIGURE 98 : EVOLUTIONS DES RC EN FONCTION DES CYCLES HUMIDIFICATION-SECHAGE (MELANGE 3).....	97
FIGURE 99 : EVOLUTIONS DES RC EN FONCTION DES CYCLES HUMIDIFICATION-SECHAGE (MELANGE 4).....	98
FIGURE 100 : COMPARAISON DES RESISTANCES ENTRE LES MELANGES 1 & 3 (HUMIDIFICATION-SECHAGE)...	99

FIGURE 101 : COMPARAISON DES RESISTANCES ENTRE LES MELANGES 2 & 4 (HUMIDIFICATION-SECHAGE). 100

LISTES DES TABLEAUX

TABLEAU 1 : CONSISTANCE DU RESEAU ROUTIER ALGERIEN.....	4
TABLEAU 2 : DENOMINATIONS RECOMMANDEES DES ROCHES ET DES PRINCIPALES FAMILLES PETROGRAPHIQUES.....	13
TABLEAU 3 : DENOMINATION DES FRACTIONS GRANULAIRES DES PARTICULES DE SOLS.....	14
TABLEAU 4 : CLASSIFICATION DES SOLS GRENUS (USCS/LCPC).....	16
TABLEAU 5 : DEFINITION DU GRAVIER, DU SABLE, DU SILT ET DE L'ARGILE SELON LE SYSTEME DE L'AASHTO.	18
TABLEAU 6 : TABLEAU DE CLASSIFICATION AASHTO.....	18
TABLEAU 7 : COMPOSITION CHIMIQUE DE LAITIER DE HAUT FOURNAUX.	21
TABLEAU 8 : VALEURS MINIMALES ET MAXIMALES DE MODULE A OBTENIR APRES TRAITEMENT.....	34
TABLEAU 9 : VALEURS MINIMALES ET MAXIMALES DE L'IPI.	34
TABLEAU 10 : CARACTERISTIQUES PHYSIQUES ET MECANQUES DE SOL ARGILEUX.	36
TABLEAU 11 : PARAMETRES DE COMPRESSIBILITE DU SOL NATUREL ET TRAITE.	38
TABLEAU 12 : PLUVIOMETRIE MOYENNE ANNUELLE DES DIFFERENTES REGIONS DE L'ALGERIE.	44
TABLEAU 13 : CLASSIFICATION DE LA SENSIBILITE DES SOLS AU GEL SELON LE CRITERE DE CONDUCTIVITE HYDRAULIQUE SATUREE (ONALP, 1970).	56
TABLEAU 14 : CLASSIFICATION DE LA SENSIBILITE DES SOLS AU GEL (WISSA ET AL, 1972).....	57
TABLEAU 15 : CLASSIFICATION DE LA SENSIBILITE SELON LA SUCCION.	57
TABLEAU 16 : SENSIBILITE AU GEL PAR L'ESSAI CRREL I ET UNH (USA).	58
TABLEAU 17 : SENSIBILITE AU GEL POUR L'ESSAI TTRL/SRU (GRANDE-BRETAGNE).....	59
TABLEAU 18 : SENSIBILITE AU GEL POUR L'ESSAI DE L'UNH (USA).....	59
TABLEAU 19 : DEGRES DE GELIVITE PAR L'ESSAI CRREL II (CHAMBERLAIN, 1984).....	61
TABLEAU 20 : QUALIFICATION DES MATERIAUX DES COUCHES DE FONDATION ROUTIERE EN SUISSE (DYSLI, 1991).....	62
TABLEAU 21 : EFFET DES CYCLES HYDRIQUES SUR Rc DE SOL TRAITE (HOYOS ET AL. 2005).	65
TABLEAU 22 : METHODES D'IMPOSITION DES CYCLES HYDRIQUES SUR DES SOLS TRAITES (LISTE NON EXHAUSTIVE).	72
TABLEAU 23 : RECAPITULATIF DE L'ANALYSE GRANULOMETRIQUE.....	75
TABLEAU 24 : VALEUR DE L'ESSAI VBS.....	76
TABLEAU 25 : CARACTERISTIQUES PHYSICO-MECANQUES DU CIMENT UTILISE.....	78
TABLEAU 26 : COMPOSITION CHIMIQUE DU CIMENT UTILISE.....	78
TABLEAU 27 : COMPOSITION CHIMIQUE DE LA CHAUX.	79
TABLEAU 28 : PROPRIETES DU SABLE D'OUM ALI.	81
TABLEAU 29 : COMPOSITION DES MELANGES 1 & 3.	82
TABLEAU 30 : COMPOSITION DES MELANGES 2 & 4.	82
TABLEAU 31 : RESISTANCE A LA COMPRESSION Rc A 28 JOURS.....	85
TABLEAU 32 : RAPPORT $R_c/R_{c,1}$ POUR LES DIFFERENTS TRAITEMENTS A 28 JOURS.	86
TABLEAU 33 : RESISTANCE A LA COMPRESSION Rc A 56 JOURS.....	86

TABLEAU 34 : RAPPORT $R_C/R_{C,1}$ POUR LES DIFFERENTS TRAITEMENTS A 56 JOURS.	87
TABLEAU 35 : ECARTS ENTRE LES RESISTANCES DE 28 ET 56 JOURS.	87
TABLEAU 36 : LES ECARTS ENTRE RESISTANCES A 28 JOURS (AVEC ET SANS SABLE BROYE).	88
TABLEAU 37 : LES ECARTS ENTRE RESISTANCES A 56 JOURS (AVEC ET SANS SABLE BROYE).	88
TABLEAU 38: ECARTS ENTRE LES RESISTANCES R_C DES MELANGES 1 & 3 POUR DIFFERENTS CYCLES GEL-DEGEL.	94
TABLEAU 39 : ECARTS ENTRE LES RESISTANCES R_C DES MELANGES 2 & 4 POUR DIFFERENTS CYCLES GEL-DEGEL.	95
TABLEAU 40 : ECARTS ENTRE LES RESISTANCES DU A L'EFFET DES CYCLES HUMIDIFICATION-SECHAGE (MELANGE 1).	96
TABLEAU 41 : ECARTS ENTRE LES RESISTANCES DU A L'EFFET DES CYCLES HUMIDIFICATION-SECHAGE (MELANGE 2).	97
TABLEAU 42 : ECARTS ENTRE LES RESISTANCES DU A L'EFFET DES CYCLES HUMIDIFICATION-SECHAGE (MELANGE 3).	98
TABLEAU 43 : ECARTS ENTRE LES RESISTANCES DU A L'EFFET DES CYCLES HUMIDIFICATION-SECHAGE (MELANGE 4).	98

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Le traitement des sols est une technique connue et largement utilisée dans les constructions routières et ferroviaires. IL apporte des améliorations significatives sur le comportement mécaniques des sols par le renforcement des liens entre les particules du sol et il réduit les difficultés de maniabilité des sols en réduisant la teneur en eau. Ces améliorations dépendent de divers paramètres à savoir la nature du produit de traitement, dosage, conditions de compactage,... dont la maîtrise permet d'atteindre des objectifs d'amélioration acceptables.

Mais au-delà de ces améliorations à court terme, il est important de vérifier le comportement à long terme du sol traité sur la durée de vie de l'ouvrage en terre. Les facteurs environnementaux regroupent les facteurs climatiques ainsi que les facteurs de sensibilité du milieu de l'action des agents climatiques jouent un rôle important dans la durabilité des sols traités. Les sollicitations du phénomène de gel-dégel et les fluctuations d'origine hydrique peuvent affecter considérablement le comportement à long terme des sols traités. Cela conduit à une réduction des performances mécaniques ce qui entraînera un affaiblissement de la chaussée qui peut alors se déformer sous l'action du trafic. Les dégâts causés par les cycles climatiques représentent une part non négligeable des dépenses d'équipement et d'entretien des infrastructures routières, une protection efficace contre les effets destructeurs des phénomènes climatiques sur les routes permet d'augmenter sensiblement leur durée de vie.

Dans ce contexte, nous cherchons à travers ce travail à mieux comprendre les problèmes liés à aux effets des cycles de gel-dégel et d'humidification-séchage sur le comportement mécanique d'une marne argileuse de la région de Guelma traitée avec des produits conventionnels et non conventionnels. La bonne connaissance de ces phénomènes naturels permet de remédier à ses effets destructeurs sur les remblais routiers.

Pour atteindre l'objectif fixé nous avons effectué une étude expérimentale basée sur des essais de laboratoire. Nous avons fait le suivi de l'évolution des résistances mécaniques de plusieurs éprouvettes de marne traitée en fonction des cycles gel-dégel et humidification-séchage. Plusieurs mélanges ont été préparés afin de mettre en évidence l'influence du type de produit de traitement. Nous avons utilisé le ciment et la chaux ainsi que le laitier de haut fourneau et la coquille d'œuf calcinée. Un sable siliceux broyé a été également rajouté aux mélanges afin de mettre en évidence son influence sur le comportement de la marne.

Dans le premier chapitre, nous avons fourni une bibliographie bien documentée sur les différents matériaux utilisés dans les projets routiers ainsi que leurs systèmes de classification. Ensuite, nous avons mis l'accent sur les différentes techniques de traitement des sols et les différents produits de traitement utilisés.

Dans le deuxième chapitre, nous avons fait le bilan des travaux de Master déjà réalisés dans notre département sur le traitement des sols. Ensuite, nous avons fourni une partie

bibliographique sur l'influence des cycles climatiques sur la durabilité des traitements des sols.

Enfin, le dernier chapitre est consacré à la présentation des résultats obtenus lors de l'étude expérimentale réalisée au niveau de notre laboratoire de recherche (LGCH).

CHAPITRE I :
Traitement des sols en projets
routiers

CHAPITRE I : TRAITEMENT DES SOLS EN PROJETS ROUTIERS

1. INTRODUCTION

Nous présentons dans ce chapitre des généralités sur le traitement des sols en projet routier. Nous avons commencé par un aperçu général sur l'infrastructure routière Algérienne, les différents projets réalisés et les perspectives de développement du réseau routier national. Ensuite, nous avons montré l'importance du traitement des sols sur la valorisation des matériaux en géotechnique routière et en particulier les différentes techniques et les produits de traitement utilisés. Nous avons terminé ce chapitre par l'exposé de quelques techniques de contrôle de qualité des travaux de traitement en terrassement routier.

2. INFRASTRUCTURE ROUTIERE ALGERIENNE [1]

La route joue un rôle important dans le développement socio-économique d'un pays. Un réseau routier bien construit et bien entretenu est essentiel à la croissance économique de notre pays. L'état Algérien a mobilisé des ressources financières considérables, pour disposer d'un réseau routier viable et efficace et n'a cessé de placer l'infrastructure routière parmi les grandes priorités du pays.

2.1. Réseau routier et autoroutier Algérien

Le réseau routier Algérien demeure l'un des plus denses du continent africain, sa longueur est de 133 741 km. Il est dense dans la frange nord du pays, assez lâche sur les hauts plateaux et se réduit à quelques axes dans le sud.

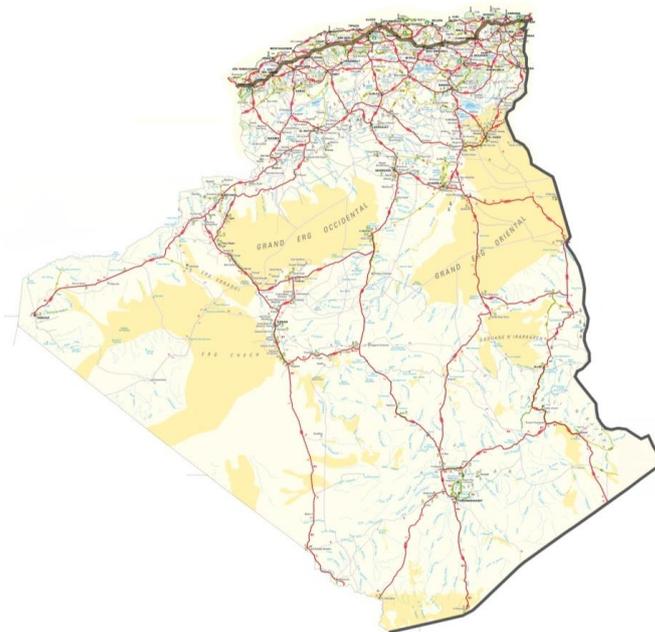


Figure 1 : Configuration du réseau routier Algérien.

L'autoroute Est Ouest constitue la partie la plus importante dans ce réseau. C'est la partie centrale de l'Unité Maghrébine qui relie les frontières marocaine et tunisienne. Cette liaison a un linéaire de 1145 km, en 2x3 voies. Le nombre d'échangeurs est de 50 ouvrages et les équipements comprennent des aires de repos, des stations de service et des relais routiers.



Figure 2 : Photos de l'autoroute Est-Ouest.

La consistance du réseau routier est synthétisée dans le tableau ci-dessous:

Classe	Longueur (km)	Ratio (%)	Revêtus (km)	Ratio revêtement (%)	2x2 voies (km)	3 voies et plus (km)
Autoroutes	1145	0.9	1145	100	13	1132
Routes express	3400	2.5	3400	100	3168	232
Routes nationales	30932	23.1	29430	95	2580	320
Chemin de wilaya	27356	20.5	24950	91	173	-
Chemin communal	770908	53	43000	61	21	-
Total	133741	100	101925	80	5942	1684

Tableau 1 : Consistance du réseau routier Algérien.

2.2. Différents projets réalisés

Ces dernières deux décennies, le linéaire du réseau routier en Algérie n'a cessé d'augmenter. La figure ci-dessous montre les statistiques du linéaire en kilomètres entre l'année 2009 et 2016. Le réseau est passé de 103 945 à 133 741 donc avec une augmentation de près de 30 milles km.

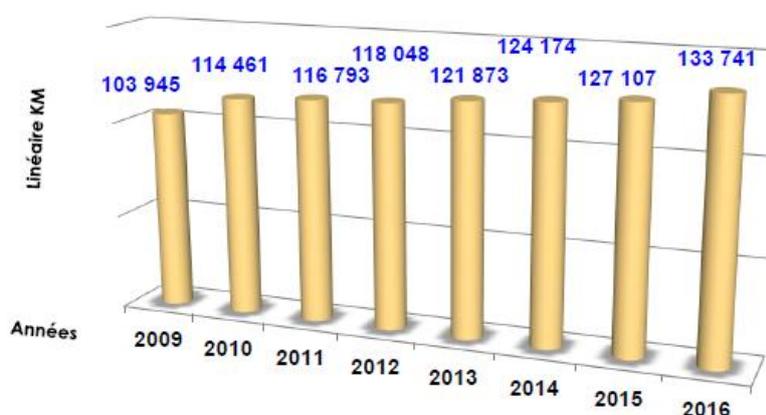


Figure 3 : Evolution du réseau routier (2009 – 2016).

2.3. Perspectives de développement du réseau routier national

La configuration future du réseau routier et autoroutier à l'horizon 2025, devrait tenir compte d'un certain nombre d'actions, à savoir :

- Achèvement du tronçon Est de l'autoroute Est-Ouest (Deran – frontière tunisienne) ainsi que les deux tubes du tunnel de Djebel Ouahch (Constantine).
- Poursuite de la réalisation de la route transsaharienne (RN 1).
- Réalisation de la 3^{ème} Rociade d'Alger reliant Bordj Menail et la ville de Nador.
- Dédouement de nombreuses routes nationales.
- Réalisation de la 4^{ème} Rociade sur 300 km reliant Khemis-Meliana à Bordj Bou Arreridj.
- Réalisation de 13 liaisons autoroutières (pénétrantes nord-sud) à 2x2 sur un linéaire de 1790 km.
- Entretien du réseau routier sur 16625 km et le confortement de 136 ouvrages d'art.
- Contournement des grandes villes sur 875 km.



Figure 4 : Perspectives du réseau routier à l'horizon 2025.

3. STRUCTURE D'UNE CHAUSSEE ROUTIERE [2]

La chaussée est une structure multicouche mise en œuvre sur une plateforme support de sol tassé. Elle supporte plusieurs types de sollicitations à savoir les charges verticales et tangentielles dues au passage des véhicules et sollicitations climatiques (eaux infiltrés, gel,...).

La partie supérieure des terrassements (PST) désigne la zone supérieure des terrains en place ou rapportés et fait environ 1m d'épaisseur. La plateforme de la PST est l'arase de terrassement dit AR. La couche de forme (CDF) ne fait pas partie intégrante de la chaussée mais bien de son sol support. Son rôle à court terme est d'assurer la traficabilité et à long terme et de garantir un certain niveau de portance. Elle constitue la plateforme support de chaussée appelée PF. Les couches d'assises sont la couche de fondation et la couche de base. Elles apportent à la chaussée la résistance mécanique aux charges verticales induites par le

trafic. Elles répartissent les pressions sur le support afin de maintenir les déformations à un niveau admissible. La couche de surface est constituée d'une couche de roulement sur laquelle s'exercent directement les agressions du trafic et du climat, et d'une couche de liaison permettant l'accrochage aux couches d'assise. La couche de surface doit garantir le confort et la sécurité des usagers grâce à l'uni, l'adhérence et l'évacuation des eaux de ruissellement. Elle maintient l'intégrité de la structure et protège les autres couches des infiltrations d'eau par son étanchéité. L'ensemble de ces couches est présenté dans la figure ci-dessous.

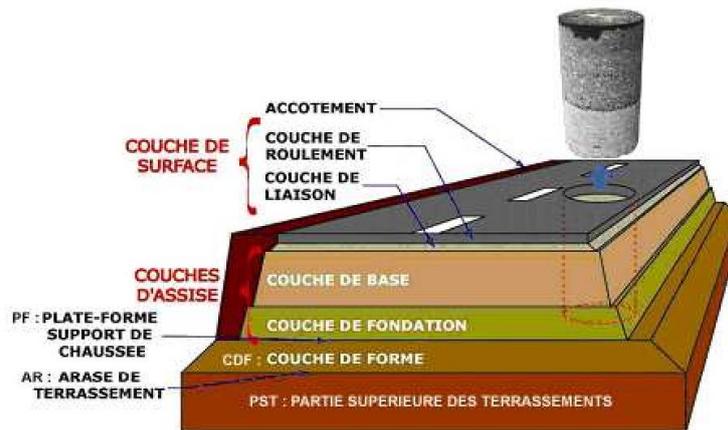


Figure 5 : Coupe type d'une structure de chaussée.

4. TRAVAUX DE TERRASSEMENT ET L'ECONOMIE DU PROJET [3]

Les opérations de terrassement interviennent dans la construction de la plupart des ouvrages de génie civil ou de bâtiment. Elles visent à modifier le relief d'un terrain pour permettre la réalisation des ouvrages tel que les routes, voies ferrées ou bâtiments. Ces opérations consistent à déplacer des quantités importantes de matériaux (sols, roches, sous-produits...). Le remaniement des terrains naturels entraîne une modification généralement définitive de la topographie et du paysage, en créant des ouvrages en terre soit en remblai soit en déblai.



Figure 6 : Réalisation des travaux de terrassement.

Les travaux de terrassement sont basés sur trois actions principales à savoir : l'extraction, le transport et la mise en œuvre. Ainsi, pour la construction d'une route, les travaux de terrassement sont des travaux de grande ampleur car les volumes de terre déplacés sont importants. Ces travaux représentent une grande partie du coût global des travaux de construction d'une route (de l'ordre de **30 à 60%** dans certains projets routiers). Dans le cas où les déblais seront utilisés pour combler les cavités, il est important d'essayer d'avoir un volume de déblai égal au volume de remblai en trouvant une bonne ligne côte projet.

5. DIFFERENTS MATERIAUX RENCONTRES LORS DES TRAVAUX DE TERRASSEMENTS [3]

Lors de la construction des infrastructures de génie civil, on peut rencontrer différents types de matériaux : des sols meubles et des sols rocheux. La géotechnique s'intéresse à tous les types de sols meubles, les sols rocheux relevant du domaine de la mécanique des roches. La distinction entre ces deux types de matériaux peut se faire aisément de manière suivante :

- les roches sont des matériaux durs et compacts constitués par un agrégat naturel de grains minéraux de diverses natures fortement soudés entre eux, qui ne peuvent être fractionnés en mettant en jeu de fortes énergies mécaniques.
- par opposition les sols meubles sont des matériaux également constitués par un agrégat naturel de grains minéraux mais qui peuvent être facilement dissociés par la mise en jeu de faibles énergies mécaniques ou facilement déformés. De plus pour ce type de matériau, l'eau a une influence très importante sur leur comportement mécanique.

Les sols appartiennent à la catégorie des roches sédimentaires. Ce sont donc des dépôts de divers matériaux, le plus souvent en milieu aqueux. Ils peuvent être formés sur place par l'altération des roches préexistantes ou bien, transportés par les agents naturels tels que l'air, l'eau ou la glace, ils peuvent ensuite sédimenter.

Le sol est un complexe multiphasique, il est composé principalement de trois phases (Fig. 3) ; **solide** (grains solides de différentes tailles), **liquide** (eau), **gazeuse** (air).

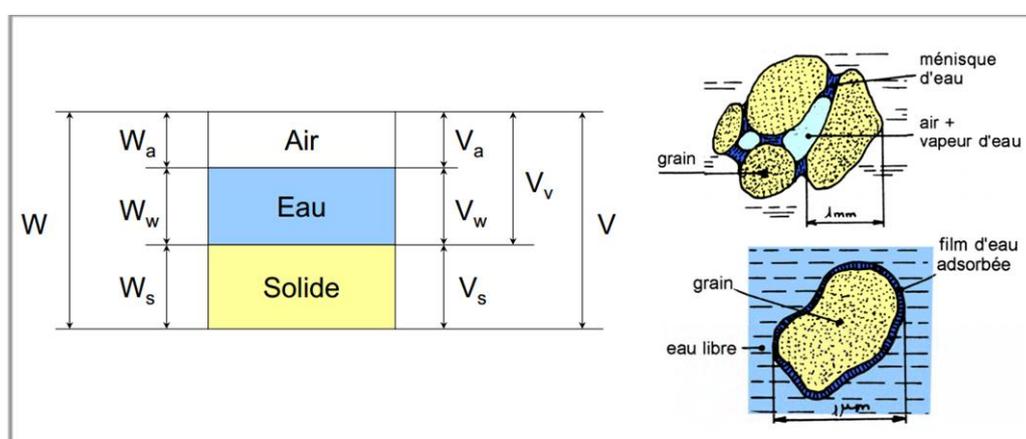


Figure 7 : Diagramme des phases d'un sol.

5.1. Différents types de sols [4]

5.1.1. Les cailloux, galets, graviers

Ce sont des débris de roches, assez volumineux, de formes anguleuses (cailloux) ou arrondies (galets) les éléments de plus petites dimension sont appelés graviers. Ils sont définis essentiellement d'après un critère granulométrique c'est-à-dire d'après leur dimension moyenne.

Ils sont, pour la majeure partie, formés de fragments de roches dures et compactes le plus souvent siliceuses. Leur forme résulte de leur mode de formation ; une forme anguleuse par exemple indiquera une absence de transport ou un sans usure.

5.1.2. Les sables

Ils ont en général la même origine que les décrits précédemment mais sont de dimension plus réduites ($d \leq 2$ mm). La désagrégation des roches préexistantes à ce niveau telle que les minéraux constitutifs de ces roches sont isolés et même fragmentés. Le minéral le plus fréquemment rencontré est le quartz. Un sable pur est presque uniquement formé de ce minéral, il est blanc (sable de fontainebleau) sa couleur change en fonction de la proportion d'impuretés (minéraux colorés, débris organiques). On pourra citer les sables éoliens, fluviaux, marins et résiduels (arènes).

5.1.3. Les limons et lœss

Ils sont constitués par des éléments de dimensions comprises entre 2 et 20 microns. Le principal minérale constitutifs est le quartz associé le plus souvent l'argile, la calcite, les feldspaths, les oxy des hydroxydes de fer, le mica ou les minéraux lourds.

L'origine du limon peut être fluviale ou éolienne ; dans ce dernier cas, on lui donne souvent le nom de lœss. Les limons peuvent contenir des graviers des galets, des concrétions.

5.1.4. Les argiles

En général le terme argile s'applique à tous les matériaux dont la fraction granulométrique prédominante (taille des particules) est inférieure à 2μ . Les espèces minérales essentiellement rencontrées sont : la kaolinite, la montmorillonite et l'illite.

L'épaisseur du feuillet élémentaire de la kaolinite est d'environ 7Å mais les dimensions dans les deux autres directions sont infinies Ces particules sont stables et leur structure élémentaire n'est pas affectée par la présence d'eau (Fig. 8).

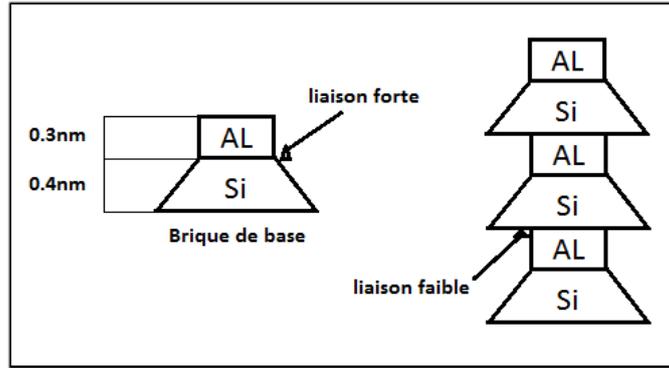


Figure 8 : Structure Particulare de la Kaolinite.

Les montmorillonites possèdent des propriétés de gonflement qui se produisent surtout en présence d'eau et peuvent provoquer la dissociation complète des feuillets (liaisons entre les feuillets affaiblies) (Fig. 9).

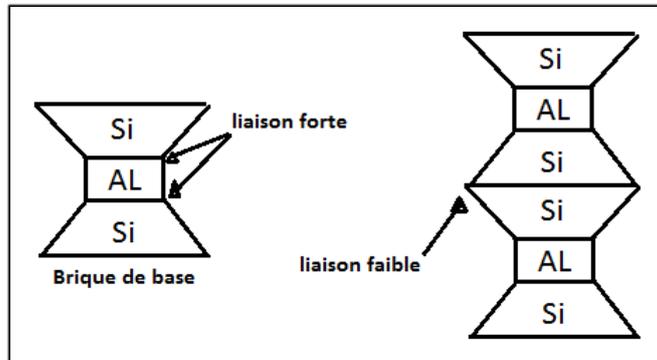


Figure 9 : Structure Particulare de la Montmorillonite.

Les illites sont des particules de dimensions plus petites que la kaolinite de diamètre équivalent moyen de 0,3 μm , et d'une épaisseur de 100Å (Fig. 10).

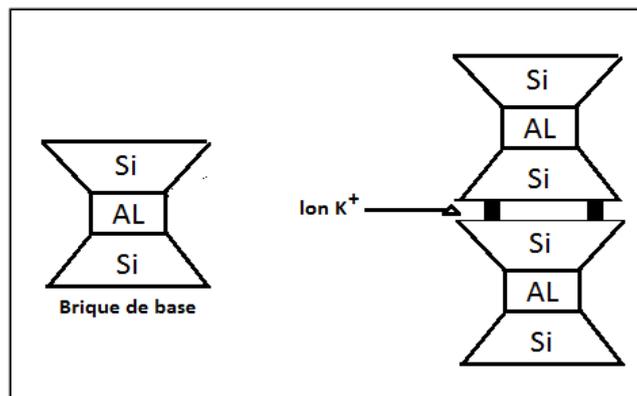


Figure 10 : Structure Particulare de l'illite.

Outre ces minéraux argileux, les argiles peuvent contenir, dans des proportions variables, de fins grains de quartz, de la calcite, des hydroxydes de fer, des matières organiques. Ce sont des matériaux plastiques faisant pâte avec l'eau. Par dessiccation et sous diverses actions mécaniques ces matériaux peuvent se transformer en schistes. Par altération ils retournent à

leur état primitif. On distinguera les argiles d'altération, glaciaires, fluviales, lacustres et marines.

Les particules d'argile s'organisent en unités morphologiques. On peut distinguer par exemple des structures floculées bord-face et des structures dispersées face-face (Fig. 11). L'arrangement textural est très divers. Il varie suivant les types d'argile et avec les conditions hydriques et physico-chimiques des sols.

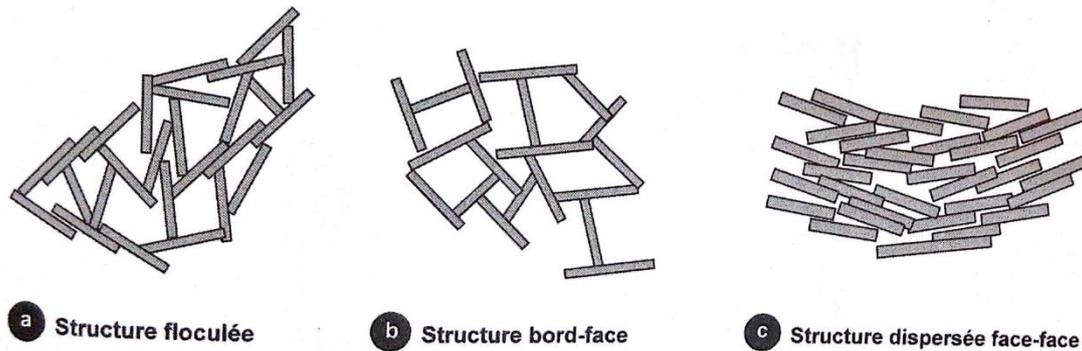


Figure 11 : Texture des argiles.

5.1.5. Les marnes [3]

Les marnes sont des matériaux qui font à la fois pâte avec l'eau à cause de la présence de l'argile (entre 10 et 90%) et effervescence à l'acide dilué à froid à cause de la présence du carbonate de calcium (CaCO_3). Ils marquent le passage entre le calcaire et l'argile (matériau de transition).

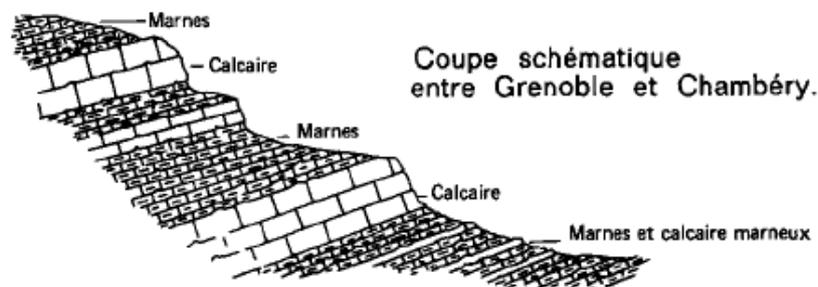


Figure 12 : Schéma représentant des colonnes lithologiques simplifiées.

Comme les argiles, les marnes sont tendres, finement poreuse, friable quand elles sont sèches, plastique lorsqu'elles sont mouillées. Mais à la différence des argiles, elles effervescent avec les acides à cause de la présence du calcaire. La finesse des particules constitutives (minéraux argileux, carbonates et parfois, silice en faible quantité) place les marnes dans les groupes des lutites (ou pélites).

En effet, comme le calcaire, la marne renferme de très nombreux éléments accessoires, visibles uniquement au microscope et dont le rôle peut être prépondérant, tels que: grains de quartz, paillettes de micas, cristaux de gypse, micro-organismes, etc. A côté de ces éléments, visibles uniquement au microscope, on peut trouver des éléments volumineux tels que : nodules de pyrite, quartz, gypse fer de lance ou encore en rose des sables, macrofossiles, etc.

Ces différents éléments responsables de la couleur et de l'aspect permettent de définir la marne rencontrée par une appellation. On parle ainsi, si l'on s'intéresse à la couleur :

- des marnes vertes,
- des marnes bleues,
- des marnes rouges,
- des marnes bariolées.

Si l'accent est porté sur un constituant remarquable, on parlera :

- de marnes dolomitiques,
- de marnes micacées,
- de marnes sableuses,
- de marnes glauconieuses,
- de marnes bitumineuses,
- de marnes gypseuses, etc.

Enfin, l'intérêt stratigraphique et paléontologique peut être dominant ; dans ce cas, on aura :

- des marnes à foraminifères,
- des marnes à pholadomyies,
- des marnes à spongiaires,
- des marnes à radiolaires, etc.

Les marnes apparaissent constituées de trois phases : phase carbonatée, phase sableuse et phase argileuse. Elles sont en effet réputées pour avoir souvent un comportement particulièrement gênant et dangereux parce qu'elles peuvent être à la fois très dures à l'extraction et très altérables, les blocs extraits perdant spontanément toute résistance au bout de quelque temps d'exposition aux intempéries. Les caractéristiques mécaniques sont liées à l'importance respective de chacune des phases, mais aussi à la nature minéralogique de la phase argileuse. La présence d'argiles montmorillonitiques ou encore d'argiles fibreuses induit des caractéristiques mécaniques mauvaises. Cependant, cette influence particulière des argiles peut être tempérée ou au contraire exacerbée suivant les types de textures. Si les liaisons entre carbonates sont abondantes et fortes, le matériau aura un comportement de roche. Au contraire, si les carbonates sont noyés dans une matrice argileuse, le matériau aura un comportement de sol. Pour cela, il n'est pas nécessaire que le pourcentage d'argile soit différent ; des études sur les marnes du Tertiaire parisien montrent parfaitement ces différences de comportement entre deux matériaux minéralogiquement identiques, fraction carbonatée voisine et nature des argiles semblables.

5.1.6. Les vases

On peut les considérer comme des argiles en formation. Ce sont des dépôts d'eau douce ou salée que l'on rencontre aussi bien dans les lacs, les ports, les estuaires, les bassins fluviaux

ou marins. Les vases sont essentiellement constituées de minéraux argileux variés, de matière organique, de quartz, de mica et de calcaire. Ce sont des matériaux gorgés d'eau.

Il existe plusieurs types de vases à savoir :

- vases marines : les vases marines ou de marée ; aussi connues sous les noms de tangué, vases marais, vases salines et parfois de vases rivières sont déposées par la marée à l'embouchure des rivières et des ruisseaux qui se jettent dans la mer et sur les bords peu élevés des baies et des anses. Elles se composent principalement de particules rocheuses broyées, sous forme d'un sable très fin, et de limon et d'argile en différentes proportions.
- vases de moules et de coquillage d'huitres : les vases de coquillages sont importantes en raison du carbonate de chaux qu'elles renferment.
- vases d'étangs, de lacs et de rivières : ces catégories de vases sont généralement formées par le dépôt des fines substances portées par les eaux des rivières et des ruisseaux. Ce sédiment, qui se compose surtout de particules rocheuses finement broyées, contient souvent une quantité considérable de débris organiques, aussi ces vases sont généralement plus riches en matières organiques que les vases de marées ou d'eau salée.

5.1.7. Les tourbes

Les tourbes se présentent comme un matériau de texture fibreuse qui provient de la décomposition de certains végétaux à l'abri de l'air et en milieux aqueux sur un intervalle de temps compris entre 1 000 et 7 000 ans. Elles se forment dans le fond des vallées humides et les dépressions marécageuses. Elles peuvent contenir des éléments détritiques : Sables, graviers, vases. Elles contiennent une très forte proportion d'eau.

Il existe plusieurs types de la tourbe à savoir :

- la tourbe blonde : qui provient de la transformation des sphaignes. Elle est riche en fibre de cellulose et en carbone. Sa texture est fibreuse. Ses autres traits essentiels sont sa faible densité, sa forte teneur en eau et sa faible teneur en cendre minérale car elle est souvent jeune (2 000 ans).
- la tourbe brune : qui provient de la transformation de débris végétaux ligneux (arbres) et d'éricacées. Elle est composée de fibres mélangées à des éléments plus fins, provenant d'une dégradation plus poussée des végétaux, lui donnant une texture mésique. Elle est plus âgée (5 000 ans) que la précédente.
- la tourbe noire : qui provient de la transformation des cypéracées. Elle est riche en particules minérales et organiques fines. Sa texture est saprique, c'est-à-dire que la tourbe est plastique et moins fibreuse. Visuellement, la tourbe noire se distingue facilement de la tourbe blonde par sa couleur foncée. Une tourbe blonde très ancienne tend à se rapprocher, par certains caractères, de la tourbe noire.

5.2. Différents types de roches [4]

Les roches sont des agrégats polycristallins, associant des minéraux divers. Une roche est dite monominérale lorsqu'elle est composée à plus de 96 % du même minéral. En général, les roches sont constituées de quelques minéraux principaux et de plusieurs minéraux dits accessoires, en petites quantités parfois localisées (impuretés).

La très grande variété des minéraux et de leurs proportions au sein des roches et la nécessité d'avoir le plus souvent recours au microscope pour les distinguer font qu'il est peu commode d'utiliser la composition minéralogique comme critère de classification simple des roches.

Il est plus simple de classer les roches d'après leur origine que d'après leur composition minéralogique c'est donc une classification géologique des roches, c'est-à-dire « génétique » qu'il faut préconiser mais en la simplifiant largement en une série de familles et de sous-ensembles pétrographiques principaux : neuf, par exemple, dans le cas de la classification des roches recommandée par l'AFTES (Association française des travaux et de l'espace souterrains) que nous présentons au tableau suivant.

Les noms en italiques sont les équivalents volcaniques des précédents d'après l'AFTES (2003).

Roches magmatiques	Famille des granites	Granite, granodiorite, syénite, microgranite rhyolite, rhyodacite, trachyte, etc.
	Famille des diorites	Diorite, diorite quartzique, microdiorite, andésite, dacite, trachy-andésite, etc.
	Famille des basaltes et gabbros	Gabbro, dolérite, serpentinite, péridotite, basalte, pouzzolane, etc.
Roches métamorphiques	Roches métamorphiques massives	Gneiss, amphibolite, cornéenne, quartzite, marbre, leptynite, etc.
	Roches métamorphiques schisteuses	Schiste, micaschiste, ardoise, calcschiste, etc.
Roches sédimentaires	Roches carbonatées	Calcaire, craie, dolomie, cagneule, travertin, marne, etc.
	Roches détritiques	Grés, arkose, argilite, pélite, conglomérat, etc.
	Roches salines	Sel gemme, gypse, anhydrite, potasse, etc.
	Roches carbonées	Charbon, lignite, etc.

Tableau 2 : Dénominations recommandées des roches et des principales familles pétrographiques.

6. SYSTEMES DE CLASSIFICATIONS DES SOLS [5]

Les systèmes de classification des sols sont ont pour but de ranger les sols en familles présentant les mêmes caractéristiques géotechniques ou des caractéristiques très voisines. Ils permettent donc de grouper les très nombreux échantillons recueillis au cours d'une campagne de sondages et d'établir des coupes géotechniques du terrain. Ces coupes sont précieuses pour l'ingénieur. Elles viennent compléter les données de la géologie, qui n'entraînent pas celles de la géotechnique : des sols de même origine géologique peuvent avoir des propriétés géotechniques très différentes, et réciproquement.

Il existe de très nombreux systèmes de classification des sols, parmi elles on peut citer :

- les classifications élémentaires qui se réfèrent uniquement à la granularité du sol (triangulaire) ou aux seuils granulométriques (dimensions des particules).
- Classification LCPC/USCS (on utilise simultanément la granularité et la plasticité du sol).
- Classification GTR et ASHTOO (pour les terrassements routiers).

6.1. Classification élémentaire

6.1.1. Classification basée sur la granulométrie

Les courbes granulométriques couvrent de large variation des dimensions des particules des sols. Les sols peuvent être classés selon les différentes parties de l'échelle des dimensions des particules appelés « classes granulaires ». Ces intervalles ont des noms différents selon les classifications et les pays. Le tableau ci-dessous compare trois de ces classifications. La classification de la Société Internationale de Mécanique des sols et des Travaux de Fondations (SIMSTF, 1977), utilisée par les normes Britanniques et Allemandes et dans certaines normes Américaines, est progressivement adoptée par de nombreux pays.

SIMSTF (1977)		France (traditionnelle)	
Dimensions	Nom	Dimensions	Nom
> 200 mm	Blocs	> 200 mm	Blocs
60 à 200 mm	Galets, cailloux	20 à 200 mm	Galets, cailloux
20 à 60 mm	Gravier grossier	2 à 20 mm	Gravier
6 à 20 mm	Gravier moyen		
2 à 6 mm	Gravier fin		
0,6 à 2 mm	Sable grossier	0,2 à 2 mm	Sable grossier
0,2 à 0,6 mm	Sable moyen	20 à 200 µm	Sable fin
0,06 à 0,2 mm	Sable fin		
20 à 60 µm	Limon grossier	2 à 20 µm	Limon
6 à 20 µm	Limon moyen		
2 à 6 µm	Limon fin		
< 2 µm	Argile	< 2 µm	Argile

Tableau 3 : Dénomination des fractions granulaires des particules de sols.

6.1.2. Classification triangulaire

Les diagrammes triangulaires sont bien adaptés à la représentation de la composition des sols et ont servi de base à certaines classifications. La figure ci-dessous montre un diagramme de classification des sols formé de particules de dimension argileuse (< 2 µm). De particules de dimension limoneuse (2 µm à 20 µm) et de particules de dimension sableuse (> 20µm). Les pourcentages sont ceux de la masse des particules. Cette classification est utilisée notamment en pédologie.

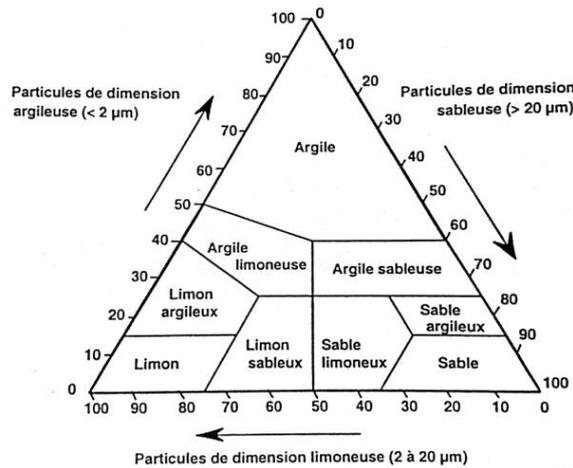


Figure 13 : Classification triangulaire des sols (réf).

La lecture de ces diagrammes s’effectue comme indiqué sur la figure ci-dessous. Le point P décrit la somme de : 40% d’argile ; 40% de sable ; 20% de limon.

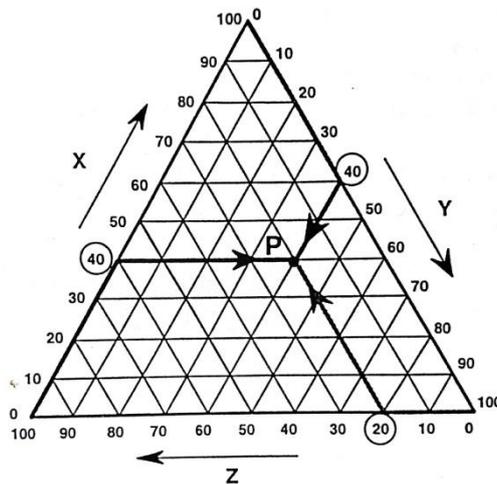


Figure 14 : Principe de lecture d'un diagramme triangulaire.

6.2. Classification USCS/LCPC [6]

La classification LPC (1965) utilise les résultats d’essais classiques d’identification des sols :

- des critères granulométriques: les pourcentages de gravier, sable et particules fines (tamisât à 2 mm et 0,08 mm); la forme de la courbe granulométrique: coefficient d’uniformité Cu, coefficient de courbure Cc.

- les caractéristiques de plasticité w_L et I_P , et la ligne A d'équation $I_P = 0,73 (w_L - 20)$ (diagramme de plasticité).
- la teneur en matières organiques.

La classification débouche sur 15 sols types, affectés chacun d'un symbole à deux lettres. La figure donne la classification des sols fins et le tableau la classification des sols grenus. La classification LPC/USCS présente l'avantage d'être d'un maniement relativement simple et d'être utilisée dans de nombreux pays autres que la France.

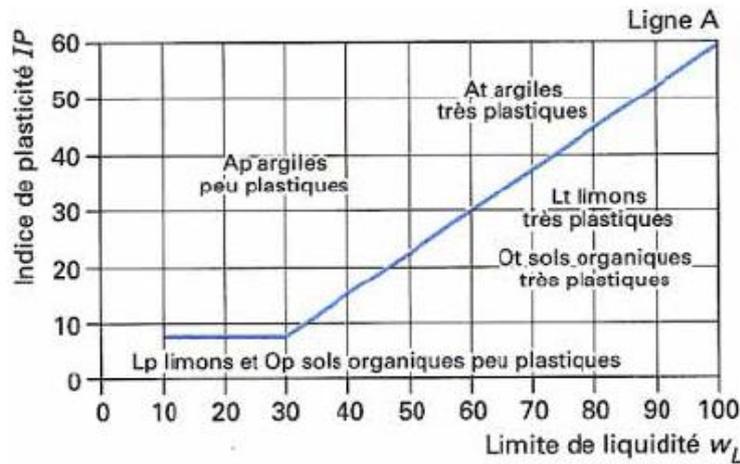


Figure 15 : Classification des sols fins selon le système USCS/LCPC.

Définitions		Symbole LPC (USCS)	Conditions	Appellations
Graves	Plus de 50 % des éléments > 0,08 mm ont un diamètre > 2 mm	Gb (GW)	$C_U = D_{60}/D_{10} > 4$ et $1 < C_Z = (D_{30})^2/D_{10}D_{60} < 3$	Grave propre bien graduée
		Gm (GP)	Une des conditions de Gb n'est pas satisfaite	Grave propre mal graduée
		GL (GM)	Limites d'Atterberg au-dessous de la ligne A (figure 14)	Grave limoneuse
		GA (GC)	Limites d'Atterberg au-dessus de la ligne A (figure 14)	Grave argileuse
Sable	Plus de 50 % des éléments > 0,08 mm ont un diamètre < 2 mm	Sb (SW)	$C_U = D_{60}/D_{10} > 6$ et $1 < C_Z = (D_{30})^2/D_{10}D_{60} < 3$	Sable propre bien gradué
		Sm (SP)	Une des conditions de Sb n'est pas satisfaite	Sable propre mal gradué
		SL (SM)	Limites d'Atterberg au-dessous de la ligne A (figure 14)	Sable limoneux
		SA (SC)	Limites d'Atterberg au-dessus de la ligne A (figure 14)	Sable argileux

Lorsque la teneur en particules fines (< 0,08 mm) est comprise entre 5 et 12 %, on utilise un double symbole. Par exemple : Sb-SL.

Tableau 4 : Classification des sols grenus (USCS/LCPC).

La classification peut également s'effectuer à partir de l'observation visuelle du sol et de tests simples de chantier. Mais il faut une grande expérience pour appliquer correctement cette méthode de classification de chantier.

6.3. Classification GTR

Une classification particulière des sols est utilisée en France pour les travaux de terrassements routiers. Cette classification, dite classification GTR, définit des classes de sols corrélées avec l'aptitude au compactage des matériaux en fonction des conditions de chantiers et leur comportement mécanique ultérieur. Elle tient compte des mêmes caractéristiques de base que

la classification LPC/USCS, mais elle est beaucoup plus précise pour les particules argileuses, qui ont une grande influence sur la conduite des terrassements, et tient compte de l'altérabilité des matériaux au cours du temps. Les principes généraux de cette classification sont présentés sur les figures ci-dessous.

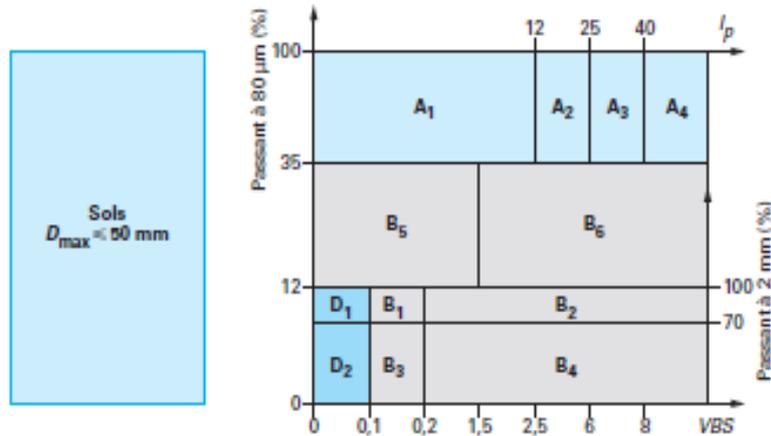


Figure 16 : Classification GTR des sols avec $D_{max} < 50$ mm.

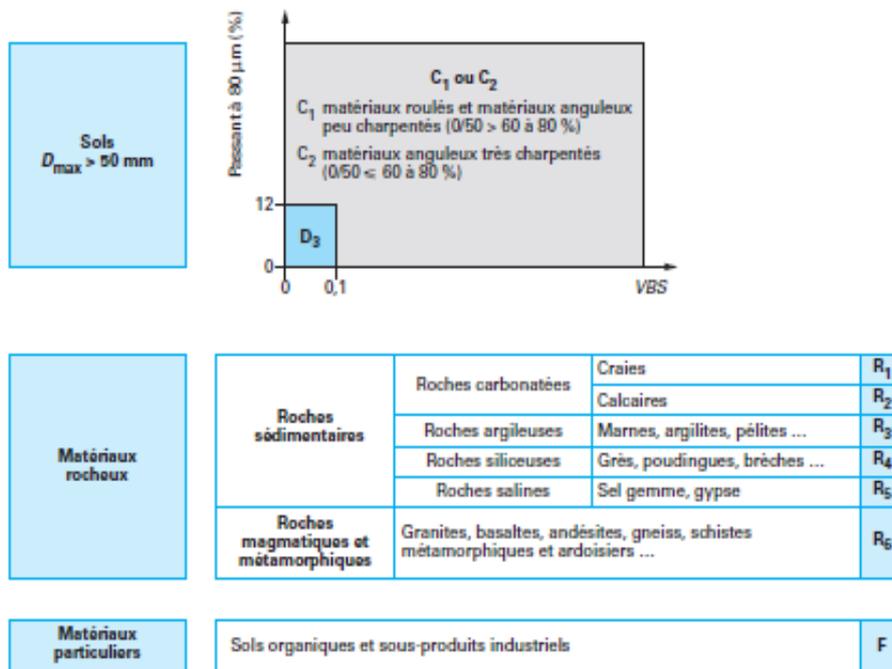


Figure 17 : Classification GTR des matériaux avec $D_{max} > 50$ mm, matériaux rocheux et particuliers.

6.4. Classification AASHTO [7]

La classification AASHTO (Américain Association of States Highway and Transportation Official) est une version plus élaborée de la classification de Terzaghi (1929). Elle trouve son application essentiellement en géotechnique routière.

Le tableau suivant indique les fractions de sol reconnues par l'AASHTO. Bien que les blocs doivent être exclus des échantillons à classer, il faut néanmoins noter leur pourcentage

relatif. Les particules fines sont siliceuses si la valeur de I_p est inférieure à 10, et argileuses si elle est supérieure à 10.

Fraction de sol	Echelle de grandeur
Bloc	Plus de 75 mm
Gravier	De 75 mm à 2.0 mm (tamis n°10)
Sable grossier	De 2.0 mm (tamis n°40) à 0.425 mm (tamis n°40)
Sable fin	De 0.425 mm (tamis n°40) à 0.075 mm (tamis n°200)
Silt et/ou argile	Moins de 0.0075 mm (tamis n°200)

Tableau 5 : Définition du gravier, du sable, du silt et de l'argile selon le système de l'AASHTO.

Dans le système de classification de l'AASHTO, on trouve huit groupes de sol (A-1 à A-8) et quelque sous-groupe. Les seuls essais qu'il est nécessaire d'effectuer sont l'analyse granulométrique et les essais de limites de consistance. Le tableau ci-dessous fourni la classification de l'AASHTO utilisée de nos jours.

Les sols grenus sont classés dans catégories A-1 à A-3 de la catégorie A-1 sont bien étalés alors que ceux de la catégorie A-3 sont des sables propres et à granulométrie uniforme. Quant à ceux de la catégorie A-2, ils contiennent un pourcentage significatif de particules fines (jusqu'à 35 % de particules passant le tamis n° 200). Dans les catégories A-4 à A-7, On trouve des limons et des argiles ; leur classification repose sur les limites d'Atterberg. Les zones contenant les valeurs de w_L et de I_p propose à chacun des groupes A-4 à A-7 et des sous-groupes de A-2. On classe généralement les sols fortement organiques (les tourbes, par exemple) dans le groupe A-8. Comme dans système USCS, les sols A-8 sont classés d'après un examen visuel.

General Classification Group Classification	Granular Materials (35% or Less Passing 0.075 mm)			Silt-Clay Materials (More than 35% Passing 0.075 mm)			
	A-1	A-3 ^a	A-2	A-4	A-5	A-6	A-7
Sieve analysis, percent passing:							
2.00 mm (No. 10)	—	—	—	—	—	—	—
0.425 mm (No. 40)	50 max.	51 min.	—	—	—	—	—
0.075 mm (No. 200)	25 max.	10 max.	35 max.	36 min.	36 min.	36 min.	36 min.
Characteristics of fraction passing							
0.425 mm (No. 40)							
Liquid limit	—	—	—	40 max.	41 min.	40 max.	41 min.
Plasticity index	6 max.	N.P.	<i>b</i>	10 max.	10 max.	11 min.	11 min.
General rating as subgrade	Excellent to good			Fair to poor			

Tableau 6 : Tableau de classification AASHTO.

7. TRAITEMENT DES SOLS EN PROJET ROUTIER [3]

7.1. Différents produits de traitement

7.1.1. Produits conventionnels

Les ajouts les plus utilisés pour la stabilisation des sols sont la chaux aérienne, les ciments, le mélange ciment/chaux et liants hydrauliques routiers.

7.1.1.1. Chaux aériennes

C'est un produit dérivé du calcaire ($\text{CO}_3 \text{Ca}$), il est obtenu par sa décarbonatation du à une température d'environ 900°C suivant la réaction : $\text{CO}_3 \text{Ca} + 50 \text{ kcal} \rightarrow \text{CaO} + \text{CO}_2$

Cette réaction est réversible. La chaux calcique produite peut, après hydratation par l'humidité ambiante, se recarbonater lentement sous l'effet du dioxyde de carbone CO_2 présent dans l'atmosphère. Une prise s'effectue à l'air, d'où le terme de « **chaux aérienne** » se distinguant de la « **chaux hydraulique** ».

Les chaux aériennes existent sous quatre (4) formes : **chaux vive**, **chaux éteinte**, **lait de chaux** et la **chaux vive lourde**. Chacune d'entre elles développent avec les sols des interactions spécifiques.

A) Chaux vive

C'est la forme la plus utilisée dans le traitement des matériaux. Les spécifications relatives aux chaux vives utilisables pour le traitement des sols, retenues dans la norme NF P 98-101, sont les suivantes : teneur en CaO libre global : $\geq 80 \%$; teneur en MgO : $\leq 8 \%$; passant à 0,08 mm : $\geq 50 \%$; passant à 0,2 mm : $\geq 80 \%$; passant à 2 mm : 100%.

B) Chaux éteinte

Elle est fabriquée par hydratation de la chaux vive dans un hydrateur en la mélangeant avec une quantité d'eau exactement calculée de manière à avoir un produit sec. Son action est limitée à la neutralisation des argiles et à la correction de la granulométrie. Elle ne diminue pratiquement pas la teneur en eau des sols. Elle est donc utilisée pour le traitement de matériaux à faible teneur en eau, des matériaux argileux secs par exemple, notamment dans les domaines agricoles. Son coût est élevé. Les spécifications relatives aux chaux éteintes utilisables pour le traitement des sols, retenues dans la norme NF P 98-101, sont les suivantes : teneur en CaO libre global : $\geq 50 \%$; teneur en MgO : $\leq 6 \%$; passant à 0,08 mm : $\geq 90 \%$; teneur en eau libre : $\leq 2 \%$.

C) Lait de chaux

C'est une forme plus concentrée et plus liquide et sa prise est très lente. Elle est utilisée dans des cas spécifique de traitement de matériaux secs, uniquement pour la réalisation de remblais. Cette forme assure une meilleure diffusion, notamment dans les roches argileuses. Les laits de chaux sont peu utilisés. Ils le sont beaucoup plus dans les pays arides [notamment aux États-Unis (Texas par exemple)].

D) Chaux vive lourde

Cette forme est non citée dans le GTS, la chaux vive est alourdie par addition d'huile de colza. Cette chaux est moins volatile et, par conséquent, son emploi permet de réduire les émissions de poussières. Son utilisation est préconisée dans certaines zones de projets incluant des dispositions particulières de protection de l'environnement.

7.1.1.2. Ciments

On utilise uniquement les « *ciments courants* » (norme NF P 15-301) dans l'application au traitement des sols. Il est probable, toutefois, que d'autres ciments (ciment à maçonner, ciment naturel, chaux hydrauliques naturelle et artificielle, etc.) soient techniquement également utilisables, mais les conditions économiques dans lesquelles ils sont fabriqués n'ont pas encore permis d'envisager leur emploi à une échelle significative. Les différents types de ciments courants sont caractérisés et désignés suivant la norme, on distingue cinq types de ciments courants:

- CEM I Ciment Portland.
- CEM II Ciment Portland composé.
- CEM III Ciment de haut-fourneau.
- CEM IV Ciment pouzzolanique.
- CEM V Ciment composé.

7.1.1.3. Liants hydrauliques routiers (LHR)

Les liants hydrauliques routiers se sont développés à partir des années 1980 pour une utilisation en traitement des sols en place ou en centrale, pour la confection de matériaux d'assises de chaussées et pour le retraitement en place à froid des anciennes chaussées. Ce sont des liants composites obtenus par mélange et/ou broyage de clinker ou de coproduits de l'industrie (laitiers, pouzzolanes, cendres volantes, chaux, schistes calcinés fillers calcaires, etc.).

Ce qui différencie un liant hydraulique à un ciment est sa teneur en clinker qui est généralement faible ou nulle et sa cinétique de prise et de durcissement qui peut être lente, propriété très recherchée dans les travaux routiers pour des raisons de délai de maniabilité minimal des matériaux. Ces liants présentent des avantages techniques et économiques :

- ils peuvent être formulés ce qui permet d'optimiser leur usage afin de donner les meilleurs résultats pour les opérations de terrassements (délai de maniabilité et performances mécaniques).
- d'une manière générale, leurs prix se situent légèrement en-dessous des prix des ciments car des sous-produits d'industries pas chères rentrent dans leur composition.

Il existe une large gamme de produits de LHR utilisés pour le traitement des sols et des assises de chaussée. Ces produits sont fabriqués par les sociétés cimentaires et peuvent être regroupés par famille : LHR à durcissement normal ; LHR à durcissement rapide ; LHR à portance immédiate ; LHR à faible émission de poussière.

Les recherches développent continuellement de nouveaux produits de LHR afin de mettre au point une gamme de plus en plus étendue de liants de composition variée pour traiter les différents types de sols.

7.1.2. Produits non conventionnels

De très nombreux produits non traditionnels ont été utilisés en traitement de sols. Certains, du fait des faibles quantités disponibles, de leur dangerosité, de leur coût, n'ont fait l'objet que d'études restreintes. D'autres produits de traitement, au contraire, ont été plus largement étudiés et ont fait l'objet d'utilisations in situ et de développements au cours des dernières années.

7.1.2.1. Laitier de haut fourneau (LHF)

Le laitier de haut fourneau, coproduit de l'élaboration de la fonte, est constitué par la partie non ferreuse du minerai (la gangue), la cendre du coke et le fondant. Un refroidissement rapide, comme la granulation, confère au laitier des propriétés hydrauliques. Il ne réagit pas à l'eau, au contraire du ciment, mais peut induire des réactions pouzzolaniques s'il est utilisé en combinaison avec un autre liant afin d'être activé.

On distingue deux sortes de laitiers par le processus et la vitesse de refroidissement, laitiers cristallisés et laitiers vitrifiés. Le laitier vitrifié obtenu par un refroidissement brutal à l'eau, lui confère une structure vitreuse. Cela lui permet de développer des propriétés hydrauliques. Ce laitier refroidi à l'eau est appelé « laitier granulé ».

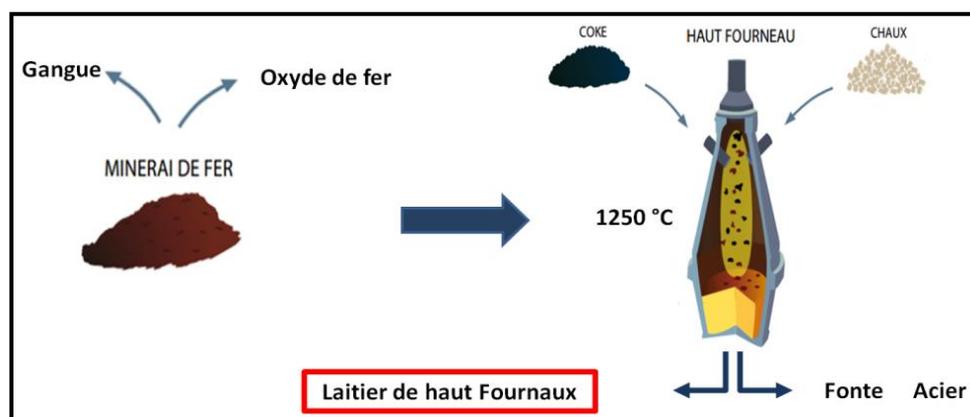


Figure 18 : Obtention de laitier de haut Fournaux.

Le laitier est essentiellement composé des quatre oxydes CaO , MgO , Al_2O_3 , SiO_2 dont des proportions varient selon les valeurs indiquées dans le tableau suivant, qui correspondent à la composition moyenne des laitiers.

Composition	Laitier	Clinker
CaO	28-46	60-70
SiO₂	31-36	19-25
Al₂O₃	9-18	2-9
MgO	4-10	0-3
Na₂O+k₂O	0,5-2	1-1,5

Tableau 7 : Composition chimique de laitier de haut Fournaux.

Grâce à sa propriété hydraulique latente, le laitier vitrifié (granulé) est susceptible de donner par activation basique, des produits d'hydratation stables. En effet, le laitier granulé, contrairement au ciment qui s'hydrate par simple addition d'eau, ne peut réagir avec l'eau que grâce à l'intervention des sulfates ou des bases fortes telles que les hydroxydes de sodium, de potassium, de calcium, ou d'autres produits. Ce phénomène est appelé "activation".

On caractérise l'activation par le mode d'action chimique qu'elle met en œuvre. L'activant peut jouer le rôle de catalyseur ou de réactif: l'activant catalyseur active la réaction de dissolution/précipitation et n'entre pas dans la structure de l'hydrate, tandis que l'activant réactif active la réaction de dissolution/précipitation, et est consommé lors de la réaction d'hydratation et rentre donc dans la structure de l'hydrate.

Il existe trois modes d'activation :

- L'activation alcaline par la soude ou la chaux.
- L'activation sulfatique par les sulfates.
- L'activation sulfato-calcique.

De nos jours les laitiers ont une large utilisation, ils entrent dans la composition de nombreux types de ciment (CHF, CLX, CLK...etc.) ou bien dans la formulation des liants hydrauliques routiers, plusieurs études sont intéressés à améliorer l'activité des laitiers par la combinaison d'autres produits.

- Laitiers + Chaux.
- Laitiers + Ciment.
- Laitiers + Magnésium.
- Laitiers + Dolomie.
- Laitiers + Carbure de calcium.
- Laitiers + Phosphogypse.

Les liants formulés à base de LHF possèdent plusieurs avantages, ils gardent leurs résistances dans les milieux agressifs comme ils peuvent limiter efficacement le gonflement induit par des substances gonflantes se forment après un traitement du sol par le ciment à cause du sulfate existant dans sa composition et se forme aussi après la réaction entre le sulfate présent dans l'argile et la chaux mais sa formation de ces substance est très limité dans le cas de traitement par les LHF.

7.1.2.2. Coquille d'œuf

La coquille d'œuf est un biominéral naturel composé d'un réseau de fibres protéiques associé à des cristaux de carbonate de calcium (96% du poids de la coquille) de carbonate de magnésium (1%) et de phosphate de calcium (1%), ainsi que de les substances organiques et l'eau. Le carbonate de calcium (CaCO_3), le constituant majeur de la coquille, est un cristal amorphe qui se produit naturellement sous forme de calcite (cristal hexagonal). En 2008, la production mondiale d'œufs est près de 62 millions de tonnes, la Chine étant le leader avec 37,6%. La production avicole aussi entraîne des déchets de la coquille d'œuf avec des quantités considérables et considérées comme n'ayant aucune valeur économique. La coque

représente environ 11% du poids total des œufs, donc les déchets générés peuvent être estimé à environ 6,82 millions de tonnes par an dans le monde.



Figure 19 : Déchet de coquille d'œuf.

Les coquilles d'œufs ont largement été utilisées comme catalyseur efficace dans la conversion de l'huile de soja et alcool méthylique dans la production de biodiesel. En analysant différentes conditions de processus, a conclu que CaO était la phase active de la coquille d'œuf dérivée.

L'utilisation de la coquille comme source alternative de CaCO_3 (carbonate de calcium) peuvent réduire l'impact sur les réserves naturelles de calcaire, une source naturelle non renouvelable a effectué une étude comparative entre l'effet de chaux et la poudre d'œuf sur le gonflement d'une argile, la quantité de chaux était remplacée partiellement par la poudre d'œuf, il a trouvé que la chaux reste la plus efficace mais la poudre a réussi à réduire le gonflement et augmenter la résistance au cisaillement.

7.1.2.3. Sable de dune broyé

Le sable broyé est une poudre, de diamètre moyen entre 10 et 15 μm , issue de broyage d'un sable très riche en silice ($\text{SiO}_2 > 98\%$) généralement utilisé dans la verrerie. La méthode la plus connue de production de poudre de silice est le broyage à sec dans des broyeurs à galet ou boulet d'alumine. Il est employé principalement dans la formulation des Bétons ultra haute performance. L'utilisation de sable de dune qui contient de forte teneur en silice serait donc comme une proposition pour l'amélioration des sols.



Figure 20 : Sable de dune.

7.1.2.4. Pouzzolane naturelle

Les pouzzolanes naturelles sont des roches constituées par des projections volcaniques possédant une texture scoriacée et alvéolaire. Leur formation peut résulter de l'expansion

rapide d'un magma en surface accompagnée d'un dégazage ou d'une interaction entre le magma et de l'eau.



Figure 21 : Pouzzolane naturelle.

On les distingue des basaltes qui ont un aspect massif alors que les matériaux pouzzolaniques sont poreux, leur refroidissement rapide assimilé à une trempe provoque la présence d'une phase amorphe. Les pouzzolanes naturelles sont souvent utilisées dans la fabrication du ciment.

Les pouzzolanes naturelles sont souvent utilisées dans la fabrication du ciment a élaboré un liant hydraulique à base de pouzzolane naturelle combiné avec de la chaux et du gypse, les performances de ce liant ont été testé sur des mortiers et utilisé aussi comme un produit de traitement sur une argile, les résultats trouvés sont très satisfaisants a arrivé à améliorer la résistance d'une argile par l'incorporation de la pouzzolane naturelle de Beni Saf activé par la chaux.

7.1.2.5. Dolomie

La dolomie est un minéral double de carbonates de calcium et de magnésium (CaCO_3 , MgCO_3), elle est formée par imprégnation des roches calciques par des eaux très salines riches en magnésium à l'état naturel. La dolomie est associée à des impuretés, dont les principaux sont : SiO_2 , Al_2O_3 , Fe_2O_3 . Elle est considérée réfractaire si elle contient au minimum 20% de MgO avec un taux d'impuretés $\leq 2.5\%$, et elle d'aucune utilité industrielle si ce taux est $\geq 7\%$ [H. Bounib 2013]. La décomposition solide de la dolomie se produise selon la réaction suivante : $\text{CaMg}(\text{CO}_3)_2 \rightarrow \text{CaO} + \text{MgO} + 2\text{CO}_2$



Figure 22 : Dolomie (CEVITAL).

Cette réaction est complète pour une température comprise entre 600°C et 800°C a vu que la dolomie calciné a une plage de températures qui s'étale de 800°C jusqu'à 1000°C peut être

un activant potentiel pour les laitiers de haut fourneau. L'efficacité de ce nouveau produit a été testée sur une argile et un sable limoneux, les résultats ont été très encourageants.

7.1.2.6. Poudre de marbre calciné

Le marbre est une roche métamorphique dérivée du calcaire, existant dans une grande diversité de coloris. Il désigne un carbonate de calcium à tissu compact ou cristallin qui réagit aux acides plus ou moins siliceux ou argileux. Le marbre en Algérie est exploité par l'entreprise nationale du marbre «ENAMARBRE». La production de la carrière de Fil Fila (Skikda) laisse des déchets qui sont recyclés comme des granulats ou d'une poudre de marbre.



Figure 23 : Obtention des dérivés de marbre (carrière El Chat-Skikda).

La valorisation des déchets de marbre était le sujet de quelques études a utilisé la poudre de marbre pour activer des cendres volantes qui sont initialement pauvres en oxyde de calcium afin d'améliorer les préférences mécaniques d'une argile de Turquie a employé un mélange de marbre et de bagasse calcinés a 1000^0 C pour la stabilisation d'un sol limoneux, le mélange était très efficace concernant l'augmentation de la résistance et la réduction de la plasticité.

7.1.2.7. Le Phosphogypse

Est un sous-produit issu de la fabrication de l'acide phosphorique lors des traitements des phosphates naturels par l'acide sulfurique, il est considéré toxique et très polluant. Produit par ASMIDAL, le traitement de 4 tonnes du phosphate naturel par 2 tonnes d'acide sulfurique engendrent 5 tonnes de Phosphogypse qu'ils sont soit rejetés en mer, soit mis en terril a cherché d'utiliser ce déchet local dans l'élaboration d'un liant hydraulique. Pour cela le Phosphogypse était un activant sulfurique pour les laitiers de haut fourneau, les résultats ont montré que ce nouveau liant procède une activité hydraulique intéressante.



Figure 24 : Phosphogypse (ASMIDAL).

7.1.2.8. Cendre de grignon d'olive

Est un sous-produit résultant de l'extraction de l'huile d'olive. Il est constitué de la chair et l'amande de noyau de l'olive. Le grignon d'olive est considéré un combustible de valeur calorifique moyenne (2950 Kcal/kg) les cendres qui se produisent de cette combustion possède une réactivité hydraulique.



Figure 25 : Grignon d'olive.

A trouvé qu'un dosage optimal 2.5% de cendres de déchets d'olive était capable d'augmenter la résistance à la compression d'une argile plastique, et au-delà de cette valeur le gonflement devient nul, mais la chute de la densité sèche influe d'une façon négatif sur la résistance à la compression.

7.2. Actions des produits de traitement

7.2.1. Actions de la chaux vive

L'incorporation de la chaux vive dans le sol provoque :

- **Actions immédiates** (produites au moment du malaxage) :
 - ✓ diminution de la teneur en eau naturelle.
 - ✓ modification des caractéristiques de la fraction argileuse du sol.
- **Actions à long terme** (poursuivies sur plusieurs mois) :
 - ✓ action pouzzolanique.
 - ✓ action de syntaxie.
- **Neutralisation de l'acidité du milieu** : Augmentation très rapidement et de manière conséquente le pH du sol jusqu'à une valeur ≥ 12 (facteur important de la prise hydraulique dans le cas de traitement mixte).

7.2.1.1. Diminution de la teneur en eau naturelle

L'abaissement de w_{nat} est dû la combinaison de trois actions à savoir :

- **l'hydratation** de la chaux vive qui se traduit par la réaction $CaO + H_2O \rightarrow Ca(OH)_2 + 64,8kJ$.

- la chaleur dégagée par cette réaction (64,8 kJ/mole) provoque *la vaporisation* d'une certaine quantité d'eau.
- la production de chaux éteinte *augmente la masse de solide* du mélange.

7.2.1.2. Modification de la fraction argileuse du matériau

La chaux vive modifie certaines caractéristiques géotechniques du matériau à savoir :

- la réduction de l'indice de plasticité (I_p) par une élévation importante de la limite de plasticité (w_p) du sol sans modification significative de sa limite de liquidité (w_L). Le comportement du sol passe brutalement de l'état plastique (déformable, collant) à l'état solide (rigide, frottant et fragile). Cela permet de faciliter le travail des engins de chantier (extraire, charger, décharger, circuler, régaler, compacter, etc.).

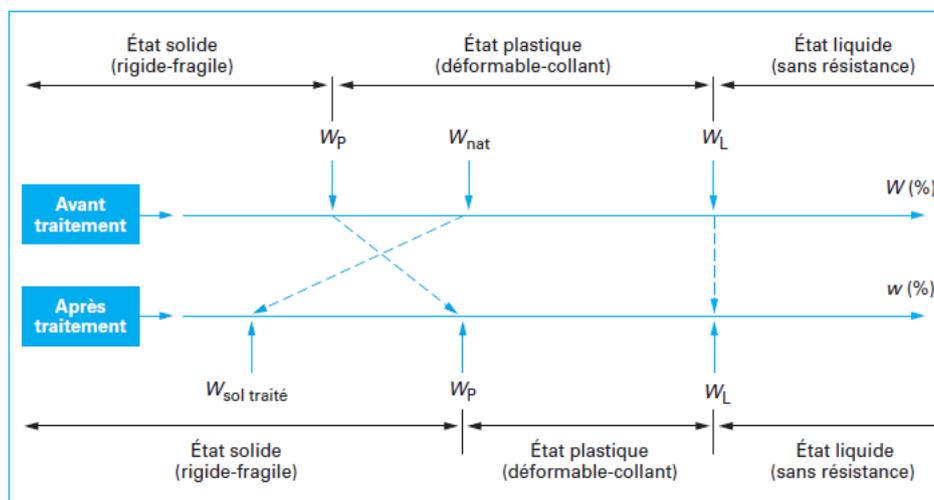


Figure 26 : Influence de traitement sur la consistance du sol [GTS 2000].

- la modification des caractéristiques de compactage du matériau traité à la chaux. Cette modification se traduit par la réduction de la valeur maximale de la masse volumique sèche maximale (ρ_d) et l'augmentation de la valeur de la teneur en eau optimale w_{OPN} (voir figure ci-dessous). Cela se traduit dans la pratique par une facilité de compactage.
- l'augmentation de la résistance au cisaillement par l'augmentation de l'indice portant immédiat (IPI) qui se traduit par un accroissement de la rigidité du matériau après traitement (voir figure ci-dessous).

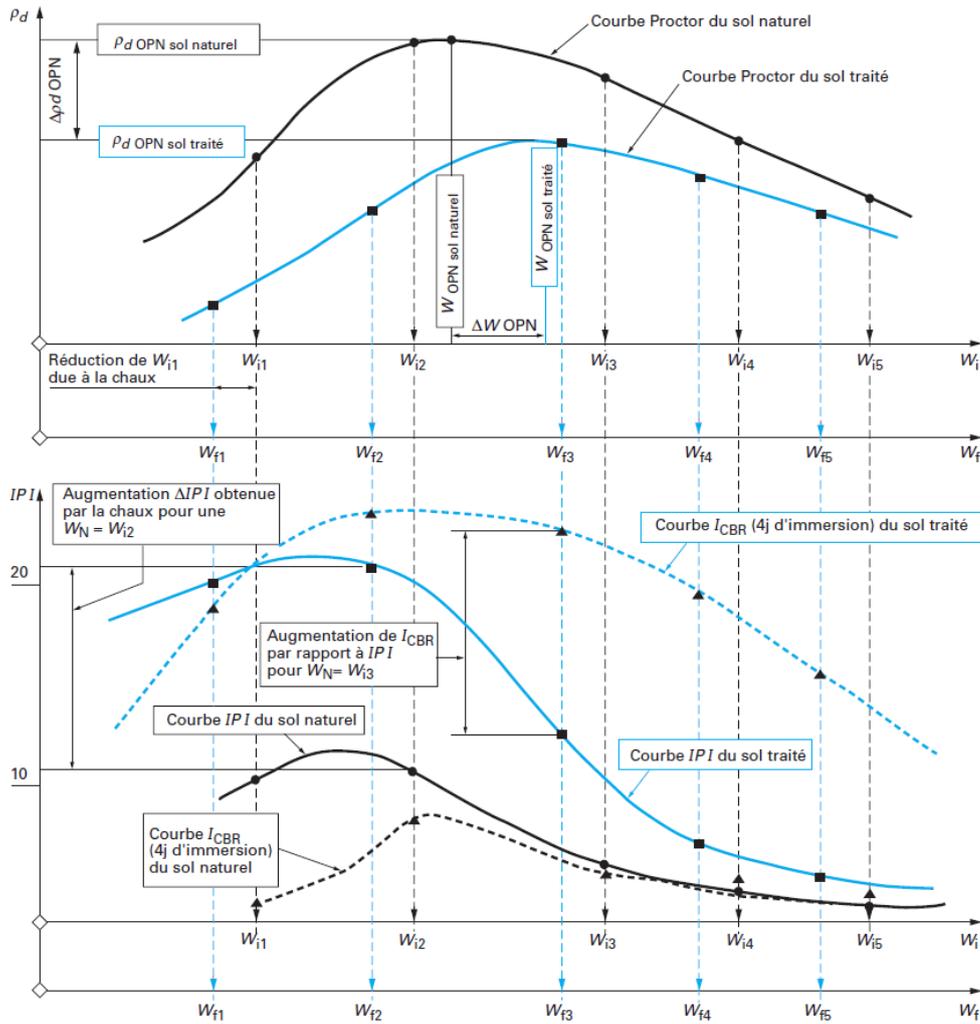


Figure 27 : Influence du traitement sur les caractéristiques de compactage et la portance du sol [GTS 2000].

7.2.1.3. Action pouzzolanique

L'action pouzzolanique se produit entre la chaux et les minéraux argileux présents dans le sol en milieu de pH élevé > 12 , lorsque leur proportion est significative (I_p mesurable ou $VBS > 0,5$). Le principe de cette action repose sur la possibilité de mise en solution de la silice, de l'alumine, des oxydes de fer présents dans les minéraux argileux sous des formes cristallisées plus ou moins altérées. Ces éléments en solution réagissent ensuite avec la chaux pour former des ferro-silico-aluminates de chaux insolubles qui précipitent et cristallisent en présence d'eau créant ainsi des liaisons de même nature que celles produites avec les liants hydrauliques.

L'action pouzzolanique améliore sensiblement les caractéristiques mécaniques des matériaux traités, notamment leur insensibilité à l'eau caractérisée par la vérification de $I_{CBR} / IPI \geq 1$. Cette action se développe, en général, très lentement (plusieurs mois, voire des années, selon les conditions climatiques locales).

Les facteurs intervenant dans le déroulement de la prise hydraulique des mélanges sol-chaux sont :

- **la température du milieu** : Les résistances atteintes au bout d'un an de conservation à 20 °C peuvent souvent être obtenues en moins de 30 jours si la température est de l'ordre de 40 °C et qu'inversement, la prise s'arrête lorsque la température descend en dessous de 5 °C.
- **la quantité et la nature de la fraction argileuse** : Plus cette quantité est élevée plus la mise en solution de la silice et de l'alumine est rapide et les cristallisations importantes (dans la mesure où les quantités de chaux et d'eau libre nécessaires sont disponibles). Pour certains sols considérés comme argileux par la valeur de I_p ou VBS, ne donnent pas naissance à des réactions pouzzolaniques c'est le cas par exemple des argiles d'origine schisteuses à forte teneur en mica.
- **l'état hydrique du sol** : La présence dans le sol d'une quantité d'eau libre suffisante est indispensable pour assurer tout d'abord l'ionisation à pH élevé du milieu nécessaire à la solubilisation, puis l'hydratation de ces composés conduisant à la cimentation des particules granulaires. L'état humide du sol avant traitement est le meilleur état pour le développement de l'action pouzzolanique du mélange sol-chaux.

7.2.1.4. Action de syntaxe

Cette action concerne uniquement la chaux et les liants hydrauliques routiers. Elle se produit avec les craies et les calcaires tendres saturés (ou proches de la saturation). Son principe peut être décrit simplement de la manière suivante :

- la chaux vive, mélangée à des granulats de matériaux calcaires poreux humides, s'hydrate en provoquant simultanément un abaissement de la teneur en eau libre des granulats et la formation de chaux éteinte,
- la chaux éteinte, ayant une surface spécifique très élevée, peut se répartir à la surface de chaque granulat, à la manière d'une sorte de « pralinage »,
- l'abaissement de teneur en eau produit par l'extinction de la chaux vive et par l'évaporation provoque la précipitation, sous forme de calcite, des carbonates présents en solution saturée dans l'eau libre du granulat. Cette calcite obture les pores des grains augmentant ainsi leur résistance.
- le maintien du milieu à un pH élevé, du fait de la chaux de pralinage en excès, garantit
- l'insolubilité des bouchons de calcite ainsi formés et donc la pérennité de la résistance des grains,
- la chaux de pralinage en se recarbonatant sous l'action du gaz carbonique forme une sorte de prise « aérienne » qui agglomère durablement les granulats dans la partie superficielle de la couche en contact avec l'atmosphère (ce dernier aspect est, cependant, négligeable dans l'application au traitement des sols pour remblai ou couche de forme).

L'action de syntaxie explique, en particulier, l'intérêt du traitement à la chaux vive des craies humides en vue de leur utilisation en remblai et en PST. Par ailleurs, comme les actions immédiates, elle ne semble pas être significativement influencée par la température du milieu.

7.2.2. Actions des liants hydrauliques (ciments et LHR)

Le rôle des liants hydrauliques est d'améliorer les caractéristiques mécaniques des mélanges de sols traités de manière pérenne. Les ciments et les liants hydrauliques routiers attribuent aux matériaux traités, en présence d'eau, une cohésion permanente (prise hydraulique) qui dépende :

- de la nature du matériau traité.
- du type de liant utilisé.
- de la quantité de liant introduite dans le mélange.
- de la quantité d'eau nécessaire à l'hydratation du liant.
- de la qualité de la mouture du matériau après traitement.
- de la compacité atteinte lors de la mise en œuvre.
- de la température du milieu et de l'âge du mélange.

On recherche principalement, à travers l'utilisation des liants hydrauliques en traitement des sols, des *actions à moyen et long terme*. Les *actions immédiates* sont plutôt *secondaires*.

7.2.2.1. Actions immédiates

Ces actions peuvent se résumés en deux points:

- Modifications de l'état hydrique : assèchement du sol traité du fait de l'ajout d'une certaine quantité de matière sèche (liant hydraulique).
- Modifications des caractéristiques de la fraction argileuse du sol : cette action est valable uniquement lorsqu'on utilise certains LHR comportant une forte proportion de chaux mais cette action reste très limitée.

7.2.2.2. Actions à moyen et long terme

La prise hydraulique donne aux matériaux traités une résistance en traction qui est prédominante dans leur comportement. Elle se développe en trois étapes, la durée de chacune d'elles dépend de la nature du liant et de la température du mélange.

Étape 1 : démarrage de la prise (phase dormante)

C'est le temps nécessaire de la mise en solution et à la précipitation sous forme de gel des silico-ferro-aluminates de calcium dans l'eau libre du sol (entre 2 et 48 h après fabrication du mélange). Ce délai, qui est appelé délai de maniabilité, est très important car il fixe la durée possible des opérations de mise en œuvre.

Étape 2 : développement de la cristallisation du gel

Elle correspond à la rigidification du mélange sous l'effet de la prise hydraulique. Elle s'étend de quelques jours comme dans le cas des ciments à forte proportion de clinker (CPA-CEM I) à quelques semaines pour les liants à prise lente comme certains LHR.

Étape 3 : période de durcissement

Elle se manifeste une fois la prise terminée (après formation de la quasi-totalité des ferro-silico-aluminates hydratés). Dans cette période, il y a une poursuite de la croissance des résistances mécaniques, sa durée peut s'échelonner, toujours suivant la nature des liants et pour les climats tempérés, entre quelques semaines et plusieurs mois.

En traitement de sol, les durées de prise et de durcissement permettent d'évaluer notamment la possibilité d'être circulé par les engins de chantier (le temps nécessaire pour solliciter mécaniquement le matériau traité).

La prise des liants hydrauliques s'arrête lorsque la température du mélange descend en dessous de 5 °C. de plus, la dépendance aux variations climatiques est moins contraignante comparativement à l'utilisation de la chaux car la cinétique de prise est beaucoup plus rapide.

8. LES ETAPES ET LES TECHNIQUES DU TRAITEMENT DES REMBLAIS [8]

8.1. Technique courante

- La technique courante est quasiment toujours réalisée par traitement en place.
- Elle consiste à épandre la masse de produit de traitement calculée pour l'épaisseur de sol malaxée prévue.
- Mélanger avec le sol avec le produit de traitement le plus souvent à l'aide de charrues (à disques ou à socs) jusqu'à obtention d'une mouture présentant de visu un aspect (teinte et mouture) homogène.
- Ensuite, suivant les cas, soit on charge et transporte le mélange à son lieu de mise en œuvre (traitement au déblai), soit on le compacte directement après malaxage (traitement au remblai).

8.2. Technique dépôt – reprise

Cette technique permet de mélanger des sols comportant des éléments blocailleux de $D_{max} > 250$ à 350 mm Elle est réservée quasi exclusivement au traitement à la chaux car incompatible avec le phénomène de prise hydraulique (rapide). Elle s'exécute de la manière suivante :

- la quantité de produit de traitement correspondant au dosage choisi, calculée pour l'épaisseur de la couche qu'il est prévu d'extraire, est épandue sur le sol.
- l'ensemble matériau + produit de traitement est chargé, transporté puis mis en dépôt provisoire.
- celui-ci est profilé et légèrement compacté pour minimiser les entrées d'eaux pluviales.
- au moment choisi (qui peut être plusieurs jours, semaines, voire plusieurs mois plus tard), le dépôt est repris, en extraction frontale, pour réaliser le remblai.

Cette technique améliore à la fois l'homogénéité du sol du déblai et la qualité du mélange sans utiliser de matériel de malaxage spécifique. Elle présente toutefois l'inconvénient d'être propice aux émissions de poussières de produit de traitement durant les opérations d'épandage et de chargement.

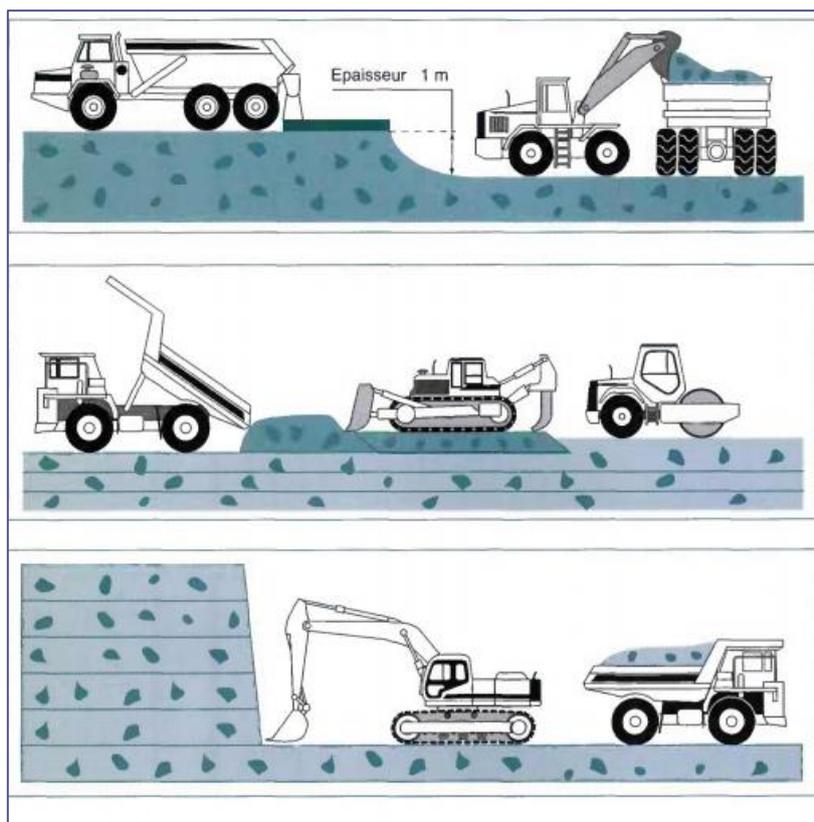


Figure 28 : Schéma de la réalisation du mélange par la technique dite du « dépôt-reprise ».

8.3. Technique de malaxage des craies humides

Cette technique concerne les craies de classes R_{12h} et R_{13h} qui présente un comportement spécifique lié à sa structure poreuse friable et saturée. Pour pouvoir réutiliser ces matériaux en remblai, il est nécessaire d'abaisser la teneur en eau de la matrice fine (0/20 mm) produite en cours des opérations de terrassement. Ceci peut être obtenu de la manière suivante :

- On réalise un traitement de la craie avec un dosage élevé de la chaux vive sur l'épaisseur permise par l'engin de malaxage utilisé (malaxeur à arbre horizontal), en recherchant au cours de cette opération une production maximale de matrice fine et un $IPI > 20$).
- Par la suite, on procède à l'extraction de la couche traitée et d'une couche de craie en place (d'une épaisseur de l'ordre du mètre), à l'aide de chargeurs ou de pelles pour éviter une trop forte déstructuration du matériau en place. L'épaisseur de la couche à extraire est ajustée en fonction de la déformabilité du comportement du matériau à la mise en remblai.

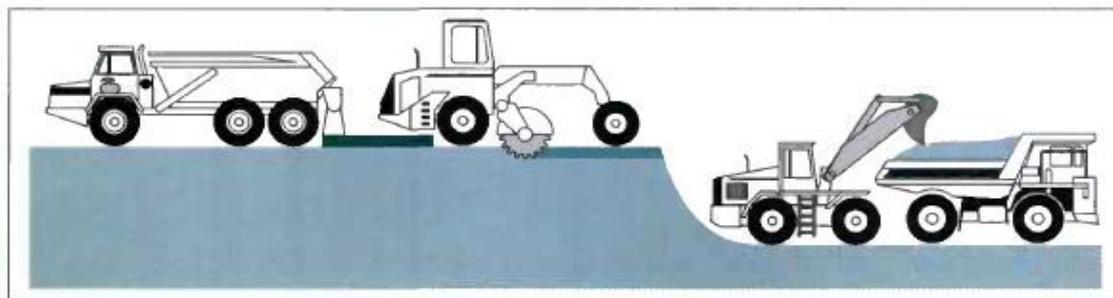


Figure 29 : Technique de traitement des craies friables trop humides.

9. CONTROLE DE QUALITE DES TRAVAUX DE TRAITEMENT [8]

Le contrôle de qualité des travaux de traitement des sols appliqué à la réutilisation en remblai des sols très humides, a pour objet de vérifier les seuils minimales et maximales des paramètres fixés pour atteindre la qualité visée, toute en garantissant un aspect économique des opérations de traitement. Après la mise en œuvre, le matériau doit respecter des caractéristiques de portance minimales et maximales. Ces valeurs de portance peuvent être exprimées :

- soit de préférence par des valeurs de module à la plaque ou à la dynaplaque mesurées sur le matériau.
- soit par des valeurs d'IPI mesurées directement in situ ou au laboratoire sur des échantillons de sol traité prélevés avant compactage.
- soit par une valeur maximale de la profondeur d'ornièrre observée sous le passage des engins de transport chargés (décapeuses, tombereaux, etc.) roulant sur le matériau.



Figure 30 : Photos de l'essai à la plaque et à la dynaplaque.



Figure 31 : Photos de l'essai IPI in situ et mesure de la profondeur d'ornièrage.

Les valeurs minimales et maximale de module à la plaque ou à la dynaplaque sont présentées dans le les tableaux suivants.

Classes de matériaux	A ₁ C ₁ A ₁ C ₂ A ₁	A ₂ B ₆ C ₁ A ₂ C ₂ A ₂ C ₁ B ₆ C ₂ B ₆ R ₃₄	A ₃ C ₁ A ₃ C ₂ A ₃	B ₂ C ₁ B ₂ C ₂ B ₂ B ₄ C ₁ B ₄ C ₂ B ₄ B ₅ C ₁ B ₅ C ₂ B ₅ R ₁₂ R ₁₃ F ₂
Valeurs minimale du module (MPa)	35	30	25	40
Valeurs maximales du module (MPa)	50	40	30	60

Tableau 8 : Valeurs minimales et maximales de module à obtenir après traitement.

Les valeurs minimales et maximales de l’IPI sont fournies dans le tableau suivant.

IPI	Classes de matériaux (selon classification GTR 92)							
	A ₁ , C ₁ A ₁ , C ₂ A ₁ (1)	A ₂ , B ₆ , C ₁ A ₂ , C ₂ A ₂ (1), C ₁ B ₆ , C ₂ B ₆ , R ₃₄	A ₃ , C ₁ A ₃ , C ₂ A ₃ (1)	B ₄ , C ₁ B ₄ , C ₂ B ₄ (1)	B ₂ , B ₅ , C ₁ B ₂ , C ₂ B ₂ (1), C ₁ B ₅ , C ₂ B ₅ (1)	R ₁₂ (2)	R ₁₃ (2)	F ₂
Valeurs au-dessous desquelles un traitement peut être envisagé (cf. GTR)	8	5	3	15	12	15	10	15
Valeurs à obtenir sur le matériau traité(3)	10 à 20	7 à 15	5 à 10	20 à 40	15 à 30	15 à 30	10 à 20	15 à 20
Valeurs au-delà desquelles le traitement peut être arrêté (ou poursuivi avec réduction du dosage)	15 à 25	10 à 20	8 à 15	30 à 50	20 à 40	25 à 35	15 à 25	25 à 30

Tableau 9 : Valeurs minimales et maximales de l’IPI.

Enfin, les valeurs de la profondeur d'ornière sont :

- Seuil *minimale* pour traitement : une valeur de l'ordre de **7 à 10 cm** (5 à 7 cm pour les PST) est retenue pour *l'ensemble des sols sensibles à l'eau*.
- Seuil *maximale* pour *éviter un surdosage* : une valeur de profondeur d'ornière de l'ordre de **1 à 3 cm**.

10. CONCLUSION

A travers ce chapitre nous avons montré les différents aspects sur le traitement des sols et en particulier les types de produits de traitement. Nous avons vu qu’il y a des produits conventionnels de traitement tel que le ciment et la chaux et non conventionnels tel que le laitier, coquille, phosphogypse, pouzzolane naturelle,...etc. Cependant, la durabilité et la longévité des ouvrages en terre réalisés avec ces traitements restent encore méconnues et elles nécessitent une étude de cas par cas afin de pouvoir juger son efficacité sur terrain. Ces aspects sont présentés dans le chapitre II.

CHAPITRE II :

Influence des cycles climatiques sur
le traitement des sols

CHAPITRE II : INFLUENCE DES CYCLES CLIMATIQUES SUR LE TRAITEMENT DES SOLS

1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre, nous présentons l'influence des cycles climatiques sur le traitement des sols. D'abord, nous faisons la lumière sur les travaux déjà réalisés dans les précédents Masters (2015 et 2017) afin de pouvoir dégager les conclusions pour notre travail. Ensuite, nous exposons le phénomène du gel-dégel et les mécanismes de dégradation des sols et en particulier les couches inférieures de chaussée. Puis, nous allons fournir une synthèse sur le phénomène d'humidification-séchage dans les sols et l'impact des sollicitations hydrique. Nous terminons ce chapitre par les méthodes de simulation des conditions hydriques au laboratoire.

2. SYNTHÈSE DES TRAVAUX DÉJÀ RÉALISÉS LORS DES PRÉCÉDENTS MASTERS

2.1. Travaux réalisés sur le sol argileux [9]

Le travail réalisé dans le Master de 2015 avait pour objectif d'étudier le comportement d'un sol argileux de la région de Guelma en vue de son réutilisation dans les remblais routiers à grande hauteur. Les prélèvements d'échantillons de sol ont été effectués dans une zone située au pôle sud. Cette zone caractérisée par une dominance des formations marno-calcaire renfermant des sols argileux aux caractéristiques géotechniques médiocres.

Une démarche expérimentale basée sur des essais de laboratoire a été mise en place. Après l'identification géotechnique du sol, des essais de performances mécaniques (essai Proctor et IPI) ont été effectués avant et après un traitement mixte chaux-ciment pour différents dosages et différentes périodes de cure afin d'observer l'évolution des caractéristiques en fonction du temps. Ces essais ont été poursuivis par des essais œdométriques et de cisaillement à la boîte afin de mieux comprendre le comportement du sol traité vis-à-vis le tassement propre du remblai et la stabilité de ses talus.

Les différentes caractéristiques physiques et mécaniques du sol argileux sont synthétisées dans le tableau suivant. D'après les résultats obtenus et selon le guide de terrassement routier, le sol est une argile peu plastique de classe A₂.

Paramètre	Valeur
Dmax (mm)	25
Passants à 80µm (%)	75
Passants à 2µm (%)	62
Limite de liquidité w_L (%)	42.2
Limite de plasticité w_P (%)	19.2
Indice de plasticité I_p (%)	23
Valeur au bleu de méthylène VBS	3.6
Densité sèche maximale ($G_{dmax\ OPN}$)	1.62
Teneur en eau optimal ($w_{max\ OPN}$)	19.6
Indice portant immédiat à l'OPN	24.6
Indice portant immédiat à la teneur en eau naturel (28%)	1.4

Tableau 10 : Caractéristiques physiques et mécaniques de sol argileux.

La chaux utilisée est une chaux vive originaire de la région d'Annaba. Le ciment utilisé est un ciment Chamil de Lafarge Algérie de type CEM II/B-M de classe de résistance 32,5 N.

Pour les essais de portance type indice portant immédiat (IPI) les moules de sols sont confectionnés avec la teneur en eau naturelle du matériau qui est égale à 28%. Quatre (4) différents dosages ont été testés à savoir :

1% de chaux + 3% de ciment.

1% de chaux + 4% de ciment.

2% de chaux + 3% de ciment.

2% de chaux + 4% de ciment.

Les moules de sol confectionnés avec ces dosages ont été l'objet de pénétration au piston pour trois (3) différents temps de cure : 24h, 3 et 8 jours.

Concernant les essais œdométrique et de cisaillement à la boîte, les moules de sol traité et naturel ont été préparés avec les paramètres de l'optimum Proctor normal (γ_{dOPN} , w_{OPN}).

Les résultats obtenus pour l'indice portant immédiat pour différents dosages après 24h, 3 jours et 8 jours de temps de cure sont présentés dans la figure suivante. Ces résultats montrent une amélioration de la portance du sol en fonction du temps de cure et avec l'augmentation des dosages du ciment et de la chaux (valeur initiale de l'IPI du sol naturel est égale à 1,4). On constate qu'après 24 heures de temps de cure seulement l'augmentation de la portance du sol est considérable (autour de 92% pour le premier dosage). Cette amélioration rapide revient à l'action immédiate de la chaux (floculation) et à la prise hydraulique du ciment. L'indice de portance a atteint une valeur égale à 44,5 pour le dernier dosage ce qui représente une amélioration de 97% par rapport à la valeur initiale de IPI obtenue pour le sol naturel. Il faut préciser que dès le premier dosage, la portance du sol a dépassé les valeurs de l'IPI au-delà desquelles le traitement peut être arrêté ou poursuivi avec réduction du dosage (entre 15 et 20 selon le guide de traitement des sols) pour ce type de sol (A_{2th}).

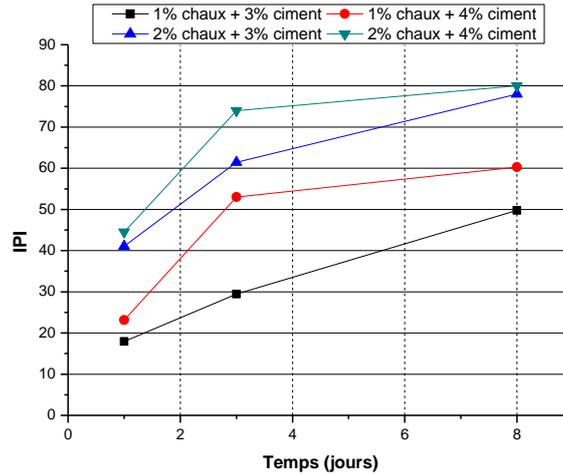


Figure 32 : Influence des dosages sur les valeurs de l'IPI en fonction du temps de cure.

Ensuite on remarque qu'après 3 jours de temps de cure l'amélioration de la portance du sol continue à s'accroître pour atteindre 74 pour 2% de chaux + 4% de ciment. Pour ce même dosage, on remarque une faible augmentation de l'IPI par rapport au dosage précédent (2% chaux + 3% ciment) pour les différents temps de cure (autour de 9% d'amélioration). Cela peut être expliqué par l'arriver à l'optimum de traitement et ce dernier ne semble avoir un faible effet sur l'amélioration de la portance du sol.

Concernant les essais oedométriques et de cisaillement à la boîte, le dosage de 2% de chaux + 3% de ciment a été choisi car il est considéré comme dosage optimal (faible amélioration de l'IPI pour le dosage 2% chaux + 4% ciment). D'après les résultats obtenus de l'essai œdométrique (figure ci-dessous), le traitement mixte chaux + ciment influe sur la courbe de compressibilité et ces caractéristiques C_c et C_s . Il a été constaté une augmentation de la pression de préconsolidation de 80%, une diminution de l'indice de compression C_c de 50%, et de gonflement C_s de 88%. Ces résultats montrent que le traitement réduit significativement les tassements dans le corps de remblai, comme il peut limiter le potentiel de gonflement de ce type de sol argileux, ce qui le favorise pour l'utilisation dans les remblais routiers.

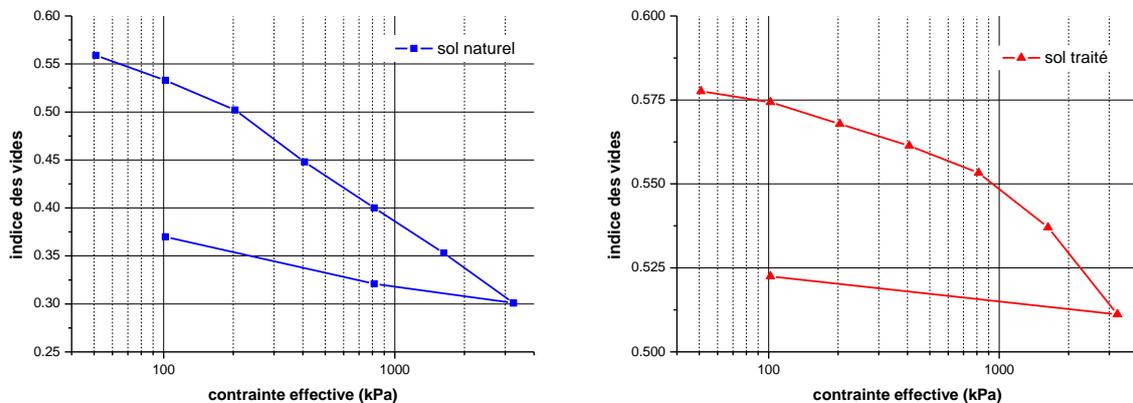


Figure 33 : Courbe de compressibilité du sol naturel et traité.

Paramètres	σ'_p (kPa)	C_c	C_s
Sol naturel	100	0,173	0,086
Sol traité	500	0,086	0,010

Tableau 11 : Paramètres de compressibilité du sol naturel et traité.

Les résultats des essais de cisaillement à la boîte de Casagrande obtenus pour le sol naturel et traité sont présentés dans les figures suivantes. Ces résultats montrent une amélioration des résistances au cisaillement du sol après traitement (autour de 20% en moyenne pour les trois contraintes normales). L'augmentation de l'angle de frottement interne de 50% et la diminution de la cohésion de 90% du sol après traitement cela montre une bonne amélioration des paramètres de cisaillement de ce sol argileux.

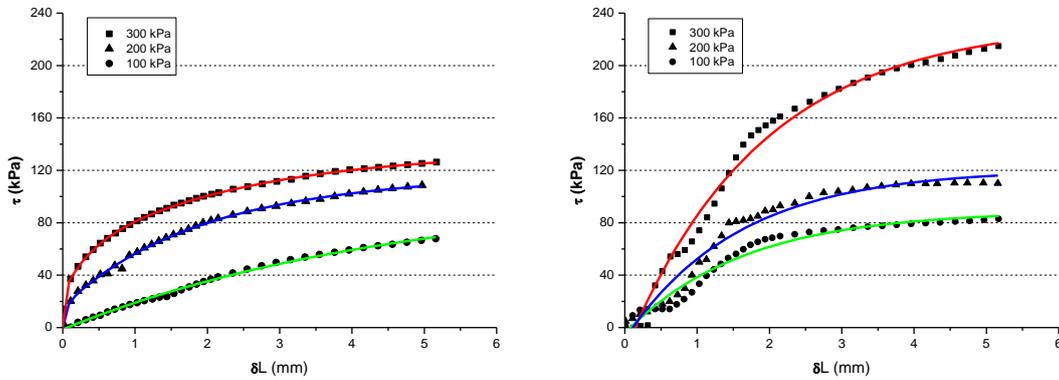


Figure 34 : Contrainte de cisaillement en fonction du déplacement (sol naturel et traité).

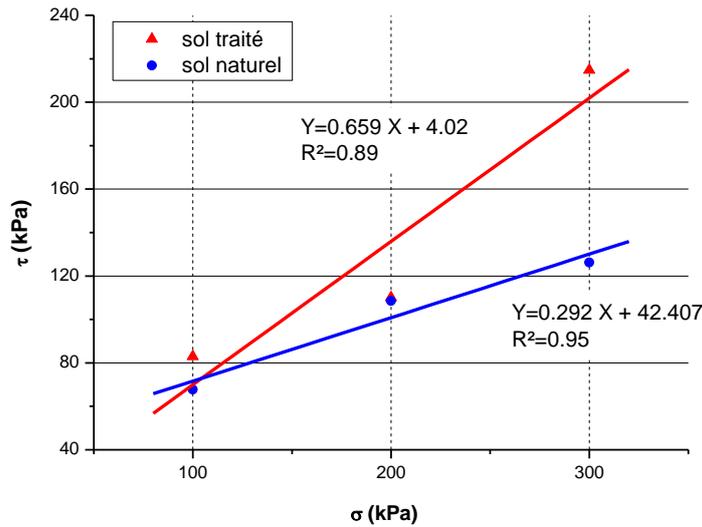


Figure 35 : Contraintes de cisaillement en fonction des contraintes normales (sol naturel et traité).

2.2. Travaux réalisés sur la marne argileuse [3]

Le Master de 2017 a été réalisé sur un autre matériau à savoir une marne argileuse prélevée dans les alentours de la commune de NECHMAYA située dans le nord de Guelma. Ce prélèvement a été réalisé sur le chantier en cours de travaux de terrassement de la nouvelle voie express (pénétrante) Guelma-Annaba. Ce matériau très peu favorable à l'utilisation dans les terrassements à l'état naturel, peut après un traitement adapté et efficace, améliorer ses caractéristique mécaniques et régler pas mal de pathologies liées à son utilisation à l'état naturel comme par exemple le gonflants, plasticité élevée, faible résistance mécanique,....

L'autre originalité de ce travail de Master est de traiter la marne avec un nouveau produit équivalent aux liants hydrauliques spécifiques routiers qui sont généralement utilisés en géotechnique routière. Il s'agit du laitier de haut fourneau broyé mélangé avec la coquille d'œuf calcinée. Les avantages de ce type de traitement sont multiples ; d'abord il contribue à sauvegarder les ressources naturelles, comme il peut donner une solution efficace pour la gestion des déchets et les co-produits industriels ainsi que les énormes dépôts des matériaux en déblai, tout en gardant un aspect technique est économique supérieure aux solutions traditionnels. L'efficacité de ce nouveau co-produit a fait l'objet d'une étude expérimentale au laboratoire afin de comprendre le comportement mécanique et géotechnique de la marne argileuse traitée avec ce co-produit (laitier + coquille) et le comparer avec le traitement classique au ciment.

Les essais effectués dans le cadre de ce Master se résument comme suit :

- Identification géotechnique de la marne naturelle.
- Proctor sur marne naturelle et traitée.
- Limites d'Atterberg sur la marne naturelle et traitée.
- Compression simple sur la marne naturelle et traitée à différents dosages.

Les principaux résultats des essais conduits en laboratoire sur la marne argileuse sont présentés ci-après. Les effets du traitement sur les différents paramètres de comportement de la marne sont présentés et discutés. Ils ont été regroupés dans trois aspects :

- Effet du traitement sur les caractéristiques de la courbe Proctor normal ce qui permet de comprendre le comportement au compactage de la marne traitée.
- Effet du traitement sur la modification des paramètres de plasticité de la marne ce qui permet de comprendre le comportement à l'ouvrabilité de la marne traitée (limites d'Atterberg).
- Effet du traitement sur la résistance à la compression simple de la marne et donc sur la modification de la portance de la marne traitée.

Les essais Proctor en permis de mettre en évidence l'évolution de la teneur en eau optimale et du poids volumique sec maximal en fonction des différents dosages pour les deux produits de traitement (figures ci-dessous).

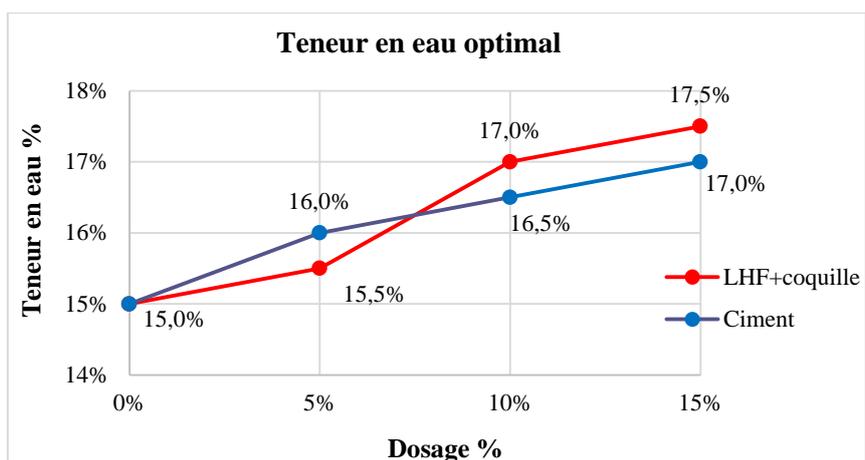


Figure 36 : La variation des teneurs en eau optimales en fonction des dosages.

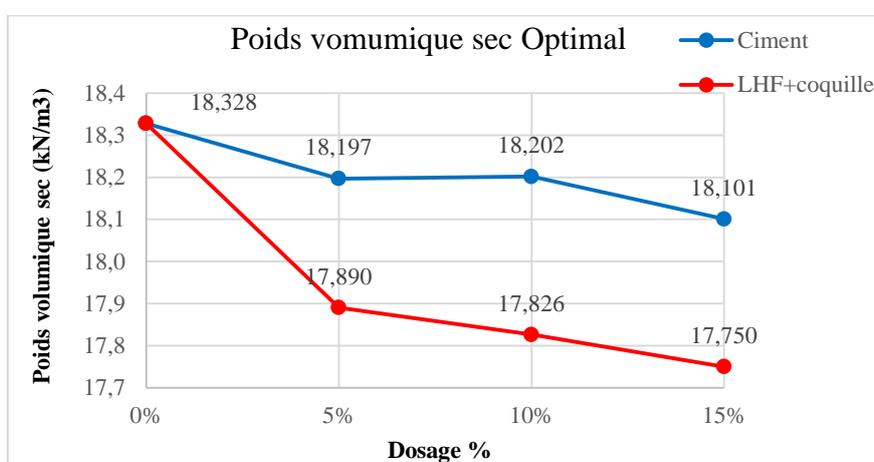


Figure 37 : La variation des poids volumiques sec en fonction des dosages.

Il a été constaté une augmentation de la teneur eau optimale en fonction des dosages pour les deux produits de traitement (laitier + coquille et ciment). Les teneurs en eaux optimales obtenues par traitement de la marne au laitier + coquille dépassent les teneurs en eau obtenus par le traitement au ciment à partir d'environ 8% de dosage.

Il a été constaté également que l'augmentation du dosage entraîne une diminution du poids volumique sec maximal. Cette diminution se manifeste dans la pratique par une facilité de compactage de la marne traitée ce qui permet de réduire le temps et le coût des terrassements. Cette diminution est beaucoup plus marquée avec LHF + Couille par rapport au ciment.

Les résultats obtenus lors des essais de consistance sont représentés dans la figure ci-dessous. L'évolution des indices de plasticité en fonction des différents dosages de LHF + Coquille et de ciment est présentée dans la figure ci-dessous.

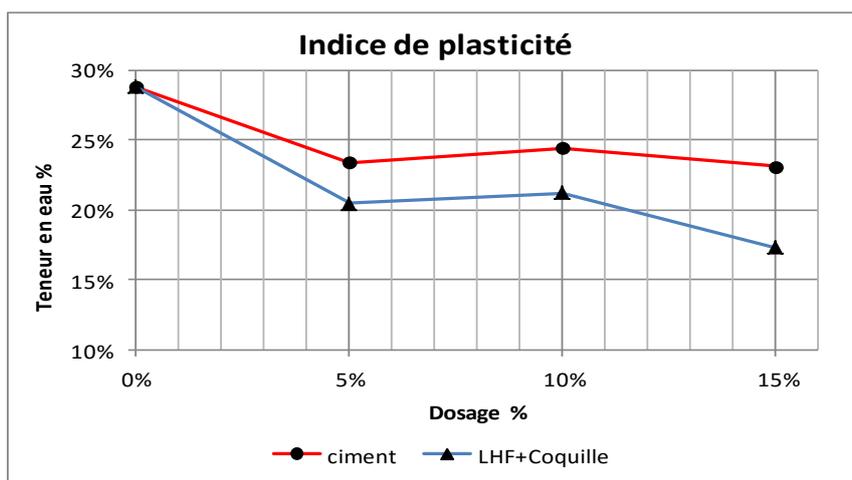


Figure 38 : Variation de l'indice de plasticité en fonction des différents dosages de liants.

Il a été constaté que l'indice de plasticité diminue rapidement après l'ajout d'une quantité 5% de LHF + coquille, puis il se stabilise à 10% de dosages. A 15% de dosage, indice de plasticité diminue encore plus pour atteindre une valeur de 17,3%. En revanche, l'indice de plasticité diminue rapidement après l'ajout d'une quantité 5% de ciment, puis il se stabilise pour les autres dosages (10% et 15%). Cela montre que le nouveau co-produit de traitement (LHF+coquille) réduit beaucoup mieux la plasticité de la marne argileuse (marne moins plastique par rapport au traitement au ciment). Cela va se traduire sur chantier par une bonne ouvrabilité de la marne argileuse traitée.

Les résultats de la résistance à la compression simple « Rc » en fonction du dosage de Co-produit LHF + coquille et de ciment pour différents temps de cure sont présentés dans les figures ci-dessous.

L'amélioration des résistances à la compression de la marne traitée au co-produit (coquille + LHF) est passée de 2 à 8 fois par rapport à la résistance initiale de marne naturelle pour le plus faible dosage (5%) et jusqu'à 12 fois pour le plus grand dosage (15%). Cela montre une bonne prise hydraulique du nouveau co-produit utilisé.

Pour le traitement au ciment, l'amélioration globale est passée d'environ 4 à 10 fois par rapport à la résistance initiale de marne naturelle pour le plus faible dosage (5%) et jusqu'à 16 fois pour le plus grand dosage (15%).

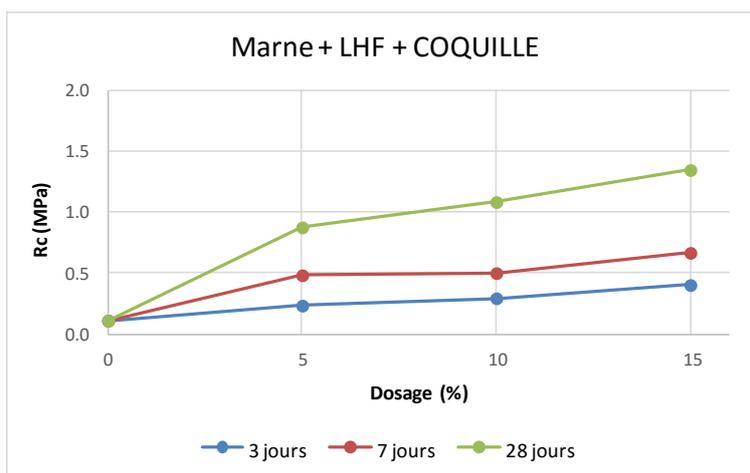


Figure 39 : La variation de R_c en fonction de différents dosages et temps de cure pour LHF + Coquille.

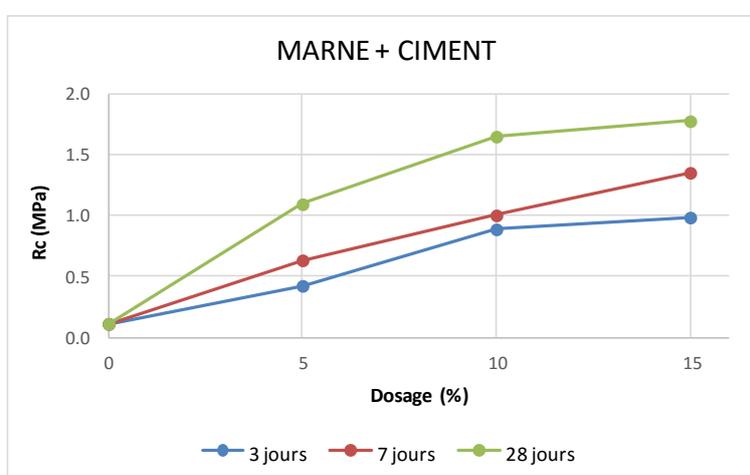


Figure 40 : La variation de R_c en fonction de différents dosages et temps de cure pour le ciment.

La compression des résultats de la marne traitée par les des deux produits (LHF + coquille et ciment) montre que les résistances de la marne traitée au LHF + coquille mesurées aux échéances 3, 7 et 28 jours après traitement, sont plus faibles que celle traitée au ciment. L'écart d'efficacité entre les deux traitements est variable pour les différents dosages (il varie entre 33 et 55% pour 3 jours de temps de cure). Cet écart suit une tendance croissante en fonction du temps de cure (il varie entre 55% et 81% pour 5% de dosage). Cela a été expliqué par la différence de vitesse de prise hydraulique entre les deux produits (prise du ciment plus rapide que le LHF + coquille).

3. CONTEXTE CLIMATIQUE ALGERIEN [10]

Notre pays l'Algérie s'étend du Nord de la mer Méditerranée au Sud au grand Sahara sur plus de 2 000 km en profondeur. Les montagnes de l'Atlas Tellien et de l'Atlas Saharien divisent ce territoire en bandes orientées Est-Ouest : la côte, hautes plaines et du Sahara. Chacune de ces bandes (étages bioclimatiques) à un climat particulier caractérisé par la température et la pluviométrie. Les trois étages bioclimatiques qui constituent le climat de l'Algérie se distinguent par :

- Un étage bioclimatique subhumide sur la côte et dans l'Atlas Tellien : les gelées sont très rares en hiver et les étés sont chauds. Il est caractérisé par des hivers pluvieux et doux, et des étés chauds et secs, tempéré par des brises de mer. les précipitations diminuent d'Est en Ouest (1000 - 400 mm) et du Nord au Sud (1000 à moins de 130 mm). Dans cette zone, les températures moyennes minimales et maximales respectivement oscillent entre 5 et 15°C en hiver et de 25 à 35°C en été. Les vents humides venant de la mer apportent des pluies, de l'automne au printemps. Ces pluies sont plus abondantes à l'Est qu'à l'Ouest. Cependant, l'influence du désert se fait sentir jusque sur la côte par l'action du sirocco, vent sec et chaud, soufflant du Sud au Nord. Ce vent chargé de sable élève la température et dessèche la végétation.
- Un étage bioclimatique aride sur les Hautes Plaines et dans l'Atlas Saharien, avec des précipitations faibles et irrégulières, de 200 à 400 mm par an; les pluies sont rares, surtout sur les Hautes Plaines d'Oranie ; la température descend souvent au-dessous de zéro degré en hiver. En été elle dépasse 30 et voire même 40 degrés.
- un étage bioclimatique désertique (hyperaride) dans la région saharienne: les pluies sont exceptionnelles et très irrégulières provoquant souvent des inondations. Les précipitations sont inférieures à 150 mm par an. Le Sahara est une des régions les plus chaudes du monde: les températures de jour atteignent en été 45 et même 50 °C. La température moyenne saisonnière est de 15 à 28°C en hiver et atteint 40 à 45°C en été. Le sirocco est un vent du sud chaud et sec.

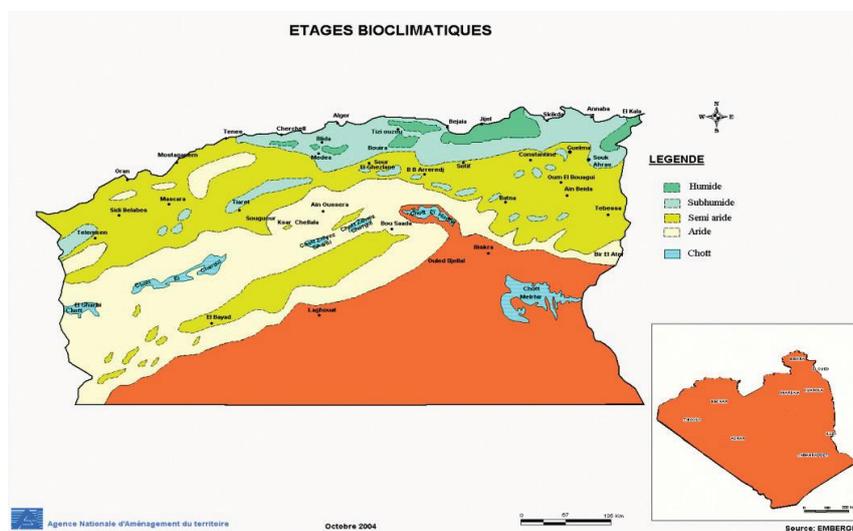


Figure 41 : Etages bioclimatiques de l'Algérie.

3.1. Température

La comparaison entre les températures moyennes thermiques de l'Ouest, du Centre et de l'Est du Nord de l'Algérie montre des différences significatives. A l'Ouest du pays, la température moyenne du mois le plus froid (Janvier) est de 11,4 °C à Ghazaouet et 12,5 °C à Mostaganem. Au Centre, on trouve 10,0 °C aux stations d'Alger Dar-El- Beida, de Chlef et de Tizi-Ouzou. Dans la partie Est, on trouve par contre 6,2 °C aux stations de Constantine et 7,1 °C à Souk-Ahras.

En été, généralement la température du mois le plus chaud se situe en Août, pour la partie Occidentale où l'on enregistre 24,2 °C à Ghazaouet ; 25,0 °C à Béni-Saf ; et 23,3 °C à Oran. Dans la partie Centrale, on relève 25,5 °C à Alger, et dans la partie Orientale 25,4 °C à la station de Constantine et 24,0 °C à Souk-Ahras.

Les plus hautes températures sont observées à la station d'El-Bayad avec 51,3 °C enregistrée le 02 Septembre 1979 et à la station de Sétif avec 50,3 °C enregistrée le 07 Septembre 1982. Pour les stations d'altitude comme Médéa (1030 m) ou Djelfa (1160 m), les températures maximales absolues atteignent 40°C.

Les températures minimales absolues varient d'une région à une autre sur les hauts plateaux et atteignent des valeurs très basses en hiver avec une température minimale absolue de **-13,8 °C** à la station de **Mécheria** (le 28 Janvier 2005). En Janvier 2005, les températures minimales **inférieures à 0°C** ont été observées **treize fois à la station d'Alger**.

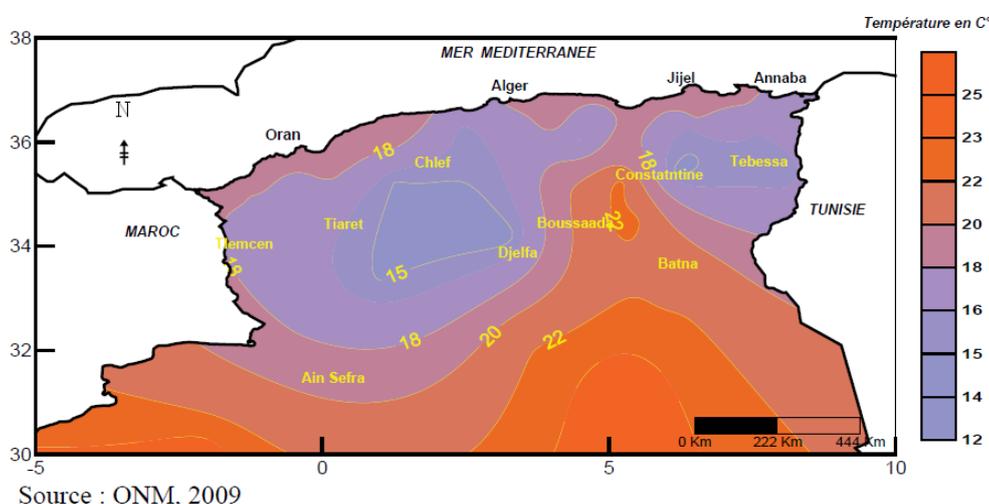


Figure 42 : Température moyenne annuelle sur le Nord de l'Algérie : période 1950-2005.

3.2. Précipitations

La pluviométrie en Algérie se caractérise par (tableau suivant):

- deux saisons pluvieuses, l'une dominante en hiver, l'autre secondaire au printemps.
- des précipitations irrégulières à l'échelle journalière, annuelle et interannuelle.
- une sécheresse estivale prononcée.
- des précipitations variant de plus 1000 mm des hauts reliefs côtiers de l'Est du Nord, et à moins de 100 mm au Sud au Sahara.

Régions	Ouest (mm)	Centre (mm)	Est (mm)
Littoral	400	700	900
Atlas tellien	600	700-1000	800-1000
Hautes plaines	250	250	400
Atlas saharien	150	200	300-400
Sahara	20-150	20-150	20-150

Tableau 12 : Pluviométrie moyenne annuelle des différentes régions de l'Algérie.

L'évapotranspiration potentielle (E.T.P) est très forte en Algérie. Elle atteint 858 mm à Oran, 865 mm à Mostaganem, 1009 mm à Ain-Defla et 880 mm à Mascara. Dans la partie orientale, elle est de 840 mm à Annaba, et 810 mm à Tébessa. Les moyennes mensuelles sont supérieures ou égales à 100 mm, de Juin à Septembre. Le maximum apparaît en Août avec une valeur de 145 mm pour la station d'Oran, et 144 mm pour la station de Mostaganem. L'Algérie connaît depuis l'année 1975 une baisse graduelle de la pluviométrie et une augmentation nette de la fréquence des sécheresses et des inondations. Parallèlement, le nombre des jours de pluies diminue et la part des pluies souvent orageuses d'automne, de printemps et d'été s'accroît engendrant des inondations catastrophiques.

Les précipitations diminuent d'Est en Ouest et du Nord au Sud. Sur la région Ouest, les précipitations sont faibles et régulièrement réparties avec environ 40 à 50 mm par mois et ceci entre les mois d'octobre et mai. La faiblesse des pluies sur cette région est en partie liée à l'anticyclone des Açores.

Le climat des Hauts-Plateaux est aride avec des précipitations faibles et irrégulières, de 200 à 400 mm par an. Les orages constituent une part importante des pluies qui recouvrent ces régions.

Le Sahara reçoit des précipitations annuelles extrêmement faibles (moins de 70 mm par an).

Cette diversité pluviométrique a impliqué un découpage du Nord du pays en trois régions qui sont l'Est, le Centre et l'Ouest (Figure ci-dessous).

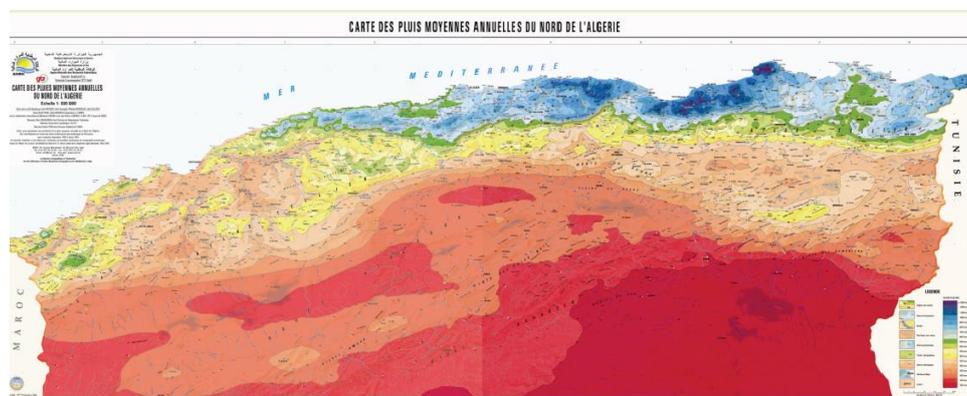


Figure 43 : Répartition des pluies annuelles sur le Nord de l'Algérie (Source : ANRH, 2008).

3.3. Evènements extrêmes

Une grande partie du Nord de l'Algérie est extrêmement vulnérable aux variations et extrêmes climatiques, avec une sécheresse récurrente devenant un problème particulièrement grave. Les débuts des années 1990 étaient, par exemple, caractérisés par une sécheresse extrême qui a causé des pénuries d'eau et de mauvaises récoltes dans la région. La vague de froid du mois de janvier 2005 a provoqué des chutes de neige importantes sur une grande partie du pays. Elles ont même été observées par endroits sur le littoral et même sur les dunes de Bechar et d'In Amenas.

4. PHENOMENE DU GEL – DEGEL DANS LES SOLS [11]

Pour le constructeur de route et en général pour l'ingénieur civil, le gel est avant tout un phénomène dont ils doivent tenir compte et qu'ils peuvent dans certains cas utiliser. Sous les climats tempérés, l'ingénieur doit surtout le maîtriser ; il doit concevoir ses constructions de manière à ce qu'elles résistent aussi bien au gel qu'au dégel des sols ; le dégel étant, pour le constructeur, le phénomène le plus critique. Les régions du monde soumises au gel se trouvent surtout dans l'hémisphère Nord (figure ci-dessous). Cette carte montre que ces régions couvrent une bonne partie de la surface terrestre de l'hémisphère Nord. Les gélisols, soit des sols gelés seulement en surface pendant l'hiver, recouvrent des régions fortement développées et peuplées, notamment tout le Canada, la partie nord des Etats-Unis, presque toute l'Europe de l'Ouest et de l'Est et la moitié nord du Japon. Quant à la Russie, tout son territoire est soumis au gel et environ 50% de sa surface font partie de la zone des pergélisols, soit les sols gelés en permanence jusqu'à grande profondeur (jusqu'à plus de 500 mètres pour la Russie) dont seule la couche superficielle dégèle en été. Le Canada a lui plus de 50% de la surface de son territoire dans cette zone des pergélisols qui y atteignent une profondeur de 400 mètres dans les îles du Nord.

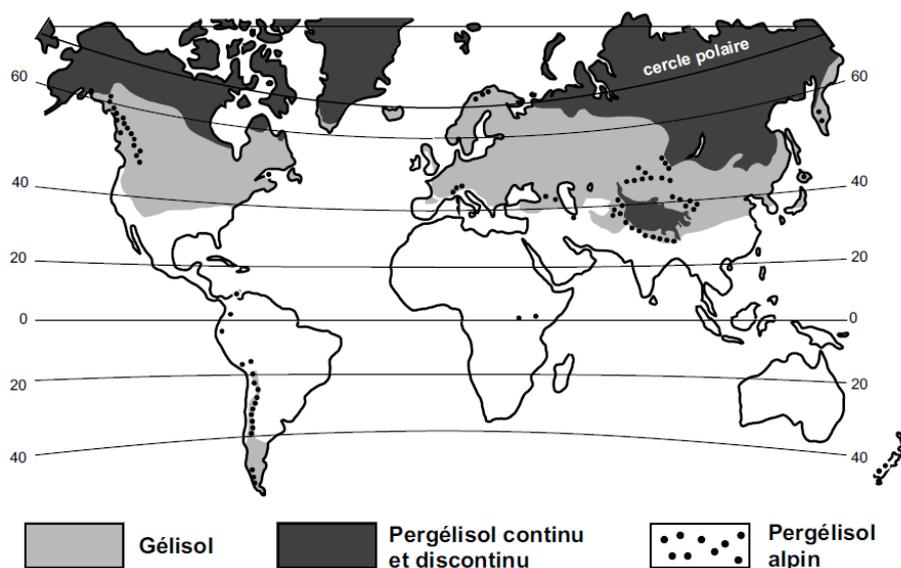


Figure 44 : Carte des pergélisols dans le monde (Livre Dysli, 1991).

Dans les régions soumises au gel et sur le plan économique, la prévention des dégâts dus à ce gel et au dégel représente une part non négligeable des dépenses d'équipement et d'entretien. Dans le domaine du génie civil et de la construction en général, une bonne connaissance des problèmes liés à ce phénomène naturel et des moyens permettant de remédier à ses effets destructeurs est ainsi de première importance.

4.1. Sensibilité des sols au gel -dégel

Dans les régions exposées aux rigueurs hivernales, la pénétration du gel sous la fondation des voies de communication fondée sur des sols peut causer deux phénomènes de gel à savoir :

- Le gonflement au gel (géligonflement), qui entraînant une migration de l'eau vers le front de gel, et la formation d'une ou des lentilles de glace discrètes (non continues).
- La gélifraction, qui se passe à la suite de répétition d'épisodes gel-dégel à longues durées, et qui se traduit par la rupture des grains ou des liaisons inter-granulaires sous l'action des contraintes thermiques et/ou des forces développées par la congélation de l'eau et son accroissement de volume « gélivité » (essai des cycles de gel-dégel).

Ces deux phénomènes entraînent des dégradations importantes sur les ouvrages routiers ou de génie civil : gonflements observés à la surface des chaussées lors du gel, arrachement ou fissuration de la surface des chaussées routières, ruptures ou soulèvement de conduites enterrées (gazoducs).

En fonction de leur comportement au gel, les sols peuvent être classifiés en deux familles :

- les sols non gélifs qui se congèlent en masse, sans variation notable de leur structure et de leur teneur en eau. Seul un léger gonflement se produit en raison de l'augmentation du volume de l'eau quand elle se transforme en glace. L'ampleur de ce gonflement dépend du degré de saturation initial du sol.
- les sols gélifs qui se congèlent en présentant une modification de structure (formation de lentilles de glace). Dans ces matériaux, la pénétration du front de gel provoque le phénomène de succion cryogénique quand l'eau de la partie avant le front de gel se déplace vers celui-ci où elle se congèle en formant des lentilles de glace. La conséquence en est un gonflement, qui peut être de grande ampleur.

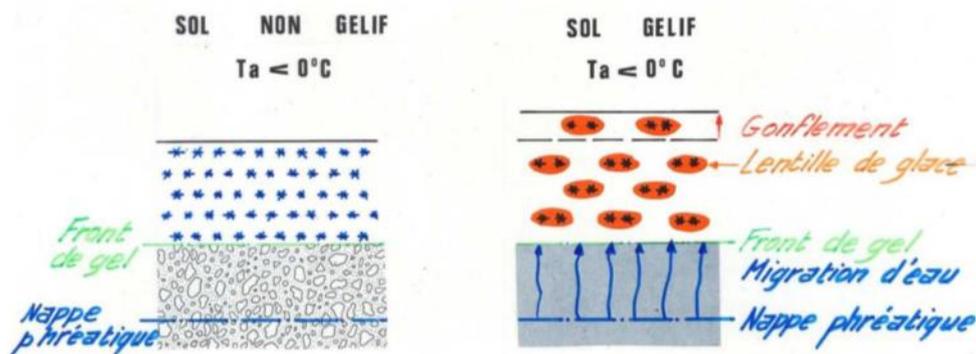


Figure 45 : Diagramme schématique des sols gélifs et de sol non-gélifs (Livet, 1981).

La sensibilité au gel dépend tout d'abord de la nature du sol :

- la granularité (la distribution des tailles des pores, la taille des particules ou la surface spécifique).
- l'état (la masse volumique, la teneur en eau).
- la nature physico-chimique (la conductivité thermique), et la perméabilité.

Elle dépend également de plusieurs facteurs extérieurs à savoir : le gradient de température, la nappe phréatique (la quantité de l'eau disponible pour la formation de lentille de glace), la surcharge supérieure, le nombre de cycles de gel-dégel.

4.2. Mécanisme du gonflement au gel

4.2.1. Historique des recherches

Le phénomène de gel dans les sols était connu dès le début du 19^{ème} siècle. En effet, MacAdam (1816) a remarqué que le gonflement au gel à la surface des chaussées était dû à la formation des lentilles de glace et que l'eau nécessaire à leur formation provenait de l'infrastructure elle-même. Il appréhendait aussi le phénomène de la succion dans le sol qui explique cet apport d'eau. En 1907, Buckingham a décrit pour la première fois le phénomène de succion dans des sols non saturés (Buckingham, 1907). Il a défini le potentiel capillaire (ou potentiel sol-eau) comme le travail nécessaire pour extraire une quantité d'eau d'un sol. Par la suite, Taber (1929) et Beskow (1935) ont démontré et expliqué, au moyen d'essais de laboratoire, la migration de l'eau vers le front de gel et la formation des lentilles de glace dans des sols fins. En 1961, Everett a proposé la théorie de la capillarité, permettant d'expliquer la migration de l'eau vers le front de gel et la création de lentille de glace (Everett, 1961). La succion à la base de lentille de glace est le facteur principal entraînant cette migration. L'étude théorique d'Everett a été confortée à des travaux expérimentaux de Penner (1959) en termes de pression de gonflement. La théorie de la capillarité a été confirmée plus tard dans l'étude de Loch (1981) et de Chamberlain (1981). En 1977, Miller a montré que la théorie de capillarité présente le défaut de ne pas pouvoir expliquer la formation d'une nouvelle lentille de glace à une distance finie au-dessous de la lentille de glace antérieure (Miller, 1977). Miller (1978) a proposé la théorie de frange de gélifonflement. Cette théorie considère la formation d'une frange de gel (la région partiellement gelée) entre le front de ségrégation et le front de gel, la succion et la conductivité hydraulique de cette frange de gel contrôlant le mouvement continu de l'eau de la partie non-gelée à travers cette région partiellement gelée, contribuant ainsi à la formation de lentilles de glace. La théorie de Miller (1978) a été confirmée par les travaux expérimentaux de Cold Region Research and Engineering Laboratoire USA (CRREL). Ensuite, Miller (1980), Konrad et Morgenstern (1980), Konrad et Duquenois (1993), Nixon (1987), Fowler (1989), Nixon (1991), Michalowski (1993), Rempel et al. (2004) et Rempel (2007) ont continué à développer des modèles dans le cadre de la théorie de frange de gel. Parmi ces modèles, le modèle de Konrad et Morgenstern (1980) est le plus utilisé par les ingénieurs. La théorie de frange de gel explique de façon plausible la formation d'une ou des lentilles de glaces discrètes dans le sol gélif. Pourtant, les études expérimentales récentes de Takeda et Okamura (1997), Watanabe et Mizoguchi (1997) ont montré que dans quelques systèmes, la lentille de glace peut se former sans la présence de la frange de gel. Ainsi, Peppin et Style (2012) ont proposé le mécanisme de supercooling dans la théorie de capillarité. Selon ce mécanisme, la formation d'une nouvelle lentille de glace lie au processus de fracturation. Il considère que dans la région de supercooling devant une lentille de glace, une faille remplie de la glace se développe. Quand la pression exercée par la glace

dans la faille atteint une valeur critique, la faille se développe vers une fissure ouverte, et la nouvelle lentille de glace se forme à partir de cette fissure.

4.2.2. Théorie capillaire du géligonflement

La Figure ci-dessous illustre le mécanisme de formation d'une lentille de glace, décrit dans la théorie capillaire:

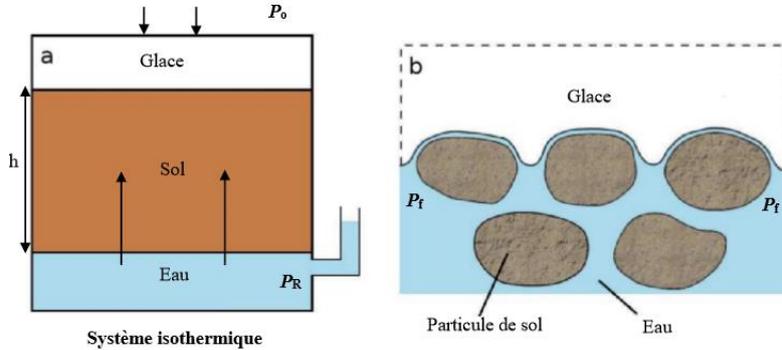


Figure 46 : Formation d'une lentille de glace (théorie capillaire).

Le système comprend une couche de lentille de glace formée au-dessus d'une couche de sol saturé, qui lui-même se situe sur un réservoir contenant de l'eau à la pression P_R . La théorie tient compte de l'équation de Clapeyron, évoquant l'équilibre thermodynamique d'un système contenant de la glace à la pression P_i et de l'eau à la pression P_w et à la température T .

$$P_i - P_w = \frac{\rho_w L_f}{T_p} \times (T_p - T)$$

Où L_f est la chaleur latente de fusion de l'eau à la température de congélation de l'eau poreuse T_p ($T_p = 0^\circ\text{C}$), et à la pression atmosphérique P_{atm} . ρ_w est la densité de l'eau.

Le système est isothermique à une température $T < T_p$. A cause de la surcharge supérieure, la pression de glace est égale à P_o . Donc la pression de l'eau pour atteindre l'équilibre (la pression Clapeyron P_{cl}) est déterminée selon la formule suivante :

$$P_{cl} = P_o - \frac{\rho_w L_f}{T_p} \times (T_p - T)$$

à l'état initial, il est supposé que $P_R = P_{cl}$, donc le système est en équilibre et il n'y a pas d'écoulement d'eau dans le sol. Lorsque la température T diminue et P_o est tenue constante, l'équation (I.2) montre que la pression P_{cl} diminue. Si P_R est constante, l'eau va s'écouler du réservoir vers la lentille de glace où elle gèlera et contribuera à la formation de glace.

L'équation Clapeyron explique de façon thermodynamique pourquoi la diminution de la température au-dessous de la température de congélation $T_p = 0^\circ\text{C}$ provoque une migration de l'eau du réservoir vers le front de gel. La glace ne pénètre pas immédiatement dans les pores à T_p ($T_p = 0^\circ\text{C}$) mais à une température T au-dessous de T_p . Cela est traduit par l'équation de Young-Laplace, reliant la différence de la pression entre la glace et l'eau à l'interface glace eau :

$$P_i - P_w = \frac{2\gamma_{iw}}{r}$$

Où γ_{iw} est le coefficient de tension superficielle de la surface glace-eau (N/m), r est le rayon de la calotte sphérique de la glace. Si r est plus grand que r_p (rayon de pore), la glace ne peut pas pénétrer dans le pore. La glace ne peut entrer dans le pore que si $r = r_p$ et la différence de la pression entre la glace et l'eau devient suffisamment grande:

$$P_i - P_w = \frac{2\gamma_{iw}}{r_p}$$

A partir de la première équation, on peut calculer la température de ségrégation T_s correspondant à l'intrusion de la glace dans les pores et la pression maximale de la glace avant d'entrer dans le pore, P_m , selon les équations suivantes :

$$T_s = T_p \times \left(1 - \frac{2\gamma_{iw}}{r_p}\right)$$

$$P_m = PR \frac{2\gamma_{iw}}{r_p}$$

Le problème de la théorie capillaire est que le gélifonflement va s'arrêter quand $T \leq T_s$: la glace remplit les pores et bloque l'eau aspirée vers la lentille de glace. Il n'y a donc pas de mécanisme plausible pour expliquer la formation des lentilles de glace discrètes (Miller, 1977).

La théorie capillaire permet de calculer le débit d'eau du réservoir vers le front de gel. En supposant que le sol est incompressible, on peut utiliser la loi de Darcy pour calculer la vitesse d'écoulement de l'eau vers le front de gel V (et ainsi la vitesse de gonflement) :

$$V = -\frac{K}{\mu} + \frac{PR - P_{cl}}{h}$$

Où k est la conductivité hydraulique, μ est la viscosité dynamique de l'eau, h est la distance entre la base de la lentille de glace et le réservoir, P_{cl} est la pression de l'eau (ou succion) à la base de la dernière lentille de glace. Pourtant, la valeur calculée de V est en général surestimée de quelques ordres de grandeur par rapport à la valeur expérimentale (Peppin, 2012). Ceci est expliqué par le fait que la glace se développe dans les pores et bloque l'écoulement de l'eau, diminuant ainsi la perméabilité (Miller, 1977). Peppin (2012) a expliqué la différence par l'utilisation incorrecte de l'équation de Clapeyron dans la détermination de la pression d'eau à la base de la dernière lentille de glace.

4.2.3. Théorie de frange de gel

La découverte du problème de la théorie capillaire a conduit au développement de la théorie de frange de gel (ou la théorie de gonflement secondaire) dès la fin des années 1970. Miller (1978) a émis pour la première fois l'hypothèse selon laquelle les lentilles de glace peuvent continuer de se développer, bien que la température du système est inférieure à T_p ; et ceci grâce à la formation d'une couche de frange de gel (couche de sol partiellement congelée)

entre la partie de sol non gelé et la lentille de glace. Cela permet à l'eau de la partie non-gelée de continuer à migrer, à travers la frange de gel qui a une perméabilité très faible, vers la lentille de glace à une température inférieure à T_p , contribuant ainsi à la formation d'une nouvelle lentille de glace. Ce sont la succion et la perméabilité de la frange de gel qui conditionnent l'écoulement de l'eau vers la lentille de glace et donc gouvernent la formation des lentilles de glace discrètes (Konrad et Morgenstern, 1980 ; Rempel et al, 2004 ; Rempel, 2010). La Figure suivante présente le diagramme schématique de la théorie de frange de gel appliquée à la formation d'une lentille de glace.

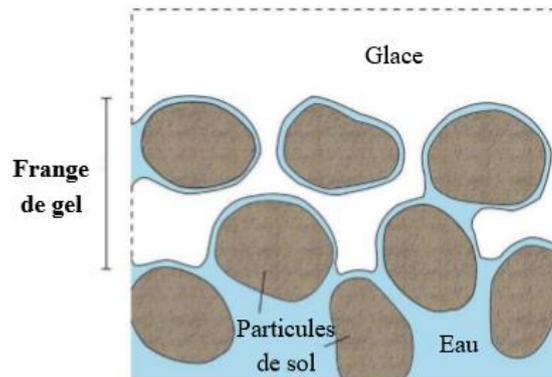


Figure 47 : Théorie de frange de gel pour la formation d'une lentille de glace (Peppin, 2012).

La théorie de frange de gel de Miller (1978) est devenue la base de nombreuses études ultérieures : Konrad & Morgenstern (1980), Konrad et Duquennoi (1993), Fowler (1989), Nixon (1991), Michalowski (1993). Ces études proposent des explications physiques différentes pour l'écoulement de l'eau à travers la frange de gel, et divers mécanismes pour caractériser l'initiation d'une nouvelle lentille de glace. Miller (1978) a proposé l'équation suivante pour calculer la contrainte effective, σ_n d'une particule de sol dans la frange de gel :

$$\sigma_n = \sigma + (1 - \chi)P_i + \chi P_w$$

Où σ est la contrainte totale, $\sigma = -P_o$, χ est l'indice de répartition du poids de la couche recouvrant l'eau porale de la frange de gel. La pression de la glace P_i est calculée à partir de l'équation de Clapeyron. P_i est ensuite utilisé pour calculer σ_n . Miller a découvert que dans certaines conditions, la contrainte effective de la particule de sol dans la frange de gel devient positive, ce qui a pour conséquence la séparation des particules de sol et la formation d'une nouvelle lentille de glace.

O'Neill et Miller (1985), Rempel et al. (2004) ont développé par la suite le modèle rigid-ice, permettant de prévoir la formation des lentilles de glace discrètes et la vitesse de gélifonflement (figure ci-dessous).

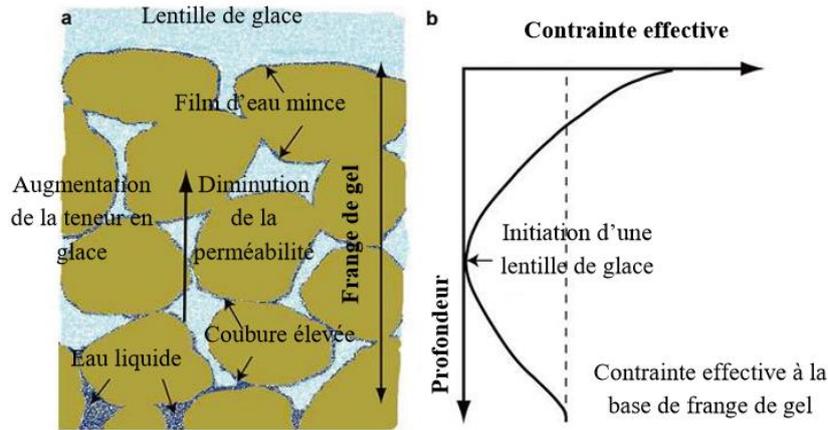


Figure 48 : Modèle "rigid-ice" de la formation d'une nouvelle lentille de glace (Rempel et al, 2004).

La Figure 48a montre la distribution de la glace dans la frange de gel. La Figure 48b présente une graphique de variation de la contrainte effective dans la frange de gel. Dans la partie supérieure de la frange de gel, la contrainte effective diminue avec la profondeur à cause de l'augmentation de la succion du sol due à l'augmentation du degré de saturation en glace. La contrainte effective tend vers zéro, ce qui correspond à la formation d'une nouvelle lentille de glace. Rempel (2007) a considéré des cas d'écoulement d'eau dans la frange de gel. En fonction de la vitesse de gel, V , la surcharge supérieure, P_o , et le gradient de température, G , on distingue trois régimes d'initiation de gel du sol (voir la figure 49). Premièrement, quand V et P_o sont faibles (la région gris claire dans la figure 49), une seule lentille de glace va se créer de façon stable (régime 1). Deuxièmement, V est élevé (la région blanche), les lentilles de glace se forment de façon périodique (régime 2). Troisièmement, P_o est suffisamment grand (la région grise foncée), la lentille de glace ne se forme pas, donc il n'y a pas de gélifonflement (régime 3).

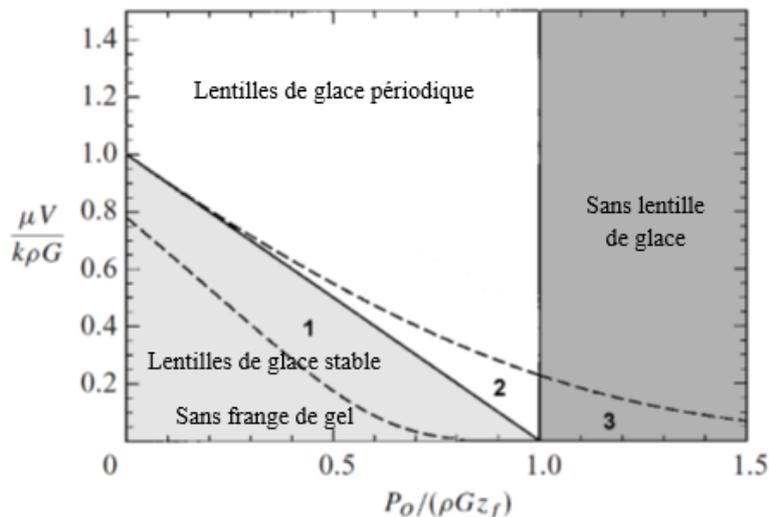


Figure 49 : Diagramme des régimes d'initiation d'une lentille de glace (Rempel, 2007).

La théorie de frange de gel a été démontrée comme efficace dans la prévision de la formation des lentilles de glace et dans l'explication du phénomène de gélifonflement des sols.

4.3. Endommagement du sol dû aux cycles gel-dégel

Pour les sols, les cycles de gel-dégel peuvent engendrer des changements de la microstructure du sol, la modification de la conductivité hydraulique et la diminution de la résistance (sol naturel et traité).

4.3.1. Effet des cycles de gel-dégel sur la microstructure du sol

Les cycles de gel-dégel peuvent avoir deux conséquences sur les sols : le sol lâche devient plus compact et le sol dense devient plus lâche après les cycles. Plusieurs recherche [thses] ont montré qu'après 3 à 5 cycles, le volume de sol ne change plus de façon significative et que le premier cycle a le plus d'influence sur la microstructure.

L'analyse de Chamberlain et Gow (1979) indique clairement le rôle des particules argileuses dans le changement de la microstructure après le gel et le dégel (Figure ci-dessous). Pendant le gel, la glace remplit les macropores du sol et induit une augmentation de l'indice des vides. L'eau dans les micropores (les pores entre les particules argileuses) reste non-gelée grâce à la succion élevée selon la loi thermodynamique. On a supposé que l'eau non gelée entre les particules argileuses va migrer vers le massif de glace. Ainsi, l'épaisseur du film d'eau absorbée autour d'un élément argileux diminue (phénomène de retrait). Cela provoque la formation des fissures de retrait polygonales, et en conséquence l'augmentation de la conductivité hydraulique du sol lors du dégel. De plus, les particules argileuses présentes dans le sol s'effondrent et se réarrangent en une structure plus dispersée et plus dense. Ainsi, l'indice des vides du sol diminue. Les agrégats de particules argileuses occupent moins d'espace et laissent des zones de vides marquées. Donc, la conductivité hydraulique augmente au dégel.

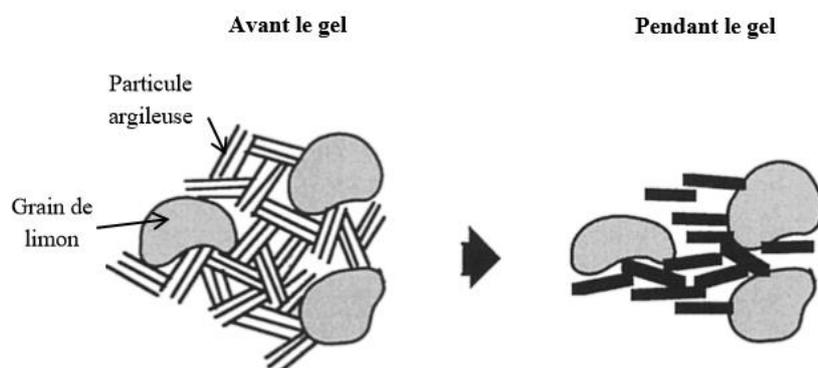


Figure 50 : Changement de la microstructure des sols fins dû au gel.

4.3.2. Effet des cycles de gel-dégel sur la conductivité hydraulique (perméabilité)

Chamberlain et Gow (1979) ont montré que la conductivité hydraulique du sol augmente à la suite des cycles de gel-dégel. Plusieurs études expérimentales ont confirmé ce résultat : Kim et Daniel (1992) ont observé que la conductivité hydraulique du sol compacté du côté sec de la courbe Proctor Normal augmente de 2 à 6 fois après le gel-dégel ; celle du côté humide de la courbe Proctor Normal augmente de 100 fois. Eigenbrod (1996), Chamberlain et al. (1990) ont observé que la conductivité hydraulique du sol argileux augmente avec le nombre des cycles de gel-dégel et en général, de l'ordre de 100 fois. D'après Eigenbrod (1996), dans le

cas des matériaux ayant une conductivité hydraulique initiale élevée, il y a peu ou pas de changement de perméabilité. Tous ces auteurs ont déduit que l'augmentation de la conductivité hydraulique est due à l'apparition des fissures durant des cycles de gel-dégel et des macropores créés après le dégel.

4.3.3. Effet des cycles de gel-dégel sur la performance mécanique

Il y a peu d'études réalisées sur l'effet des cycles de gel-dégel sur la performance mécanique du sol. Les essais exposés dans la littérature sont relatives au changement des propriétés mécaniques déterminées par l'essai œdométrique et par l'essai triaxial à savoir ; le changement du module d'élasticité et le changement de la résistance au cisaillement en condition non-drainée. A titre d'exemple, Simonsen et al. (2002) ont étudié l'effet des cycles de gel-dégel sur le changement du module réversible de cinq sols fortement compactés, du sol graveleux au sol argileux. Ils ont trouvé que le module réversible diminue de 25% à 60% en fonction de la nature du sol : plus les particules argileuses sont nombreuses, plus la diminution du module est conséquente. Graham et Au (1985), Leroueil et al. (1991) ont montré que la résistance au cisaillement des sols argileux naturels en condition non-drainée est significativement réduite après les cycles. L'amplitude de ce changement est plus grande durant les premiers cycles (Yong et al. 1985).

4.3.4. Effet des cycles de gel-dégel sur la durabilité des sols traités

Les investigations de l'effet des cycles de gel-dégel sur la durabilité des sols traités sont peu nombreuses. La littérature existante comprend les travaux suivants: Sauer & Weimer (1978) ont remarqué que des cycles de gel-dégel ont un effet significatif sur la résistance à la traction et le module réversible des sols traités à la chaux, avec une réduction de 50% des valeurs initiales. Janoo et Firicano (1999) ont évalué une perte jusqu'à 50% de la résistance en compression après des cycles de gel-dégel pour un sol de remblai stabilisé au ciment Portland. Yildiz & Soganci (2012) a examiné l'effet des cycles de gel-dégel sur la conductivité hydraulique et la résistance en compression simple de deux argiles (argile de plasticité basse et de plasticité élevée) traité à 6% de chaux hydratée. Ils ont remarqué une augmentation de la conductivité hydraulique de 20 à 30 fois après 3 cycles, et une diminution de la résistance en compression simple de 10 à 15% à la fin des cycles. Plus récemment, Su (2012) a évalué l'effet des cycles de gel-dégel sur le module élastique et la résistance en compression simple des sols traités avec différents produits (au ciment, à la chaux, aux cendres volantes). La condition de l'essai des cycles de gel-dégel se fait suivant la Norme ASTM D560 (2003). Il détermine la diminution de la résistance à la compression en fonction du nombre de cycles. Il a observé une chute du module élastique de 39 à 72%, une chute de résistance en compression simple de 17% à 84% pour le sol traité au ciment, de 29 à 63% pour le sol traité aux cendres volantes, et de 35% à 48% pour le sol traité à la chaux. Un modèle d'endommagement a été proposé en se basant sur les résultats obtenus. Ce modèle est un modèle d'endommagement inversement exponentiel dont les paramètres pris en compte sont la nature du sol, le nombre de cycles de gel-dégel et la performance mécanique initiale :

$$\frac{D(N)}{D_0} \times 100\% = e^{-k \times N}$$

où : $D(N)$: module élastique après N cycles ; D_0 : module élastique avant les cycles ; k : indice de dégradation ; N : nombre de cycles.

k est un paramètre, à déterminer en suivant la variation de D avec N . k est utilisé comme un indice quantitatif de la durabilité du sol vis-à-vis du gel-dégel. Plus k est grand, plus la diminution de D est importante, et plus le niveau de durabilité au gel-dégel est petit. Un exemple du modèle est présenté sur la Figure suivante où la diminution du module élastique est le pourcentage de diminution de D après N cycles par rapport à D_0 .

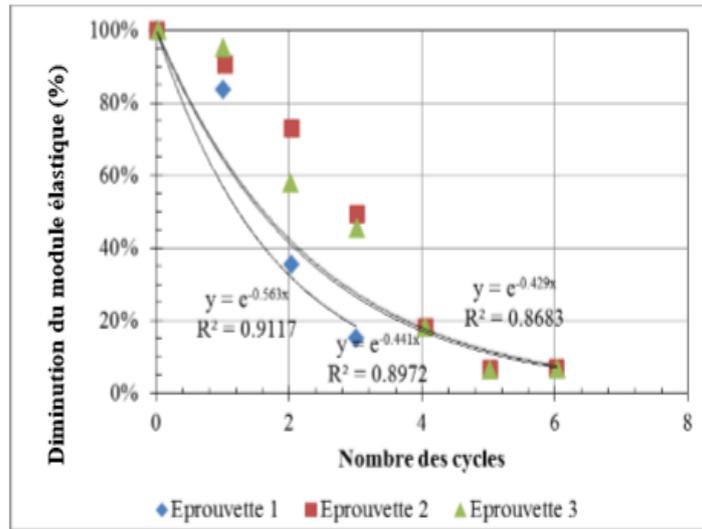


Figure 51 : Modèle d'endommagement dû aux cycles de gel/dégel d'un limon traité à 4%CaO et 12% de cendres volantes (Su, 2012).

À partir de la variation du module élastique et du nombre des cycles, il est possible de déterminer l'indice de dégradation k pour chaque type de sol. Ensuite, cette valeur de k ainsi que le niveau de résistance à la compression simple sont utilisés pour évaluer la gélivité des sols (Figure suivante). « Initial UCS » est la résistance à la compression simple initiale.

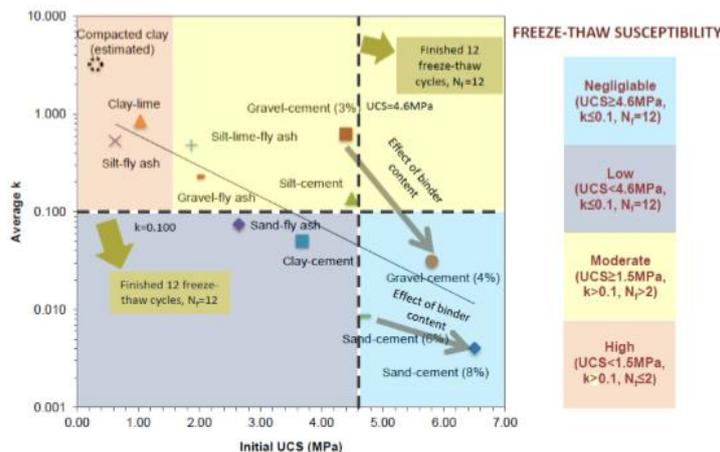


Figure 52 : Utilisation de la résistance à la compression simple initiale et de k pour évaluer la sensibilité des sols traités au gel/dégel (Su, 2012).

4.4. Critères de sensibilité au gel

De nombreux essais de gel ont été réalisés dans différents pays pour déterminer la sensibilité au gel et la gélivité des sols. Ces essais comprennent des essais indirects et des essais directs.

4.4.1. Les essais indirects

Les essais indirects visent à corrélérer les paramètres intrinsèques du sol avec sa sensibilité au gel. Les principaux essais de ce type sont présentés dans ce qui suit

A) L'analyse granulométrique

La taille des grains est un facteur très important influençant le gonflement du sol. Casagrande (1932) a appliqué les travaux expérimentaux de Taber (1929) au génie civil et a proposé un premier critère de sensibilité du sol au gel en se basant sur le pourcentage de particules de sol inférieures à 0,02 mm et de son degré d'uniformité (figure ci-dessous). Ce critère est encore largement utilisé aujourd'hui dans la pratique

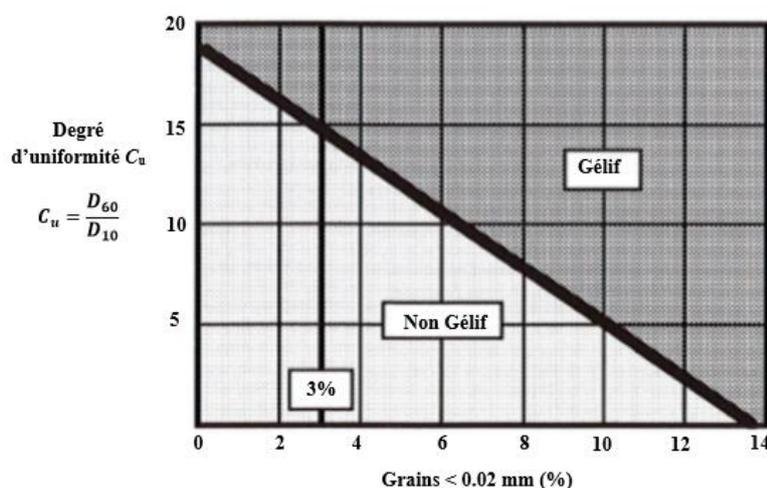


Figure 53 : Sensibilité au gel déterminée par la granulométrie et le degré d'uniformité (Casagrande, 1932).

B) La conductivité hydraulique (perméabilité)

La migration de l'eau vers le front de gel pour créer des lentilles de glace est le mécanisme principal du phénomène de gélifonement. Cette migration est contrôlée par le comportement hydraulique du sol : la succion et la conductivité hydraulique. Onalp (1970) a suggéré un critère de conductivité hydraulique saturée pour évaluer la sensibilité au gel des sols comme dans le Tableau suivant.

Sensibilité au gel	k_{sat} (m/s)
Très gélif	$1 \times 10^{-9} < k_{sat} < 1,3 \times 10^{-9}$
Gélif	$1,3 \times 10^{-9} < k_{sat} < 1,7 \times 10^{-6}$
Peu gélif	$1,7 \times 10^{-6} < k_{sat} < 1 \times 10^{-5}$
Peu gélif	$k_{sat} > 10^{-5}$

Tableau 13 : Classification de la sensibilité des sols au gel selon le critère de conductivité hydraulique saturée (Onalp, 1970).

Wissa et al. (1972) ont proposé un autre critère pour évaluer la sensibilité des sols au gel à partir du produit de la conductivité hydraulique au point d'entrée d'air « K_c » et la succion d'entrée d'air « V_c » (tableau suivant). Ces deux paramètres sont déterminés à partir de la courbe de rétention d'eau du sol.

Sensibilité au gel	$(K_c \times V_c) \times 10^{-7} (\text{kg/cm.s})$
Très gélif	> 20
Gélif	4 - 20
Moyennement gélif	1 - 4
Peu gélif	0,2 - 1

Tableau 14 : Classification de la sensibilité des sols au gel (Wissa et al, 1972).

C) La pression de géliflement

La pression de géliflement (ou la pression de la glace porale) est la mesure de la pression de gonflement pendant le gel. L'éprouvette de sol compacté saturé est gelée de haut en bas et la base de celle-ci est en contact avec une source d'eau. La pression de gonflement est contrôlée par un capteur de force installé sur la plaque supérieure. Le critère de sensibilité au gel dépend de la pression de géliflement et des pourcentages des passants à 0,02 mm (les chiffres dans les carrés de la figure ci-dessous).

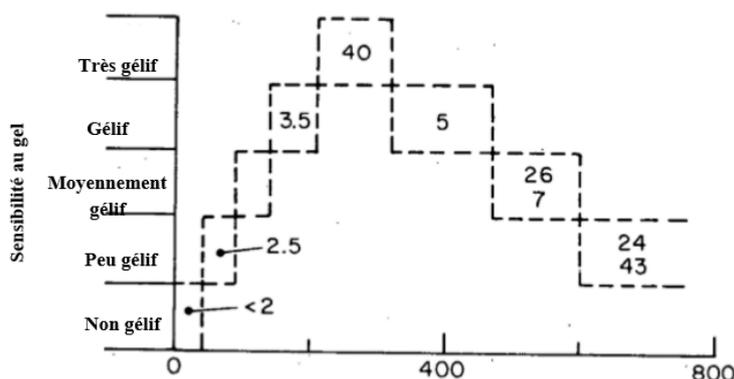


Figure 54 : Critère de sensibilité au gel basé sur la pression de géliflement maximale.

D) La succion capillaire

La succion est mesurée juste en-dessous du front de gel pour évaluer la sensibilité des sols au gel. Le tableau suivant précise les seuils de sensibilité au gel en fonction de la succion.

Sensibilité au gel	Succion moyenne (kPa)
Non gélif	0 - 10
Peu gélif	10 - 20
Moyennement gélif	20 - 50
Très gélif	> 50

Tableau 15 : Classification de la sensibilité selon la succion.

4.4.2. Les essais directs

Dans les essais directs, l'éprouvette de sol est exposée à des conditions thermiques et hydrauliques proches des conditions réelles. Il y a deux types d'essais à savoir : le gonflement au gel et les cycles de gel-dégel. Ces essais sont effectués sous deux conditions ; soit le système fermé où le drainage d'eau est fermé et il n'y a pas de l'eau supplémentaire entrant dans l'éprouvette ou le système ouvert où l'éprouvette est en contact avec une source d'eau extérieure. Le choix entre ces systèmes (fermé ou ouvert) se fait en fonction du mode de transport d'eau dans le sol in situ.

A) L'essai de gonflement au gel (gélifgonflement)

Cet essai permet de déterminer soit le gonflement au gel, soit la vitesse moyenne de gonflement d'une éprouvette de sol. Le refroidissement de l'éprouvette se fait de différentes manières : (i) l'air au-dessus de l'éprouvette est maintenu à une température constante (T_a), (ii) T_a est variable, (iii) la surface de l'éprouvette est maintenue à une certaine température constante, (iv) la pénétration du front de gel à une vitesse constante, (v) le flux de chaleur de l'éprouvette est constant.

Le premier essai est l'essai de gonflement au gel par CRREL I qui est appliqué aux USA. Il a été initialement développé par l'US Army Arctic Construction et Frost Effects Laboratory pour US Army Corps of Engineers. Le critère de gel est basé sur la vitesse de gonflement au gel. Le tableau suivant présente ce critère en se basant sur plusieurs essais CRREL I. L'essai de gel de l'UNH a été développé également aux USA par Zoller (1973). Le tableau suivant fournit le critère de sensibilité au gel par l'essai d'UNH.

Sensibilité au gel	Vitesse moyenne de gonflement (mm/jour)	
	CRREL I (USA)	UNH (USA)
Négligeable	< 0,5	< 6,5
Très faible	0.5 - 1.0	6.5 - 8.0
Faible	1.0 - 2.0	8.0 - 10.3
Moyenne	2.0 - 4.0	10.3 - 13.0
Forte	4.0 - 8.0	13.0 - 15.0
Très forte	> 8,0	> 15.0

Tableau 16 : Sensibilité au gel par l'essai CRREL I et UNH (USA).

Le second essai est l'essai de gonflement au gel par TTRL/SRU. Il a été développé au Grande-Bretagne à partir des années 1940 et a été complété pour l'application depuis 1969. L'éprouvette est refroidie unidirectionnellement de haut en bas à l'aide du système Peltier de refroidissement. La température à la surface supérieure de l'éprouvette est mise à -6°C . Le gonflement au gel du sol est mesuré après 10 jours de l'essai de gel. Le degré de sensibilité au gel du sol est déterminé en fonction du gonflement moyen de 3 éprouvettes. Le critère de sensibilité au gel du sol pour l'essai TTRL est présenté dans le tableau suivant.

Sensibilité au gel	Gonflement (mm)
Faible	< 13
Moyenne	13 - 18
Forte	> 18

Tableau 17 : Sensibilité au gel pour l'essai TTRL/SRU (Grande-Bretagne).

Géivité	Vitesse moyenne de gonflement (mm/jour)
Négligeable	< 6,5
Très faible	6.5 - 8.0
Faible	8.0 - 10.3
Moyenne	10.3 - 13.0
Forte	13.0 - 15.0
Très forte	> 15.0

Tableau 18 : Sensibilité au gel pour l'essai de l'UNH (USA).

En France, la détermination de la sensibilité au gel est faite selon la norme AFNOR NF P 98-234-2 de janvier 1996 (Essais relatifs aux chaussées, Comportement au gel, Partie 2 : Essai de gonflement au gel des sols et des matériaux granulaires traités ou non de $D \leq 20$ mm).

Le principe de l'essai consiste à mesurer le gonflement libre d'éprouvettes de dimensions données, confectionnées avec la masse volumique sèche et la teneur en eau prédéterminées, alimentées en eau par la base inférieure et soumises à un processus de congélation unidimensionnel, via l'application d'une température négative constante à la surface supérieure. Le gonflement du matériau gélif, X_G (mm) est défini comme une fonction linéaire de la racine carrée de l'indice de gel « \sqrt{I} ($\sqrt{^\circ C \cdot h}$) ». Ce dernier est la somme des températures moyennes journalières :

$$I = (^\circ C) \times t$$

T ($^\circ C$) : valeur absolue de la température de surface négative ; t (h) : temps de gel.

Dans la partie linéaire de la relation $X_G(\sqrt{I})$, on détermine la pente de gonflement $\Delta X_G / \Delta \sqrt{I}$ ($mm / \sqrt{^\circ C \cdot h}$), qui est le paramètre retenu pour caractériser la sensibilité au gel du matériau testé. Le critère de sensibilité au gel permet de définir trois classes de sensibilité au gel (figure ci-dessous).

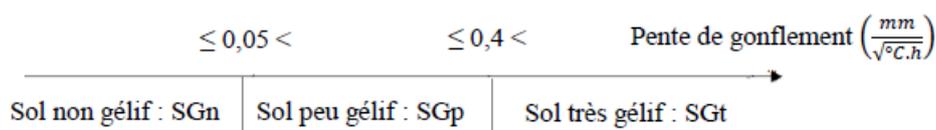


Figure 55 : Classement de la sensibilité au géliflement selon la norme Française.

On se basant sur les résultats des essais réalisés selon cette norme Française, le GTS (Guide de Traitement des sols) fourni une corrélation entre la résistance mécanique (R_{tb} et R_c) et la pente de géliflement pour différents matériaux : argile, limon, grave calcaire, craie (A1,

A2, A3, B1, B5, B6, etc.) traités à la chaux et/ou aux liants hydrauliques (figures ci-dessous). Des seuils empiriques de la résistance au gel du sol traité ont été définis (GTS 2000).

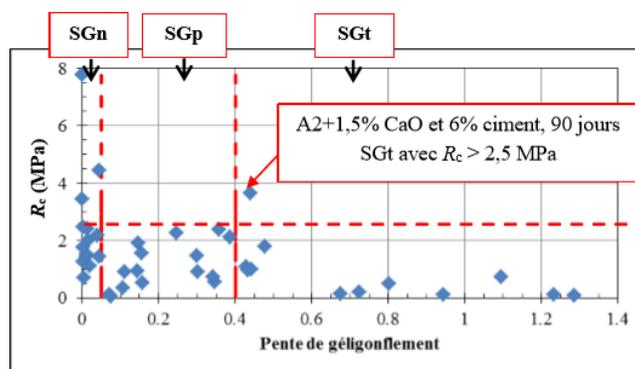


Figure 56 : Corrélation entre R_c et la pente de gélifonflement des sols A1, A2, B5, B6 traités à la chaux et/ou aux liants hydrauliques (LRPC, 1994).

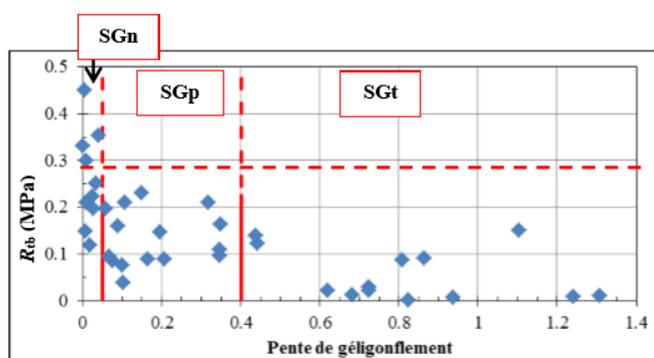


Figure 57 : Corrélation entre R_{tb} et la pente de gélifonflement des sols A1, A2, B5, B6 traités à la chaux et/ou aux liants hydrauliques (LRPC, 1994).

Les résultats montrent que les sols traités sont dans presque tous les cas non gélifs quand $R_c \geq 2,5$ MPa ou $R_{tb} \geq 0,25$ MPa étaient dans tous les cas non gélifs (il y a un point exceptionnel qui montre que le sol est très gélif malgré $R_c > 2,5$ MPa). En se basant sur ces résultats, un critère empirique de sensibilité au gel a été proposé dans le GTS (2000). Ce critère énonce que la résistance à la compression simple du sol traité à la chaux seule au moment d'apparition possible du gel, R_c doit être supérieure ou égale à 2,5 MPa.

B) L'essai des cycles de gel-dégel

Cet essai permet d'étudier la gélifraction après un ou plusieurs cycles gel-dégel. On détermine soit la perte de la masse ou le changement de la teneur en eau ou du volume de l'éprouvette selon la Norme ASTM D 560 (2003), soit la diminution de la résistance de l'éprouvette. On effectue un essai CBR, un essai triaxial ou un essai de cisaillement direct pour mesurer cette diminution de résistance.

L'essai CRREL II est un essai commencé dans les années 1960 et développé après par Chamberlain (1984). On applique plusieurs cycles de gel-dégel et on mesure la perte de portance après le dégel au moyen d'un essai CBR. Le dispositif de l'essai est similaire à celui

de l'essai CRREL I. Deux cycles de gel-dégel d'une durée de 120 h à une température de tête variant de +12°C à -12° sont appliqués, avec une température du pied restant constante à 3°C. Le poinçonnement CBR est réalisé après le dernier dégel. Le critère de gélivité est basé sur la vitesse de gonflement et la valeur CBR (tableau suivant).

Gélivité	Vitesse de gonflement (mm/jour)	CBR après dégel (%)
Négligeable	< 1	> 20
Très faible	1 - 2	20 - 15
Faible	2 - 4	15 - 10
Moyen	4 - 8	10 - 5
Forte	8 - 16	5 - 2
Très forte	> 16	< 2

Tableau 19 : Degrés de gélivité par l'essai CRREL II (Chamberlain, 1984).

Le second essai est l'essai de gonflement au gel appliqué en Suisse. Les dimensions de l'éprouvette sont celles du moule Proctor ou CBR. L'éprouvette est compactée dans le moule et introduite ensuite dans le cabinet de gel. L'éprouvette est gelée uni-directionnellement de haut en bas en appliquant une température de l'air de -20°C au-dessus du sommet des éprouvettes et de +4°C à la base de l'éprouvette. Le gonflement au gel est contrôlé pendant le gel. La durée de l'essai de gonflement au gel est de 3 jours.

Cet essai est utilisé aussi pour l'essai cyclique gel-dégel. Deux procédures sont prévues : procédure rapide et procédure lente. Avec la procédure rapide, le gel se fait pendant 6 h à une température de l'air de -20°C (avec circulation de l'air froid au-dessus du sommet des éprouvettes), et avec l'eau maintenue à +4°C à la base des éprouvettes. Le poinçonnement CBR est exécuté après le dégel d'une nuit du moule placé dans un sac plastique. La procédure rapide est appliquée pour des matériaux qui subissent des conditions hydrologiques et climatologiques peu sévères. Avec la procédure lente, la température de l'air T_a est progressivement abaissée de -2°C à -15°C sur une durée de 72 h (vitesse de propagation du front de gel dans l'éprouvette est environ 20 mm/jour). Le poinçonnement CBR est exécuté après un dégel de 24 h. Le CBR après le dégel est dénommée **CBR₃** pour distinguer avec **CBR₁** d'une éprouvette non-soumise aux cycles de gel-dégel et non soumise à l'imbibition dans l'eau de 4 jours comme dans l'essai CBR standard avec **CBR₂** (coefficient de CBR standard). Pour ce type d'essais, aucun critère n'est disponible. Pourtant, la Suisse a adopté une norme tenant en compte l'essai de CBR après le dégel pour la qualification des matériaux des couches de fondation (tableau suivant).

Propriétés	Grave I 1 ^{er} choix	Grave II 2 ^{ème} choix
Grain maximum (mm)	20 - 63	20 - 100
Fraction < 0,02 mm (% masse)	≤ 3	≤ 10
Limite de liquidité (%)	-	≤ 25
Limite de plasticité (%)	-	≤ 6
CBR 2 et CBR 3 matériau roulé (%)	-	≥ 40
CBR 2 et CBR 3 matériau concassé (%)	-	≥ 80
CBR 2/CBR 1 et CBR 3/CBR 1	-	≥ 0,5

Tableau 20 : Qualification des matériaux des couches de fondation routière en Suisse (Dysli, 1991).

4.5. Dégradations des routes par le gel

Comme on a montré dans les paragraphes précédents le gel entraîne un gonflement du sol ce qui se traduit par un soulèvement de la chaussée routière. Ce phénomène n'est pas uniforme donc des distorsions (soulèvements différentiels) et des fissures apparaissent et se développent à la surface de la chaussée. Des fissures de gel longitudinales et transversales apparaissent sur le revêtement à cause des ondulations provoquées par l'action du gel. Le dégel qui se fait du haut vers le bas et qui provoque des tassements dans les couches inférieures. Les soulèvements différentiels causés par l'action du gel sont classés en quatre types à savoir :

- les soulèvements différentiels ordinaires qui prennent la forme de bosses,
- les soulèvements différentiels inverses qui sont des dépressions dans les surfaces soulevées,
- les ondulations qui sont des séries de bosses et de creux consécutifs,
- les soulèvements différentiels transversaux.

Les trois premiers affectent le confort de l'utilisateur de la route et peuvent le cas échéant causer la perte de contrôle du véhicule.

4.5.1. Soulèvement différentiel transversal

Le soulèvement différentiel transversal (figure ci-dessous) est associé principalement à la variation de la pénétration du front de gel qui est maximale au centre de la chaussée et relativement faible en bordure des accotements où la couche de neige accumulée agit comme un isolant.

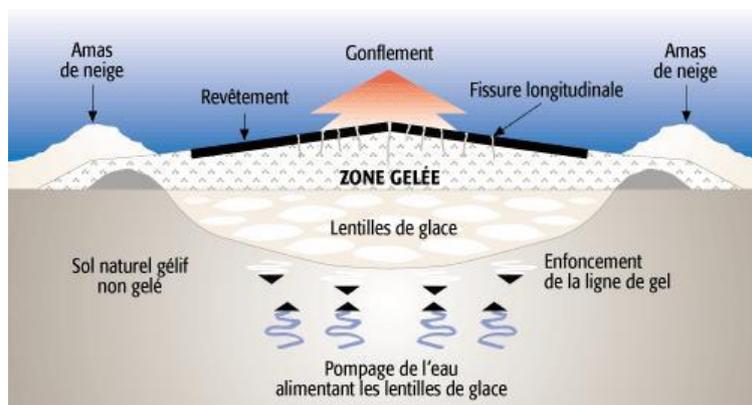


Figure 58 : Mécanisme du soulèvement différentiel transversal.

Si l'usager de la route est peu affecté par ce phénomène, ce dernier soumet la plate-forme de la chaussée à un moment fléchissant qui est susceptible d'induire des contraintes en tension excessives dans le revêtement et d'engendrer des fissures longitudinales. Ces fissures sont potentiellement très dommageables puisqu'elles interceptent l'écoulement de l'eau de surface qui, en s'infiltrant dans le corps de la chaussée, risque d'amplifier les mécanismes de dégradation. La dégradation ultérieure des fissures pourrait éventuellement avoir une importante contribution à la détérioration de la qualité des routes.

Les soulèvements différentiels ainsi que les phénomènes associés peuvent ne pas se résorber complètement lors du dégel. La déformation engendrée contribue à la dégradation à long terme de la chaussée. Les principales manifestations de cette dégradation sont la détérioration de l'uni de la chaussée et la fissuration longitudinale. Lors du dégel, la glace de ségrégation fondant entraîne une augmentation des pressions interstitielles. Cet affaiblissement rend la chaussée vulnérable à la sollicitation par le trafic lourd ce qui accélère les phénomènes de dégradation par fatigue dont les manifestations principales sont le carrelage et l'orniérage structural.

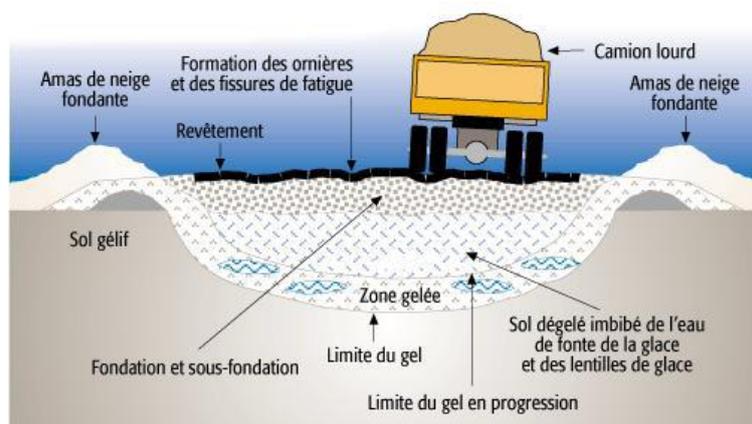


Figure 59 : Schéma montrant l'affaissement de la chaussée au dégel.

4.5.2. Soulèvement différentiel longitudinal et détérioration de l'uni

L'uni de la chaussée est un paramètre qui quantifie les variations de la chaussée par rapport à un profil fictif parfaitement uniforme. En raison de son incidence sur le confort au roulement, sur la sécurité et sur le coût d'utilisation des véhicules, l'uni est le paramètre qui affecte le

plus la qualité du service offert aux usagers de la route. L'action du gel-dégel sur les routes est l'un des facteurs important de détérioration de l'uni. Le soulèvement différentiel longitudinal est généralement attribué aux variations des caractéristiques de la sensibilité au gel des sols d'infrastructure. Ces derniers sont influencés entre autres par les variations de granularité, de composition minéralogique, de teneur en eau, de perméabilité de pression interstitielle et de densité du sol support. La figure ci-dessous illustre bien la différence du soulèvement différentiel longitudinal entre une chaussée construite sur le till glaciaire (SA-2), une chaussée construite sur des dépôts fluviaux (SH-1) et une chaussée construite sur des dépôts marins à proximité de l'embouchure d'une rivière (SP-2).

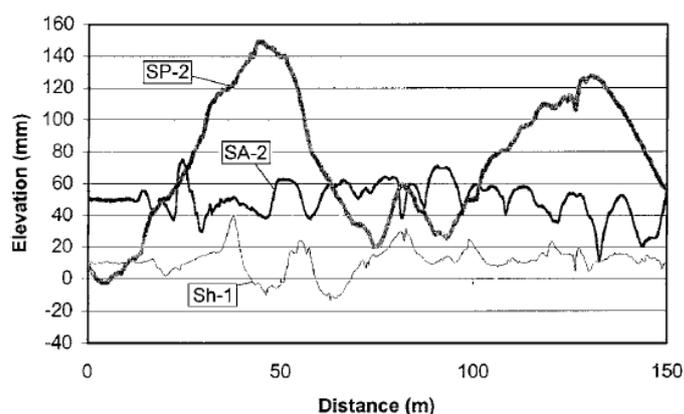


Figure 60 : Profils de soulèvements différentiels longitudinaux (hiver-été) pour trois sites routiers caractérisés par des contextes géologiques différents (Canada).

5. PHENOMENE D'HUMIDIFICATION-SECHAGE DANS LES SOLS [12]

Les sols constituant les ouvrages en terre sont sujets à diverses sollicitations environnementales tout au long de leur durée de vie. Il peut s'agir de sollicitations climatiques, ou liées à la fonction hydraulique de l'ouvrage. Les caractéristiques des sols traités peuvent donc être affectées.

Les spécialistes dans le domaine géotechnique définissent la durabilité comme la capacité d'un matériau à maintenir une stabilité de performances au cours des années d'exposition aux forces climatiques destructrices. Une approche d'étudier la durabilité est de suivre l'évolution des caractéristiques du sol traité lorsqu'il est soumis à une sollicitation hydrique donnée. Ainsi, plusieurs auteurs ont essayé de quantifier les éventuelles pertes de performances suite à des dégradations d'origine hydrique.

5.1. Impact des sollicitations hydriques

5.1.1. Cycles d'humidification - séchage

A) Performances mécaniques

Les sollicitations hydriques d'humidification-séchage peuvent induire des variations volumiques plus ou moins importantes selon la nature du sol. Des études sur différents types de sols traités avec différents dosages en ciment, ont montré une certaine perte de masse liée à

l'application des cycles hydriques par la méthode ASTM-D559, cette perte de masse diminue avec l'augmentation du dosage en ciment. Cependant, la résistance à la compression simple ne diminue pas avec l'accumulation de 12 cycles hydriques et même elle augmente pour certains types de sols testés.

Plusieurs auteurs ont étudié l'évolution du gonflement des sols traités après l'application de cycles hydriques. L'évolution du gonflement a été étudié pour un sol argileux ($w_L = 65\%$ et $I_p = 46\%$) traité avec différents dosages de chaux et ayant subi quatre cycles d'humidification-séchage. Les éprouvettes ont été séchées par ventilation d'air chaud à $40\text{ }^\circ\text{C}$, et l'humidification a été réalisée par remontée d'eau par capillarité. Les résultats de l'étude montrent une baisse de performance. Une autre étude montre que les cycles de séchage et d'humidification peuvent altérer les effets dus au traitement à la chaux. Le sol traité peut donc gonfler lors des phases d'humidification.

Les travaux plus récents (Stoltz et al. (2012, 2014)) Réalisés sur un sol argileux ($w_L = 71\%$ et $I_p = 42\%$), montrent que les effets du traitement à la chaux peuvent être dissipés avec l'accumulation des cycles hydriques. D'autres travaux (Khattab et al. (2007) sur un sol traité à la chaux et Estabragh et al. (2013) sur un sol traité à la chaux/ciment), montrent aussi une augmentation du gonflement avec l'accumulation des cycles hydriques. Cependant, le gonflement observé par Khattab et al. (2007) et Estabragh et al. (2013) reste inférieur à celui des sols sans traitement ayant subi les mêmes cycles hydriques.

Au-delà des modifications des propriétés de gonflement, d'autres auteurs se sont intéressés à l'évolution des caractéristiques hydromécaniques des sols avec l'accumulation des cycles hydriques. Hoyos et al., (2005) ont réalisé une série d'essais triaxiaux UU et de résistance à la compression simple sur une argile plastique ($w_L = 74\%$ et $I_p = 45\%$) traitée au ciment. Les éprouvettes ont subi plusieurs cycles hydriques (selon la méthode ASTM-D559) avant la mesure des caractéristiques. Les résultats montrent une diminution des résistances mécaniques du sol traité avec 5% de ciment suite à l'accumulation des cycles hydriques. Les éprouvettes de sol traité avec 10% de ciment conservent globalement le même niveau de performances mécaniques.

L'évolution de la résistance à la compression simple est donnée dans le tableau ci-dessous. Par ailleurs, un certain gain de résistance a été observé après un certain temps d'exposition, mais ce gain est probablement lié à la baisse de la teneur en eau des éprouvettes lors de la réalisation des essais.

Nombre de cycles	Rc (kPa)		
	Sol naturel	Sol + 5% ciment	Sol + 10% ciment
0	182,9	1004,6	1742,3
1	116,6	568,5	1201,7
2	100,5	431,6	1368,5
4	83,5	409,4	1454,1
8	77,3	398,0	1915,8
16	73,6	336,8	1927,3
32	64,3	625,6	2143,0

Tableau 21 : Effet des cycles hydriques sur Rc de sol traité (Hoyos et al. 2005).

Chittoori (2008) et Pedarla (2009) ont utilisé le protocole de la norme ASTM-D559 pour réaliser des cycles de séchage-humidification tout en mesurant la résistance à la compression simple avec l'accumulation des cycles. L'étude a été effectuée sur quatre sols argileux (I_p variant entre 32 et 45 %) traités avec différents dosages de chaux et de ciment. Les résultats de leurs études montrent que la résistance à la compression simple diminue avec l'accumulation des cycles hydriques (figures ci-dessous). Plusieurs facteurs semblent conditionner à la fois l'augmentation initiale et la dégradation au cours de l'application des cycles hydriques. Ces facteurs sont la nature du produit de traitement et son pourcentage, et aussi la nature minéralogique du sol étudié.

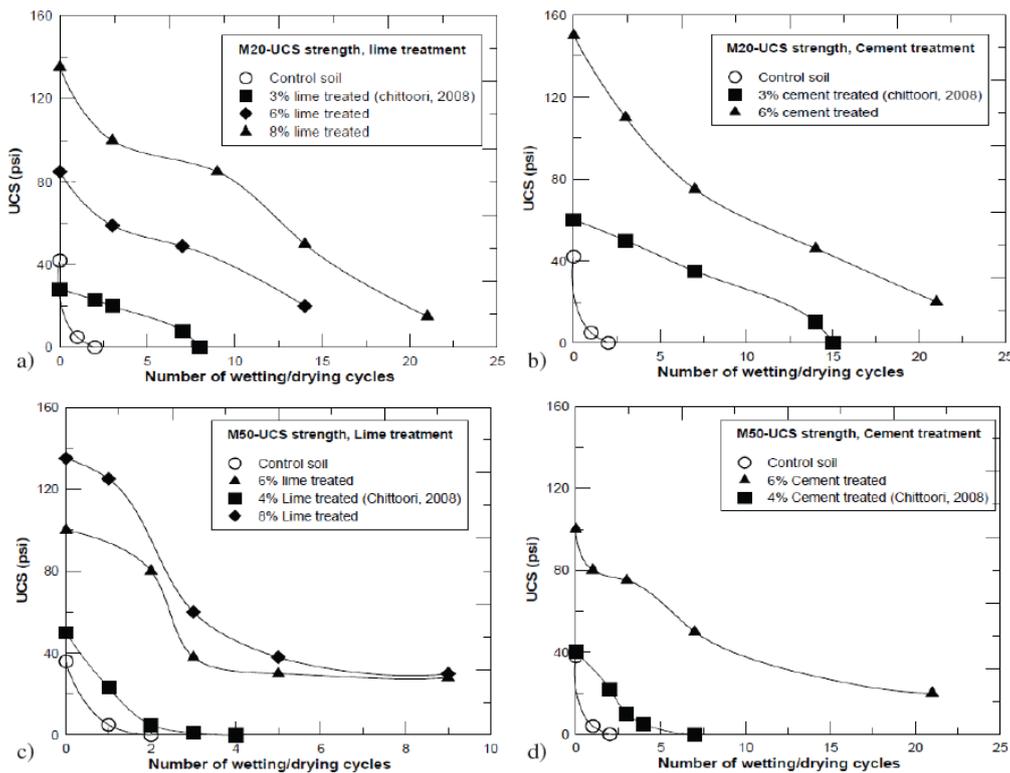


Figure 61 : Evolution de R_c en fonction des cycles d'humidification – séchage (Pedarla 2009).

Aldaood et al. (2014) ont étudié un sol argileux peu plastic ($w_L = 29\%$ et $I_p = 8\%$) traité avec 3 % de chaux. Les cycles ont été appliqués selon une méthode similaire à celle de la norme (ASTM-D559) et la résistance à la compression a été mesurée à la fois à la fin du chemin d'humidification mais aussi à la fin du cycle de séchage. Les résultats montrent que : i) à la fin du chemin de séchage la résistance à la compression simple passe d'une valeur de l'ordre de 3,7 MPa après 2 cycles à une valeur de l'ordre de 1,75 MPa après 6 cycles, ii) à la fin du chemin d'humidification la résistance à la compression simple passe d'une valeur de l'ordre de 0,5 MPa après 1 cycle à une valeur de l'ordre de 0,25 MPa après 6 cycles. Par ailleurs Aldaood et al. (2014) ont aussi appliqué la même stratégie expérimentale sur des mélanges de sol-gypse à différentes proportions et ils ont observé un comportement similaire.

B) Evolution de la conductivité hydraulique

L'évolution de la conductivité hydraulique des sols traités soumis à des cycles de séchage-humidification est peu évoquée dans la bibliographie. Akcanca & Aytekin (2014) ont étudié l'évolution de la conductivité hydraulique de différents mélanges de sable-bentonite traités avec trois dosages de chaux (1, 2 et 3 %). Des perméamètres à paroi rigide ont été utilisés, et les éprouvettes ont subi une phase d'humidification par imbibition jusqu'à saturation et une phase de séchage à l'étuve de $35\pm 5^\circ\text{C}$. Les résultats de l'étude (figure ci-dessous) montrent que la conductivité hydraulique des éprouvettes traitées diminue légèrement, ou reste stable, avec l'accumulation des cycles hydriques. Quant aux éprouvettes non traitées, la conductivité hydraulique augmente légèrement, ou reste stable, avec l'accumulation des cycles hydriques. Il est toutefois important de noter que de manière générale, les variations de la conductivité hydraulique sont inférieures à un ordre de grandeur.

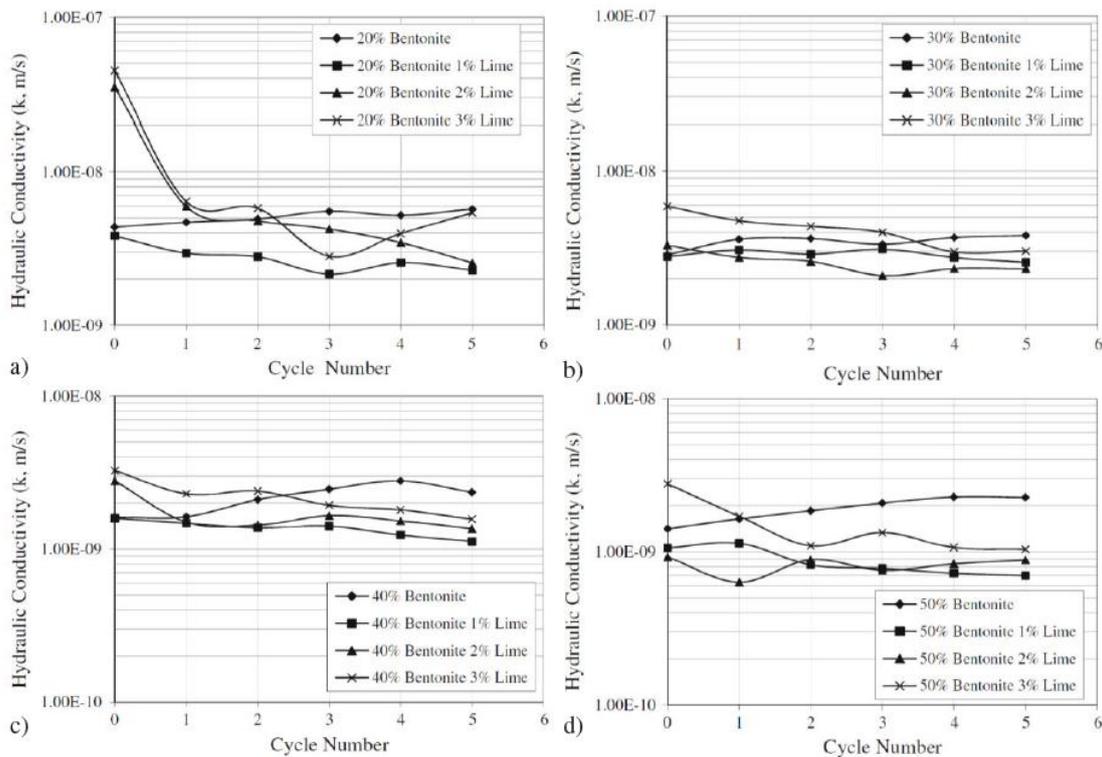


Figure 62 : Evolution de ks en fonction du nombre de cycles hydriques.

5.1.2. Circulation permanente de l'eau

La circulation de l'eau peut entraîner un lessivage du sol traité. Le lessivage peut être défini comme le processus qui provoque la dissolution des composés solides par effet de percolation ou de diffusion. Ce lessivage peut entraîner les particules argileuses, les ions, mais aussi les produits de traitement. Dans le cas des traitements à la chaux et au ciment le risque réside aussi dans les éventuelles modifications pouvant être causées aux produits cimentaires ou à leurs processus de développement.

Certains auteurs ont étudié les modifications des paramètres physico-chimiques de l'eau lixiviée sous l'effet d'une circulation d'eau permanente (McCallister & Petry, 1991, 1992 ; Khattab et al, 2007 ; Chittoori, 2008 ; Le Runigo, 2008). McCallister & Petry (1991, 1992) et

Khatab et al. (2007) observent une diminution du pH et aussi une diminution des concentrations des ions de calcium. La diminution du pH et le lessivage des ions de calcium ont été observés dès le début de la circulation. Par ailleurs, McCallister & Petry (1991, 1992) constatent que cette diminution est linéaire avec le temps, tandis que, Khatab et al. (2007) observent une diminution initiale plus rapide au début et une diminution plus lente après quelques jours. Chittoori (2008), dont l'étude a porté sur 8 sols différents et avec 14 jours de circulation seulement, n'observe pas de modifications significatives du pH et constate que la diminution des concentrations des ions de calcium est liée à la nature des sols. Le Runigo (2008), dont l'étude a porté sur un limon du Bassin Parisien, constate que le pH reste stable même après 320 jours de circulation. Le Runigo (2008) observe une diminution des concentrations des ions de calcium, mais la cinétique de diminution diffère de celle des études de McCallister & Petry (1991, 1992) et de Khatab et al. (2007), l'auteur attribue cette différence à la nature du sol étudié.

Au-delà de ces modifications physico-chimiques, des modifications de paramètres hydromécaniques sont aussi constatées. McCallister & Petry (1991, 1992) ont étudié l'évolution du gonflement libre et de la pression de gonflement de trois types de sols (I_p entre 30 et 45 %) traités avec différents dosages de chaux. Les résultats montrent que la circulation provoque une augmentation du gonflement libre et de la pression de gonflement (figure ci-dessous). Ces modifications sont obtenues après 45 jours de circulation et leurs ampleurs sont liées aux dosages de chaux et aux conditions de compactages initiales. Ainsi, les modifications les plus importantes sont notées sur les éprouvettes compactées à l'optimum, ou du côté humide de l'optimum, et traitées avec des dosages de 3 à 6 % de chaux. Cependant, même après circulation, les sols traités présentent une pression de gonflement ainsi qu'un gonflement libre inférieur à ceux des sols non traités.

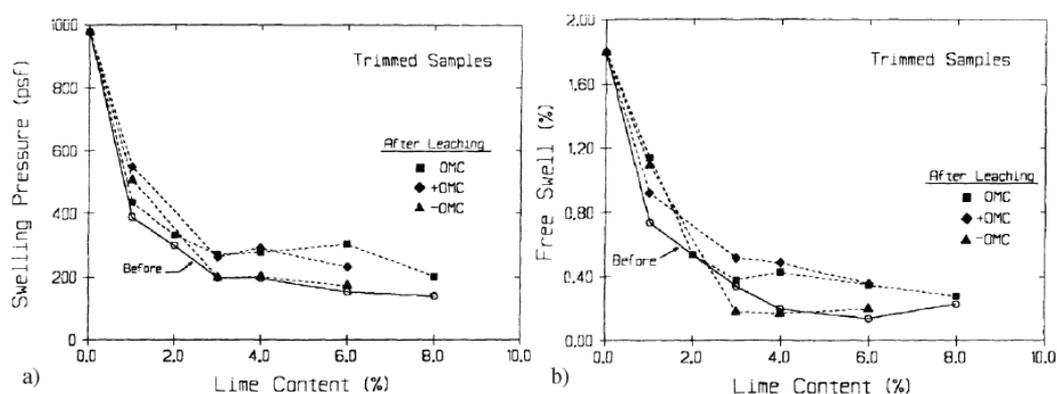


Figure 63 : Effet de circulation continue d'eau sur les propriétés de gonflement d'une argile traitée (McCallister & Petry 1992).

Les paramètres mécaniques des sols traités à la chaux peuvent être significativement affectés par la circulation permanente d'eau (Malhotra & Bashkar, 1983 ; McCallister & Petry, 1991, 1992 ; De Bel et al., 2005 ; Chittoori, 2008 ; Le Runigo et al., 2011). Ainsi, les travaux de Malhotra & Bashkar (1983) (cité par Le Runigo et al., 2011) montrent que la circulation de l'eau cause une baisse de l'indice CBR de 36 et 54 %.

Quelques auteurs (McCallister & Petry, 1991, 1992 ; De Bel et al., 2005 ; Chittoori, 2008 ; Le Runigo et al., 2011) ont cherché à évaluer la perte des performances mécaniques par la mesure de l'évolution de la résistance à la compression simple après circulation. McCallister & Petry (1992) observent une baisse de la résistance à la compression simple des éprouvettes traitées à la chaux avec l'augmentation du temps de circulation (figure ci-dessous). McCallister & Petry (1992) constatent que le dosage de chaux et la teneur en eau de compactage jouent un rôle primordial, et que pour certaines éprouvettes la résistance à la compression simple augmente après circulation d'eau (figure ci-dessous). Cette augmentation peut être expliquée par le développement des réactions pouzzolaniques et la formation de composés cimentaires.

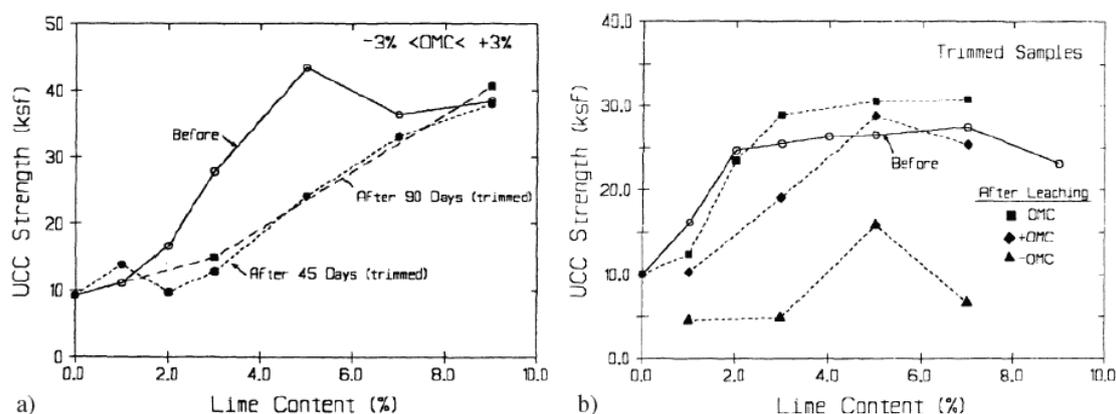


Figure 64 : Effet de circulation d'eau sur Rc de deux sols traités à la chaux (McCallister & Petry 1992).

L'étude de Chittoori (2008) a porté sur 8 sols différents traités avec différents dosages de chaux et de ciment et soumis à une durée de 14 jours de circulation. Les essais ont été réalisés sous circulation accélérée correspondant au passage d'une quantité d'eau égale au volume des pores sur une durée d'un jour. Sur les 8 sols testés, 7 gardent 85 à 98 % de leur performance mécanique initiale. Chittoori (2008) observe qu'un seul sol, traité avec le plus faible dosage de chaux (3%), a subi une dégradation importante équivalente à 45 % de la performance initiale.

Le Runigo et al. (2011) ont découpé les effets liés au contact d'eau (immersion) et les effets de circulation d'eau. L'étude a porté sur le limon de Jossigny traité avec deux dosages de chaux (1 et 3 %) et avec un temps de cure de 25 jours. Les résultats montrent qu'après un temps d'immersion de 7 jours, la résistance à la compression simple décroît puis se stabilise jusqu'à 120 jours. La perte de la résistance à la compression simple est de 35 % et 45 % selon le dosage, elle reste cependant supérieure au niveau du sol sans traitement qui est considérée nulle puisque les éprouvettes non traitées se désintègrent complètement après immersion dans l'eau. Le Runigo et al. (2011) montrent que les effets de circulation d'eau sont étroitement liés à la quantité d'eau qui traverse le sol et donc à la conductivité hydraulique du sol. Ainsi, plus la perméabilité du sol traité est faible, plus les processus de dissolution sont négligeables et donc plus les pertes de performances sont limitées. Tandis que, plus la conductivité hydraulique du sol traité est forte plus les processus de dissolution sont importants et donc plus les pertes des performances mécaniques sont grandes.

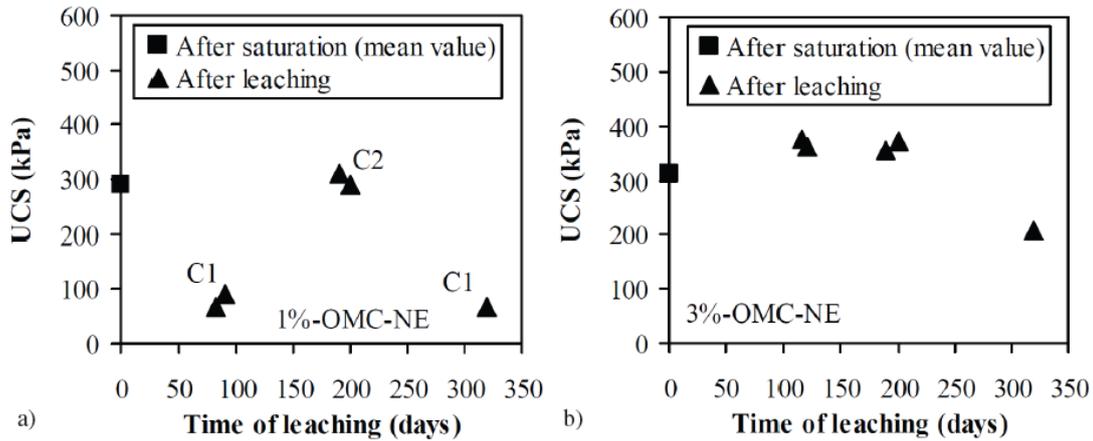


Figure 65 : Evolution de R_c d'un limon traité à la chaux (Le Runigo et al 2011).

L'impact de la circulation d'eau sur l'évolution de la conductivité hydraulique a été étudié par quelques auteurs (McCallister & Petry, 1991, 1992 ; Khattab et al., 2007 ; Le Runigo et al., 2009). McCallister & Petry (1991) ont étudié trois argiles traitées avec différents dosages de chaux et soumises à une circulation d'eau permanente. Ils ont ainsi observé une diminution de la conductivité hydraulique (figure ci-dessous). Mais la conductivité hydraulique reste toutefois supérieure à celle du sol naturel sans traitement.

Khattab et al. (2007) ont étudié une argile ($w_L = 115\%$ et $I_p = 70\%$). Ils ont aussi observé une légère diminution de la conductivité hydraulique après lessivage. Khattab et al. (2007) attribuent cette diminution aux réactions chaux-sol qui engendrent la formation de composés cimentaires, le remplissage et/ou la fermeture des pores. Ce qui provoque donc des changements de la distribution de la taille des pores et de l'accessibilité des pores, donc de la tortuosité du sol, et cause par conséquent une diminution de la conductivité hydraulique.

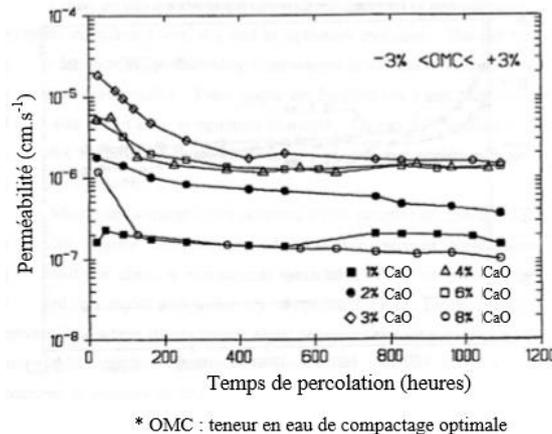
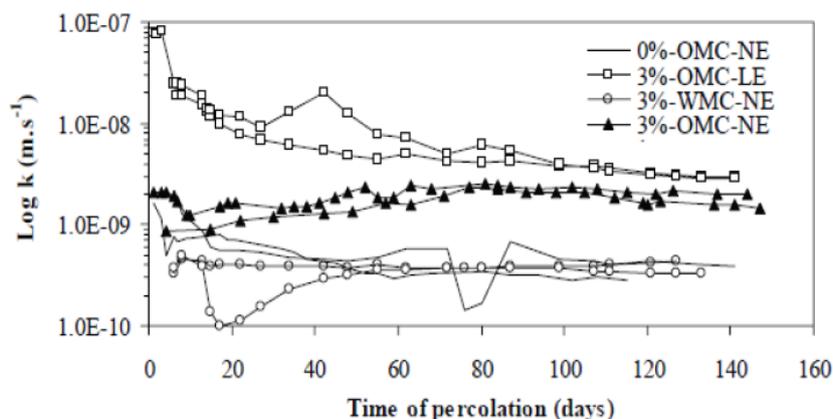


Figure 66 : Evolution de la conductivité hydraulique d'une argile traitée avec différents dosages de chaux est soumise à une circulation d'eau permanente (McCallister & Petry, 1991).

Les résultats de l'étude de Le Runigo et al. (2009) montrent que, pour un compactage Proctor normal, la conductivité hydraulique du limon traité ne varie pas de manière significative sous l'effet d'une circulation d'eau permanente à long terme (figure ci-dessous). Seules les éprouvettes compactées avec une faible énergie de compactage, ont subi une diminution de la

conductivité hydraulique. Le Runigo et al. (2009) attribuent ce comportement à la microstructure du limon traité qui n'a pas été affectée par la circulation d'eau.



OMC teneur en eau optimale, WMC teneur en eau humide, LE faible énergie de compactage, NE énergie de comptage normale (Le Runigo et al. 2009).

Figure 67 : Evolution de ks de limon traité à la chaux (Le Runigo et al 2011).

La bibliographie disponible montre que le comportement des sols est lié à deux processus opposés qui influencent de manière parallèle le comportement des sols. Ces processus sont : la dissolution/décalcification et la précipitation. La prédominance de l'un sur l'autre détermine le sens de l'évolution de paramètres hydromécaniques des sols traités soumis à une circulation permanente d'eau.

5.2. Méthodes de simulation des conditions hydriques au laboratoire

L'étude de la durabilité du traitement vis-à-vis des sollicitations hydriques de séchage-humidification consiste à déterminer l'évolution de caractéristiques du sol traité dans le temps. Cette étude passe tout d'abord par la simulation au laboratoire de ces conditions hydriques. Cette simulation se fait, d'une part, sur des durées bien plus courtes comparées aux durées de vies des ouvrages et, d'autre part, en imposant des conditions qui se rapprochent le plus possible des conditions auxquelles ces ouvrages sont soumis.

Une liste non exhaustive qui résume les principales méthodes d'imposition des cycles hydriques de séchage-humidification sur des sols traités chaux/ciment est donnée dans le Tableau ci-dessous. La méthode proposée par la norme *ASTM-D559* a constitué la référence dans de nombreuses études de durabilité des effets des traitements. De nombreux auteurs ont adapté la procédure de la norme selon les spécificités de leurs dispositifs, des sols étudiés ou des caractéristiques mesurées (Hoyos et al, 2005 ; Akcanca & Aytakin, 2014 ; Stoltz et al, 2014 ; Aldaood et al, 2014). Ces protocoles sont rapides à réaliser mais les conditions hydriques restent toutefois peu représentatives des sollicitations qui peuvent être rencontrées in situ sur les ouvrages géotechniques. Les conditions hydriques peuvent donc être qualifiées *d'extrêmes* comparées aux conditions réelles in situ.

Pour appliquer les cycles de séchages-humidification, d'autres auteurs ont utilisé des cycles hydriques moins *agressifs* et qui se rapprochent des conditions pouvant être rencontrées in

situ (Rao et al, 2001a ; Guney et al., 2007 ; Tang et al., 2011 ; Estabragh et al., 2013 ; Stoltz et al., 2014). L'objectif de ces méthodes est de tester le comportement des sols pour des variations de teneur en eau sur des intervalles spécifiques et *non extrêmes*.

Il existe ainsi différents protocoles d'application de cycles de séchage-humidification et ce selon l'intensité et la durée d'application de chaque cycle hydrique. Le comportement du sol traité vis-à-vis de ces cycles, c'est-à-dire l'évolution de ces paramètres, va dépendre de la méthode de sollicitation utilisée. Le choix approprié de la méthode de sollicitation constitue donc le premier pas vers la qualification/quantification de la durabilité des sols traités. Il est donc important de prendre en considération à la fois deux approches de sollicitations hydriques.

Étude	Méthode d'humidification	Méthode de séchage
(ASTM-D559, 1996)	Éprouvette libre. Immersion dans l'eau à (21±1,5°C). Durée : 5 h.	Éprouvette libre. Passage à l'étuve (71°C). Durée : 42 h.
(Rao et al, 2001)	Éprouvette placée dans une bague de consolidation. Absorption d'eau à partir d'un lit de matériau sableux humide. Durée : 48 h.	Éprouvette placée dans une bague de consolidation. Séchage par ventilation d'air chaud (40°C). Durée : 48 h.
(Khattab et al, 2007)	Éprouvette placée dans une cellule œdométrique. Gonflement possible. imbibition d'eau à la base de la cellule. Durée : saturation de l'éprouvette.	Éprouvette placée dans un dessiccateur. Imposition de l'humidité relative par solution saline (20 °C). Puis passage à l'étuve (60 °C). Durée : 48 h par palier.
(Kalkan, 2011)	Éprouvette placée dans une cellule œdométrique. Gonflement possible. Immersion dans l'eau à température ambiante. Durée : 24 h.	Éprouvette placée dans une cellule œdométrique. Séchage à l'air libre (22 °C). Durée : 120h
(Tang et al, 2011)	Éprouvette libre. Pulvérisation d'eau sur l'éprouvette, puis éprouvette entourer de film en plastique pour homogénéisation de la teneur en eau. Durée : temps requis pour atteindre la teneur en eau souhaitée, 24 h minimum.	Éprouvette libre. Séchage à l'air libre, puis éprouvette entourer de film en plastique pour homogénéisation de la teneur en eau. Durée : retour à la teneur en eau initiale
(Akcanca & Aytekin, 2014)	Éprouvette placée dans un perméamètre à paroi rigide. Imbibition d'eau jusqu'à saturation. Durée : 5 semaines.	Éprouvette placée dans un perméamètre à paroi rigide. Passage à l'étuve (35±5 °C). Durée : 48 h.
(Aldaood et al, 2014b)	Éprouvette libre. Immersion dans l'eau (20 °C). Durée : 48 h.	Éprouvette libre. Passage à l'étuve (60 °C). Durée : 48 h.

Tableau 22 : Méthodes d'imposition des cycles hydriques sur des sols traités (liste non exhaustive).

Dans notre travail, nous avons choisi d'utiliser la méthode **ASTM-D559** car elle est la référence de toutes les autres méthodes. Elle est présentée dans le chapitre 3.

6. CONCLUSION

Nous avons fourni dans ce chapitre une bibliographie sur les effets des phénomènes climatiques de gel-dégel et d'humidification-séchage sur la durabilité des matériaux traités par des produits conventionnels. Nous avons constaté que le travail réalisé dans le cadre des Masters précédents n'a pas pris en compte la durabilité des traitements proposés vis-à-vis notamment le phénomène de gel-dégel et d'humidification-séchage. Nous avons fait donc une étude expérimentale de durabilité dont les résultats sont présentés dans le chapitre III.

CHAPITRE III :

Etude expérimentale de durabilité des
traitements

CHAPITRE III : ETUDE EXPERIMENTALE DE DURABILITE DES TRAITEMENTS

1. INTRODUCTION

L'objectif de cette partie expérimentale est d'étudier le comportement mécanique vis-à-vis les cycles de gel-dégel et d'humidification-séchage de la marne argileuse traitée avec deux liants hydrauliques à savoir ; le ciment + chaux et le co-produit laitier de haut fourneau broyé et la coquille d'œuf (LHR). L'influence de la substitution d'une partie de la marne par un sable siliceux broyé sur son comportement a été également étudiée.

Nous allons dans un premier temps présenter la démarche expérimentale mise en place pour répondre aux objectifs fixés. Ensuite, une synthèse des caractéristiques des différents matériaux utilisés est présentée. Enfin, les résultats sont présentés et discutés.

2. DEMARCHE EXPERIMENTALE

Notre démarche expérimentale est basée sur des essais réalisés au laboratoire sur notre marne argileuse. Les essais effectués visent à mieux comprendre la durabilité de la marne traitée vis-à-vis les agressions climatiques à savoir les cycles de gel-dégel et d'humidification-séchage. La marne est traitée avec deux mélanges de produits de traitement à savoir ; le nouveau co-produit coquille+laitier et le traitement mixte traditionnel ciment+chaux. La comparaison des résultats obtenus pour ces deux mélanges de traitement va permettre de juger le niveau de durabilité où nous sommes arrivés avec ce traitement. Les étapes de l'expérimentation réalisée au laboratoire sont :

D'abord, nous avons confectionné les éprouvettes qui vont être soumises aux essais des cycles hydriques et de gel-dégel. Au total, soixante-huit (68) éprouvettes ont été préparées pour différents dosages et différents temps de cure.

A l'échéance de temps de cure (28 jours), nous avons effectués les essais cycliques d'humidification-séchage et de gel-dégel selon un programme préétabli et bien organisé (voir annexe).

Finalement, nous avons réalisés des essais de compression simple sur les éprouvettes de la marne traitée déjà soumises aux cycles. Ces essais permettent de déterminer l'évolution de la résistance à la compression de la marne traitée en fonction du nombre de cycles (durabilité).

3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX UTILISES

3.1. Marne naturelle

Nous avons utilisé la marne argileuse disponible au niveau de notre laboratoire. Cette marne a fait l'objet du projet de fin d'étude de l'année précédente (2017). A titre de rappel, cette

marne a été prélevée dans les alentours de la commune de NECHMAYA dans la Wilaya de Guelma sur le chantier de la réalisation de la pénétrante Guelma – Annaba. Les caractéristiques de ce matériau à l'état naturel sont présentées dans ce qui suit.

3.1.1. Granulométrie (normes NF P 94-056 et NF P 94-057)

La courbe granulométrique est présentée dans la figure ci-dessous.

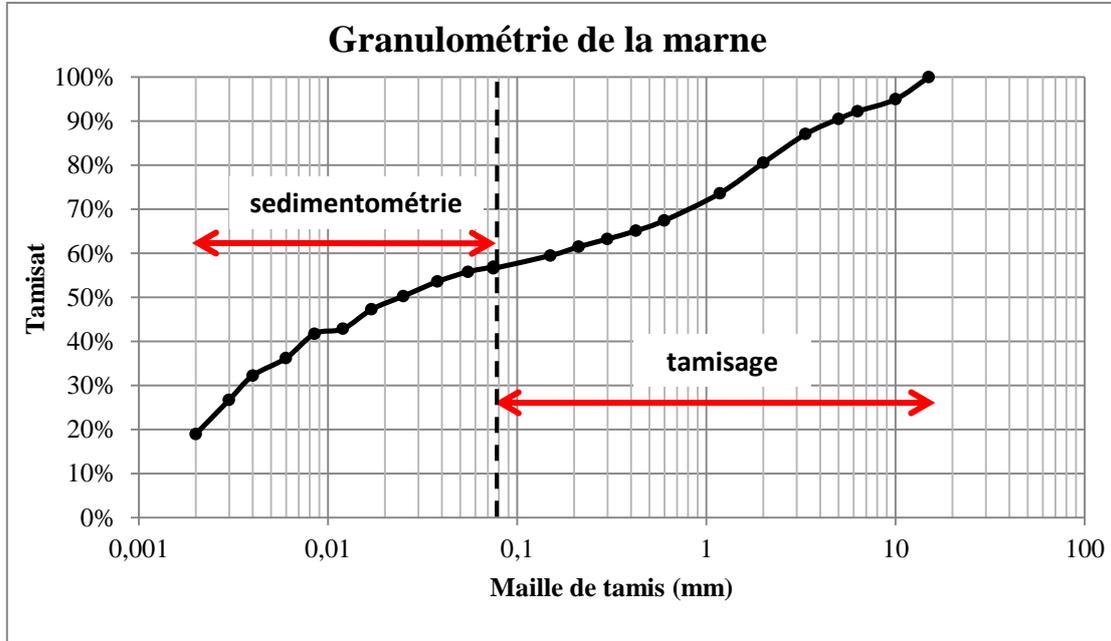


Figure 68 : Courbe granulométrique de la marne.

Les paramètres de granularité (D_{max} et tamisât à 80 µm) sont déterminés à partir de la courbe granulométrique (tableau suivant). Ce sont des paramètres déterminant pour la classification GTR des sols.

D_{max} (mm)	% Passants à 80µm
15	58

Tableau 23 : Récapitulatif de l'analyse granulométrique.

3.1.2. Essai des limites d'Atterberg (norme NF P 943-51)

Les limites d'Atterberg sont déterminées uniquement pour les éléments fins d'un sol (diamètre < 0,400mm). Les résultats de ces essais sur la marne sont présentés dans la figure suivante. La limite de liquidité est égale à **57.6%**.

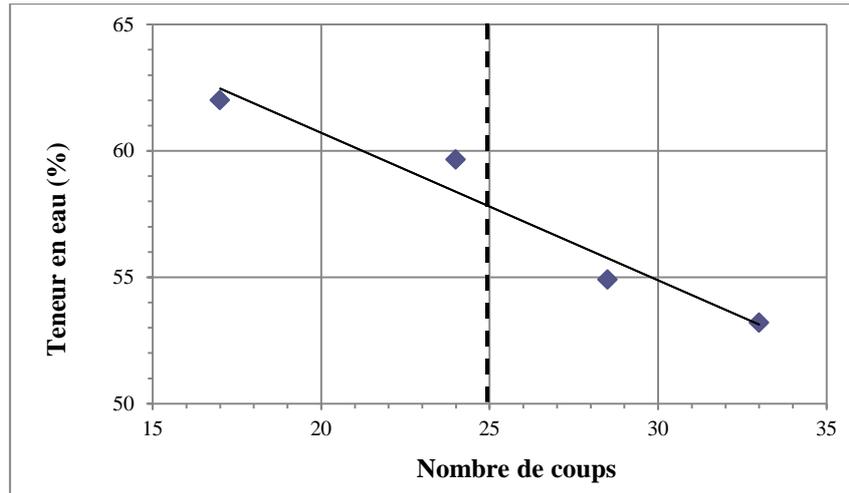


Figure 69 : Graphe de détermination de la limite de liquidité.

Concernant la limite de plasticité w_p , elle est égale à **28,8%**

Le calcul de l'indice de plasticité nous donne : $I_p = w_L - w_p = 28,8\%$

3.1.3. Valeur de bleu de méthylène (norme NF P 94-068)

La valeur de bleu de méthylène VBS est exprimée en gramme par 100 gr de matériau et est donné par l'expression suivante :

$$VBS = \frac{B}{m_0} \times 100$$

m_0 : masse sèche de la prise d'essai (gr) ; B : masse de bleu de méthylène introduit (gr), $B = V * 0.01$; V : volume totale de bleu introduit.

Les résultats obtenus pour notre marne sont présentés dans la figure et le tableau ci-dessous :

Poids sec sol (g)	30
Fraction 0/5 (mm)	90.88%
Volume bleu (cm ³)	40
Masse bleu (g)	0.4
VBS	1.33

Tableau 24 : Valeur de l'essai VBS.

$$VBS = \frac{B}{m_0} \times 100 = \frac{0.4}{30} \times 100$$

Donc **VBS = 1.33**.

3.1.4. Référence de compactage (Essai Proctor : norme NF P 94-093)

La courbe Proctor pour la marne argileuse a une forme pointue ce qui explique la sensibilité du sol à la teneur en eau. La valeur de la teneur en eau optimale est de **15%** correspondante à une densité maximale de **18,33 kN/m³**

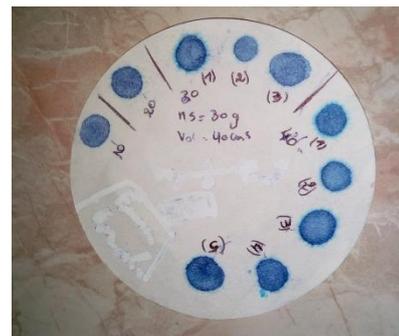


Figure 70 : Résultats de tests à la tâche.

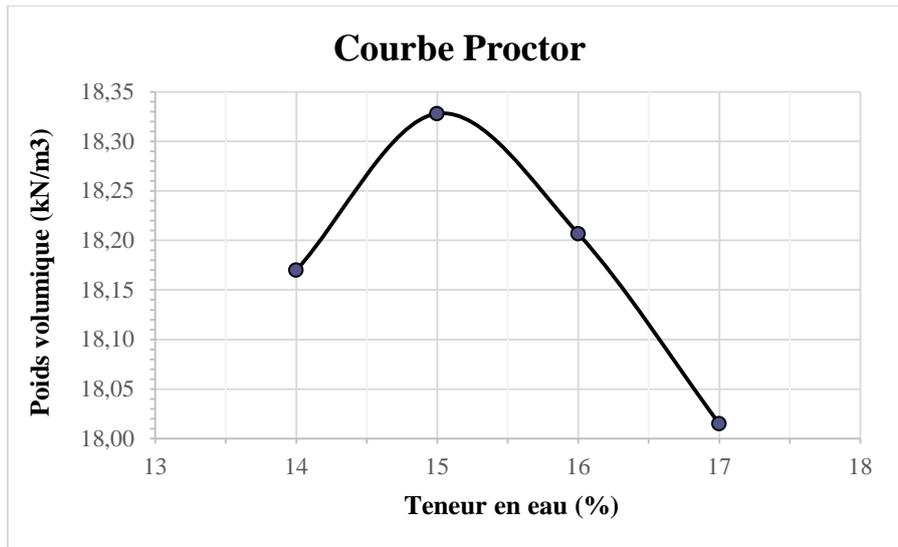


Figure 71 : Courbe Proctor normal de la marne naturelle.

3.1.5. Classification GTR de la marne

A partir de ces différents résultats d'essais, nous sommes arrivés à la classification de notre matériau.

$D_{max} \leq 50 \text{ mm}$

Tamisât à 0,08 mm = 58%

→ Sol de classe A.

$I_p = 28,8\% > 25 < 40 \rightarrow$ Sous classe A3 (marne argileuse).

3.2. Produits de traitement utilisés

3.2.1. Le ciment

Nous avons utilisé de ciment Portland de type CEM I (SRS) de classe de résistance 42.5. Ce ciment est produit par le groupe national GICA de la cimenterie de Ain Elkebira de la Wilaya de Sétif.



Figure 72 : Le ciment utilisé (CEM I : Ain Elkebira – Sétif).

Ce ciment présente les caractéristiques Physico-Mécaniques résumées dans le tableau suivant :

Désignations		Unités	Garanties NA.442	Mesures
Poids Spécifique (NA 259/2006)		G/cm ³	-	3.07
Surface Spécifique Blaire (NA 23/2006)		Cm ² /g	-	3495
Consistance Normale (NA 230/2010)		% H ₂ O	-	26.04
Temps de prise (NA 230/2010)	Début	h : min	≥1h :00	02 h 27
	Fin	h : min	-	03 h 27
Expansion à Chaud (NA 232/2002)		mm	≤ 10	0.65
Refus sur tamis 45 µm (NA 231/2006)		%	-	10.20
Chaleur d'hydratation (NA5061/2006)	120 Heures	j/g	≤ 270 j/g	LH
Résistance à la Flexion (NA 234/2007)	02 Jours	MPa	-	5.00
	07 Jours	MPa	-	6.77
	28 Jours	MPa	-	7.80
Résistance à la Compression (NA 234/2007)	02 Jours	MPa	≥ 20.00	23.70
	07 Jours	MPa	-	37.03
	28 Jours	MPa	≥ 42.50	47.14

Tableau 25 : Caractéristiques Physico-Mécaniques du ciment utilisé.

La composition Chimique est fournie dans le tableau suivant.

Eléments	Garanties Na.442	Teneur %
SiO ₂	-	23.70
Al ₂ O ₃	-	3.80
Fe ₂ O ₃	-	4.37
Ca O	-	60.83
Mg O	-	1.73
K ₂ O	-	0.69
Na ₂ O	-	0.43
SO ₃ (NA237/2005)	≤ 3.5 %	2.39
Cl ⁻ (NA5038/2005)	≤ 0.1 %	0.016
P.A.F (NA235/2005)	≤ 5.00 %	2.05
CaO libre	-	0.71
Résidus Insolubles (NA236/2005)	≤ 5.00 %	1.78
Composition Potentielle du Clinker C3A	C3A ≤ 5.00 %	4.33

Tableau 26 : Composition chimique du ciment utilisé.

3.2.2. La chaux

Nous avons utilisé la chaux éteinte disponible sur le marché. Cette chaux est fabriquée par l'entreprise HYDROSID Annaba. En absence de fiche technique pour ce produit, nous présentons les caractéristiques d'une chaux équivalente fabriquée par l'entreprise Cevital Minerals de Elkheroub – Constantine. L'aspect de la chaux est une poudre fine inodore. Les passants à 400µm : 53,2% ; les passants à 80µm : 7,6%. La densité apparente est de 1,3 g/cm³.



Figure 73 : Photo du sac de chaux utilisée.

Les caractéristiques chimiques sont résumées dans le tableau suivant.

Hydroxyde de calcium Ca(OH)_2 soluble	43.1%
Humidité	< 1%
PH	11.96
Carbonate de calcium CaCO_3	42.8%
Dioxyde de carbone CO_2	18.8%
Oxyde de magnésium MgO	< 0.2%
Aluminium Al	0.04%
Oxyde d'Aluminium Al_2O_3	0.08%
Antimoine Sb	<0.0005%
Cadmium Cd	<0.00005%
Chrome Cr	0.0002%

Tableau 27 : Composition chimique de la chaux.

3.2.3. Laitier de haut fourneau granulé

Le laitier granulé de haut fourneau d'El-Hadjar (Complexe Sidérurgie d'Annaba) est obtenu par refroidissement par un jet d'eau (trempe à l'eau) et chute dans un grand bassin. Il se présente sous forme de sable de couleur grise.

Après avoir sécher le laitier dans l'étuve, un broyage a été réalisé avec la machine du Micro Deval. Nous avons mis 2 kg de laitier avec 4 kg de billes dans chacun des 4 moules de l'appareil Micro Deval. Le broyage a duré 12 heures pour atteindre une finesse autour de $4000 \text{ cm}^2/\text{g}$.



Figure 74 : Le laitier granulé avant et après broyage.

3.2.4. La coquille d'œuf

Nous avons utilisé une quantité des déchets de la coquille d'œuf déjà disponible au niveau de notre laboratoire (environ 10 kg à l'état brut). Cette quantité de coquille a été récupérée l'année dernière (2017) par les étudiantes du Master en faisant des tournées régulières chez les pâtisseries et les fast-foods de la ville de Guelma. Par la suite, la coquille a subi les opérations suivantes :

- lavage pour éliminer au maximum la matière organique du blanc d'œuf.
- calcination au four.
- broyage à l'appareil MDE.
- calcination à la température 900 °C pendant 2 heures pour transformer (Ca CO_3) en (CaO).
- broyage de la coquille calcinée pendant 4 heures dans la machine Micro Deval pour atteindre la finesse autour de 3000 cm^2/g .



Figure 75 : de gauche vers la droite : coquille d'œuf à l'état naturel, après calcination, après broyage.

3.2.5. Sable de dune broyé

Le sable utilisé dans cet essai provient de la région d'Oum Ali, située au Sud-Est de la wilaya de Tébessa. Il s'agit d'un sable siliceux (teneur en silice > 85%). caractérisé par une granulométrie plus ou moins uniforme (figure ci-dessous). Le tableau suivant, résume l'ensemble des paramètres dimensionnels du sable.

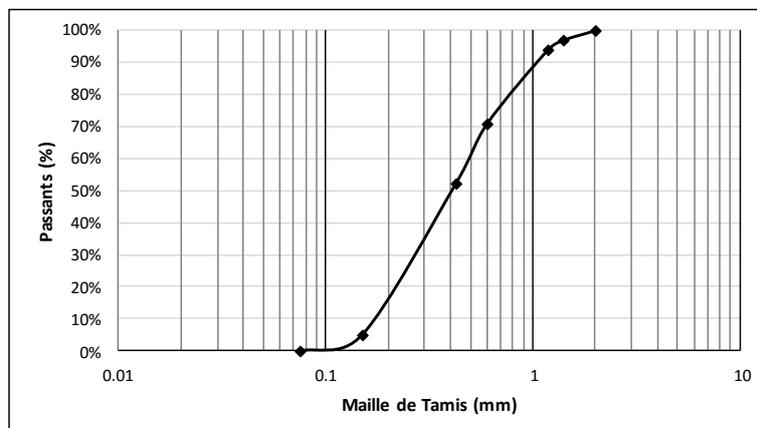


Figure 76 : Courbe granulométrique du sable d'Oum Ali.

d_{10}	d_{60}	Cu	D_{max}
0,17 mm	0,49 mm	2,9 mm	2 mm

Tableau 28 : Propriétés du sable d'Oum Ali.

Ce sable a subi un broyage avec la machine Micro Deval pour être le fine possible pour qu'il réagi avec le traitement de la marne (figure ci-dessous).



Figure 77 : Photos du sable de dune à l'état naturel et broyé.

4. PROTOCOLES EXPERIMENTAUX

4.1. Confection des éprouvettes

Les éprouvettes soumises aux essais des cycles de gel-dégel et humidification-séchage sont de forme cylindrique. Elles ont été confectionnées dans un moule en PVC spécialement conçu pour nos essais. Le moule a les dimensions suivantes : $H=15,2\text{ cm}$ et $\varnothing= 7,6\text{cm}$ (figure suivante).

Au total, **68 éprouvettes** ont été confectionnées pour des différents mélanges (figures ci-dessous). Nous avons fait **quatre (4) mélanges** différents pour deux (2) **dosages 5% et 10%** de chaque produit de traitement à savoir :

- **mélange 1 : marne + laitier + coquille**
- **mélange 2 : marne + ciment + chaux**
- **mélange 3 : marne + sable + laitier + coquille**
- **mélange 4 : marne + sable + ciment + chaux**

Il faut préciser qu'on a choisi de mettre **90% de laitier de haut fourneau** comme produit latent et **10% de coquille d'œuf** comme un activant dans les mélanges 1 & 3 (pourcentage optimal). Pour les mélanges 2 & 4, nous avons mis **50% de ciment et 50% de chaux**. La substitution de la marne par le **sable broyé est à hauteur de 10%** pour les mélanges 3 & 4.



Figure 78 : Photos du moules et des éprouvettes confectionnées.

Les quantités de chaque composante du mélange sont synthétisées dans les tableaux suivants :

Composants	Poids (g)			
	Mélange 1		Mélange 3	
	5%	10%	5%	10%
Marne	1173,04	1111,3	1055,74	1000,16
LHF	55,56	111,12	55,56	111,12
Coquille	6,18	12,34	6,18	12,34
Sable	/	/	117,3	111,12
Eau	222,26			

Tableau 29 : Composition des mélanges 1 & 3.

Composants	Poids (g)			
	Mélange 2		Mélange 4	
	5%	10%	5%	10%
Marne	1173,04	1111,3	1055,74	1000,16
Ciment	30,86	61,74	30,86	61,74
Chaux	30,86	61,74	30,86	61,74
Sable	/	/	117,3	111,12
Eau	222,26			

Tableau 30 : Composition des mélanges 2 & 4.

Les quantités respectives des différents matériaux (marne argileuse et produits de traitement) ont été préparées à une teneur en eau du *côté humide* de la courbe de compactage Proctor Normal (18%) et à la densité sèche $\rho_d = 1790 \text{ kg/m}^3$. Le sol a été mis en premier lieu à l'étuve pour séchage pendant une période de 24 heures. Puis, la marne a été mélangée à sec avec les produits de traitement. Après avoir mélangé le tout à sec, nous avons rajouté une quantité d'eau et malaxer jusqu'à l'obtention d'un mélange parfaitement homogène.

Une fois les mélanges préparés, les éprouvettes sont compactée selon le mode de compactage statique à l'aide de la presse UNIFRAME (figure ci-après). La quantité du mélange, déterminée au préalable pour atteindre la densité voulue, est introduite en *deux fois* dans le moule de compactage. Cette méthode de *compactage statique* permet la confection d'éprouvettes de densité et de teneur en eau avec précision, afin de favoriser une bonne répétabilité des essais.

Après le démoulage, les éprouvettes ont été immédiatement sellées à l'aide d'un papier film afin de prévenir l'évaporation de l'eau contenu dans les mélanges. Par la suite, Les éprouvettes ont été mises dans la chambre thermique réglée à 20°C (figure ci-dessous).



Figure 79 : Photos la machine de compactage UNIFRAME et de la chambre climatique.

4.2. Essai de cycles gel-dégel

L'essai de cycles gel-dégel est effectué selon le mode opératoire inspiré à partir des travaux de recherche de Dayioglu (2017) [référence]. Le protocole de l'essai est défini comme suit :

A la fin de la période de cure de 28 jours, 4 éprouvettes sont soumises à des cycles gel dans un congélateur et de dégel dans la chambre thermique. Les températures respectives de gel et dégel sont $(-15 \pm 3)^\circ\text{C}$ et $(20 \pm 2)^\circ\text{C}$. Un cycle de gel et de dégel dure 48 h (24h pour le gel et 24h pour le dégel).

A l'issue des cycles 0, 2, 4 et 8, les éprouvettes sont soumises à un essai de compression simple.



Figure 80 : Photo des éprouvettes de marne traitée dans le congélateur.

4.3. Essai de cycles humidification-séchage

L'essai a été effectué selon le mode opératoire de la norme ASTM-D559. Après la période de cure de 28 jours, les éprouvettes de marne traitée sont immergées dans un bac d'eau à température de $20 \pm 2^\circ\text{C}$ (figure ci-dessous). La durée de la phase de d'humidification est de

5h. À la fin de la phase d'humidification, les éprouvettes sont placées dans une étuve à 60°C pour séchage (figure ci-dessous). La durée de la phase de séchage est de 48 h.

Il faut préciser qu'un cycle hydrique consiste à appliquer une phase d'humidification suivie d'une phase de séchage.

A l'issue des cycles hydriques 0, 1, 3 et 6, les éprouvettes sont soumises à un essai de compression simple.



Figure 81 : Photos des éprouvettes soumises aux cycles humidification-séchage.

4.4. Résistance à la compression simple

Les essais ont été réalisés selon la norme NF P94-077. L'éprouvette du sol est placée sur le plateau d'une presse à chargement axial (UNIFRAME). Après la mise en contact des deux plateaux de la presse avec l'éprouvette, le chargement axial est appliqué avec une vitesse de déplacement constante de 1,00 mm/min (figure ci-dessous). La force maximale F_{\max} de rupture est affichée par la machine. La résistance à la compression simple R_c est la contrainte à la rupture résultant du rapport entre la force de rupture F_{\max} et la section transversale de l'éprouvette A : $R_c = F_{\max}/A$



Figure 82 : Photo de l'essai de résistance à la compression simple.

5. RESULTATS ET DISCUSSIONS

Nous présentons dans ce qui suit les résultats des essais conduits en laboratoire sur la marne argileuse. Les résistances à la compression simple R_c pour les quatre mélanges et pour différents types de traitement de la marne sont présentées et discutées. Nous avons regroupé ces résultats en cinq parties pour étudier :

- l'effet du dosage en produits de traitement sur les résistances R_c ,
- l'effet de temps de cure sur la résistance R_c (à 28 et 56 jours) pour les différents mélanges et dosages en produits de traitement,
- l'effet de l'ajout du sable broyé sur les résistances mécaniques,
- l'effet des cycles gel-dégel sur la variation de la résistance mécanique R_c pour les différentes compositions,
- Idem pour l'effet des cycles humidification-séchage ce qui permet de comprendre le comportement de la marne traitée vis-à-vis les agressions climatiques.

L'ensemble des remarques faites sur la variation des résistances à la compression simple (et donc la portance) vont nous permettre de mieux comprendre la durabilité de nos différents traitements (ciment + chaux, laitier + coquille, sable).

5.1. Effet du dosage en liant sur la résistance R_c

5.1.1. Résistances à 28 jours

Les résultats de l'écrasement des éprouvettes à 28 jours sont résumés dans le tableau et la figure suivants.

Dosage	R_c à 28j (kPa)			
	LHR	Ciment + Chaux	LHR + Sable	Ciment + Chaux + Sable
0	107,14		65,84	
5%	263,6	798,0	172,2	856,4
10%	703,9	1355,1	564,3	1570,3

Tableau 31 : Résistance à la compression R_c à 28 jours.

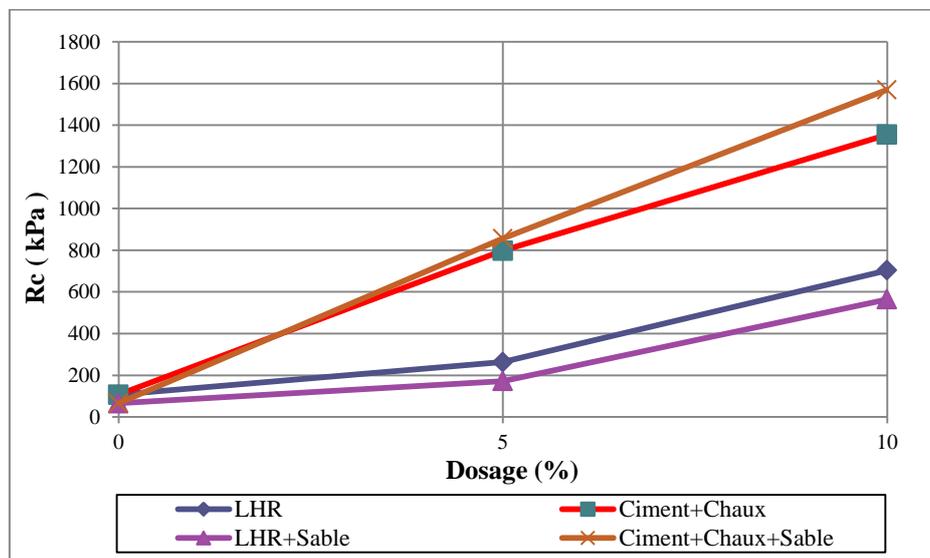


Figure 83 : Résistances Rc pour les différents traitements à 28 jours.

On remarque une augmentation de la résistance mécanique à 28 jours avec l'accroissement du dosage (0%, 5% et 10%) et cela est valable pour les quatre mélanges (Marne+LHR, Marne+LHR+Sable, Marne+Ciment+chaux, Marne+Ciment+Chaux+Sable). Cette amélioration de la résistance à compression simple est due aux réactions pouzzolanique et hydraulique des produits de traitement qui est en relation direct avec leur quantité (dosage) dans la marne.

Afin de mieux analyser les rapports entre les différentes résistances Rc et la résistance initiale de la marne naturelle, nous avons calculé les rapports Rc/Rc0 pour les différents dosages et les différents mélanges. Les résultats sont présentés dans le tableau suivant.

Dosage	Rapport Rci/Rc0			
	LHR	Ciment + Chaux	LHR + Sable	Ciment + Chaux + Sable
5%	2,5	7,4	2,6	13,0
10%	6,6	12,6	8,6	23,8

Tableau 32 : Rapport Rc/Rc_{i-1} pour les différents traitements à 28 jours.

A partir du tableau précédent, on constate que le rapport de résistance est passé de 2,5 à 13 fois pour le dosage de 5% et de 6,6 à 23,8 fois pour le dosage de 10%. Cela montre une bonne prise hydraulique des produits de traitement utilisés et l'amélioration est très appréciable.

5.1.2. Résistances à 56 jours

Les résistances à 56 jours permettent de mieux comprendre l'effet des produits de traitement sur le comportement de la marne à long terme. Les résultats des écrasements sont résumés dans les tableaux et la figure suivants.

Dosage	Rc à 56j (kPa)			
	LHR	Ciment + Chaux	LHR + Sable	Ciment + Chaux + Sable
5%	362,2	680,1	129,6	893,3
10%	880,8	1540,4	755,7	1611,0

Tableau 33 : Résistance à la compression Rc à 56 jours.

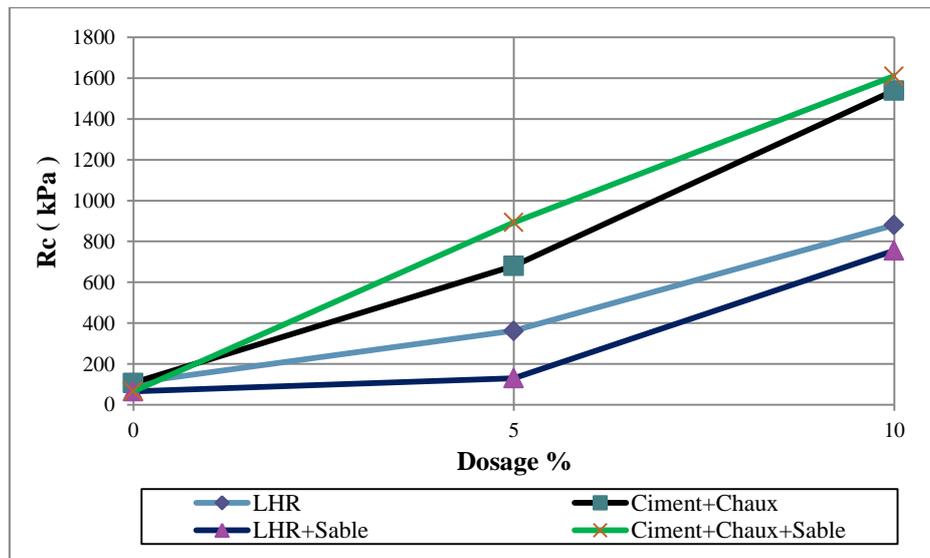


Figure 84 : Résistances Rc pour les différents traitements à 56 jours.

Dosage	Rapport R_c/R_{c-1}			
	LHR	Ciment+ Chaux	LHR+ Sable	Ciment+ Chaux+ Sable
5%	3,4	6,3	2,0	13,6
10%	8,2	14,4	11,5	24,5

Tableau 34 : Rapport R_c/R_{c-1} pour les différents traitements à 56 jours.

On remarque que la résistance mécanique à 56 jours augmente en fonction de l'augmentation du dosage (5%, 10%), cela est valable pour les quatre mélanges. Le rapport de résistance est passé de 2 fois pour le mélange (LHR + sable) à 13,6 fois pour le mélange (ciment+ chaux + sable) et cela pour le dosage de 5% en produit de traitement. Ce rapport a atteint plus que 24 fois pour le dosage de 10% et cela pour le mélange N°4.

5.2. Effet de temps de cure sur la résistance R_c

Pour montrer l'effet de temps de cure sur les résistances mécaniques, nous avons calculé les écarts de résistances entre 28 et 56 jours. Les résultats sont présentés dans le tableau suivant.

Dosage %	Ecart entre 28 j et 56 j			
	LHR	Ciment + Chaux	LHR + Sable	Ciment + Chaux + Sable
5%	37	-15	-25	4
10%	25	14	34	3
Moyenne	+31	-1	+5	+3

Tableau 35 : Ecart entre les résistances de 28 et 56 jours.

A partir du tableau, nous remarquons qu'il y a un écart moyen de 31% entre 28 et 56 jours pour le mélange Marne + LHR, cet écart est très faible ($\leq 5\%$) pour les trois autres mélanges. Cela montre que la résistance mécanique s'améliore en fonction de temps de cure pour un seul mélange (Marne + LHR), cela est dû à l'action pouzzolanique qui se produit dans le mélange au fur et à mesure du passage de temps.

On voit aussi qu'il y a une dispersion dans les écarts des mélanges (ciment + chaux) et (LHR + sable) où les résistances à 56 jours sont inférieures à celles de 28 jours pour le dosage de 5%. Le phénomène inverse s'est produit pour le dosage de 10% (amélioration des résistances).

5.3. Effet de l'ajout du sable broyé sur la résistance R_c

De même et pour montrer l'effet de l'ajout du sable broyé sur les résistances mécaniques des différents mélanges, nous avons calculé les écarts entre les deux mélanges sans sable (1 & 3) et les mélanges avec ajout de sable (2 & 4). Les résultats de ces calculs sont présentés dans le tableau suivant. Nous avons fait des comparaisons séparées en fonction de temps de cure (à 28 et 56 jours).

Dosage%	Rc à 28 jours	
	LHR / LHR + Sable	Ciment + chaux / Ciment + chaux + Sable
5%	-35	7
10%	-20	16
Moyenne	-27	+12

Tableau 36 : Les écarts entre résistances à 28 jours (avec et sans sable broyé).

A 28 jours, la substitution de la marne naturelle par le sable siliceux broyé n'a pas améliorée les résistances pour le traitement à LHR (laitier + coquille). On a remarqué une baisse des résistances autour de 27% en moyenne suit à l'ajout du sable broyé. En revanche, une petite amélioration (autour de 12%) a été constaté pour le traitement ciment + chaux.

Ce résultat montre que l'ajout du sable broyé fait un effet négatif sur la prise hydraulique du LHR c-à-dire il a tendance à freiner cette réaction nécessaire à l'augmentation des résistances en fonction du temps. Ce phénomène n'a pas été constaté pour le traitement au ciment + chaux où les résistances ont montré une petite augmentation.

Concernant les écarts à 56 jours de temps de cure (tableau ci-dessous), les mêmes remarques faites pour les résistances à 28 jours sont valable pour 56 jours c-à-dire l'ajout de sable a baissé les résistances de 39% en moyenne des deux dosages du traitement LHR. Par contre, une petite amélioration (autour de 18%) a été constaté pour le traitement ciment + chaux.

Dosage%	Rc à 56 jours	
	LHR / LHR + Sable	Ciment + chaux / Ciment + chaux + Sable
5%	-64	31
10%	-14	5
Moyenne	-39	+18

Tableau 37 : Les écarts entre résistances à 56 jours (avec et sans sable broyé).

5.4. Effets des cycles gel-dégel sur les différents mélanges

5.4.1. Mélange 1 (Marne + LHR)

Les résultats des essais gel-dégel de la marne traitée à différents dosages en LHR (laitier + coquille) sont présentés sur la figure ci-dessous.

Pour le mélange 1, on a constaté une diminution de la résistance à la compression simple en fonction du nombre des cycles gel-dégel, cela est valable pour les deux dosages 5% et 10% avec un point particulier pour le cycle 4 du dosage 5% où on a constaté une petite augmentation qui est peut être à l'incertitude de opération de confectionnement des éprouvettes (densité, dosage,...). Dans l'ensemble les diminutions enregistrées n'ont pas atteint la résistance du sol naturel.

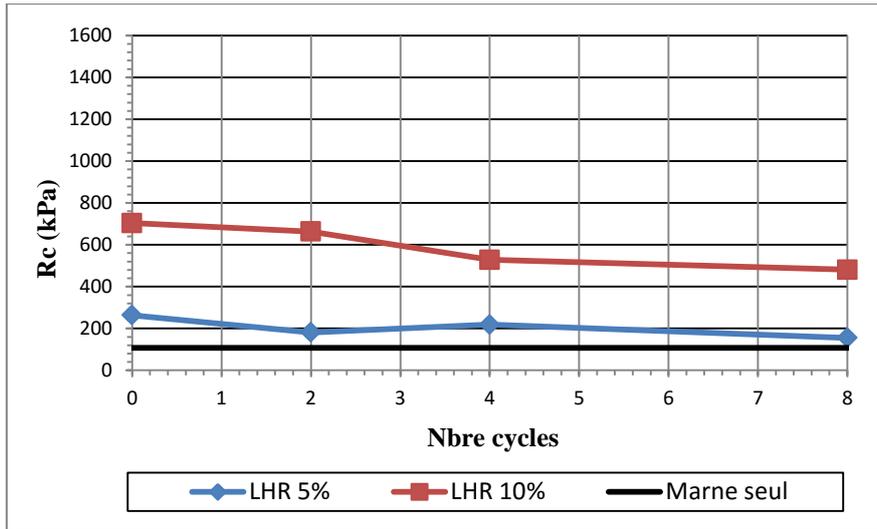


Figure 85 : Evolutions des résistances à la compression simple avec le cycle de gel-dégel (mélange 1).

Par la suite, nous avons calculé le rapport entre les résistances à la compression simple des éprouvettes ayant subi N cycles « $R_{c,N}$ » et les résistances à la compression simple des éprouvettes de référence après 0 cycles « $R_{c,ref}$ ». Ce rapport est le coefficient de résistance après N cycles. Il est appelé RFT_N (%) « Retained strength factor after Freeze-Thaw testing », et est calculé selon l'équation suivant :

$$RFT_N(\%) = \frac{R_{c,N}}{R_{c,ref}} \times 100$$

Lorsque RFT_N est égale à 0%, cela veut dire que l'éprouvette de sol est détruite complètement sous l'effet des cycles gel-dégel. En revanche, lorsque RFT_N est égale à 100% cela veut dire que le gel-dégel n'a aucun effet sur la résistance du sol.

Les coefficients de résistance après N cycles, RFT_N sont présentés sur la figure suivant :

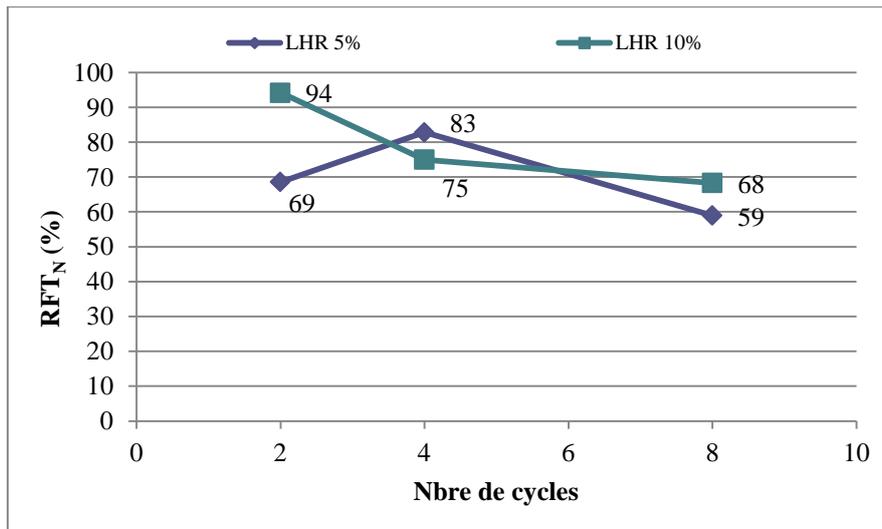


Figure 86 : RFTN après N cycles pour le mélange 1.

Les résultats montrent une tendance décroissance de la valeur de RFT_N de la marne traitée à LHR en fonction de l'augmentation du nombre de cycles de gel-dégel. Pour le dosage de 5%

de LHR, RFT_N décroisse de 31% pour les deux premiers cycles puis il subit une croissance de 14% à 4 cycles et de nouveau une décroissance de 41% à 8 cycles. Ce tendance est dû peut être aux incertitudes liées au confectionnement des éprouvettes, mais la décroissance de RFT est visible sur la tendance globale des points de mesures. Concernant le dosage de 10%, la diminution de RFT_N en fonction du nombre de cycles est plus nette par rapport au premier dosage. Elle varie de 6% pour 2 cycles puis 25% à 4 cycles et 32% à 8 cycles. Cette diminution des résistances est due à la dégradation les liaisons créés par le liant hydraulique entre les particules de sol sous l'effet des cycles gel-dégel. Dans la phase de gel, des lentilles de glace sont créés et elles sont à l'origine du gonflement, qui conduit à des pressions de gonflement internes dégradant la microstructure du sol après plusieurs cycles.

La comparaison entre les RFT_N des deux dosages montre que les éprouvettes confectionnées avec le dosage de 10% résistent mieux aux cycles de gel-dégel par rapport aux éprouvettes confectionnées avec le dosage de 5%. Sous l'effet du dosage, on peut conclure que plus la résistance initiale est élevée, plus la diminution de la résistance aux cycles gel-dégel est faible.

5.4.2. Mélange 2 (Marne + Ciment + Chaux)

Les résultats des essais gel-dégel de la marne traitée à différents dosages en ciment + chaux sont présentés sur la figure ci-dessous.

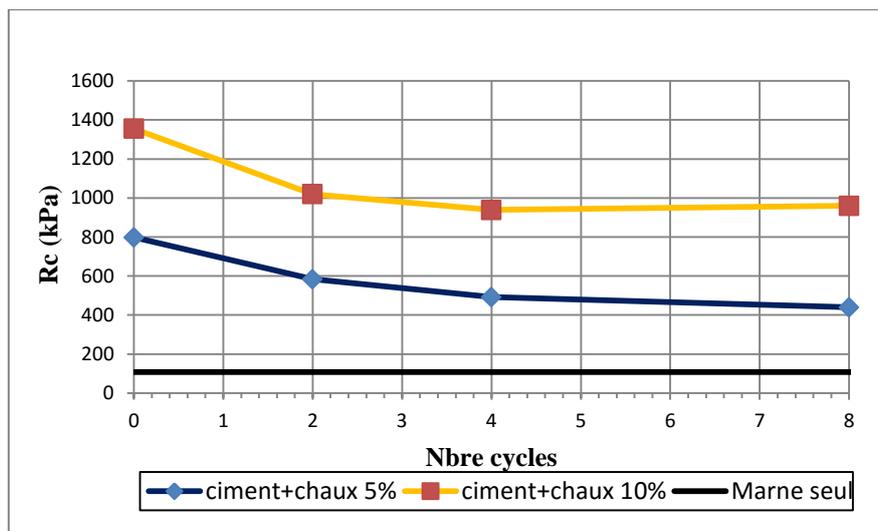


Figure 87 : Evolutions des résistances à la compression simple avec le cycle de gel-dégel (mélange 2).

Les résultats montrent que la résistance à la compression simple diminue avec le nombre de cycles. Ce constat est valable pour les deux dosages (5% et 10%). Ces diminutions n'ont pas atteint la résistance du sol naturel.

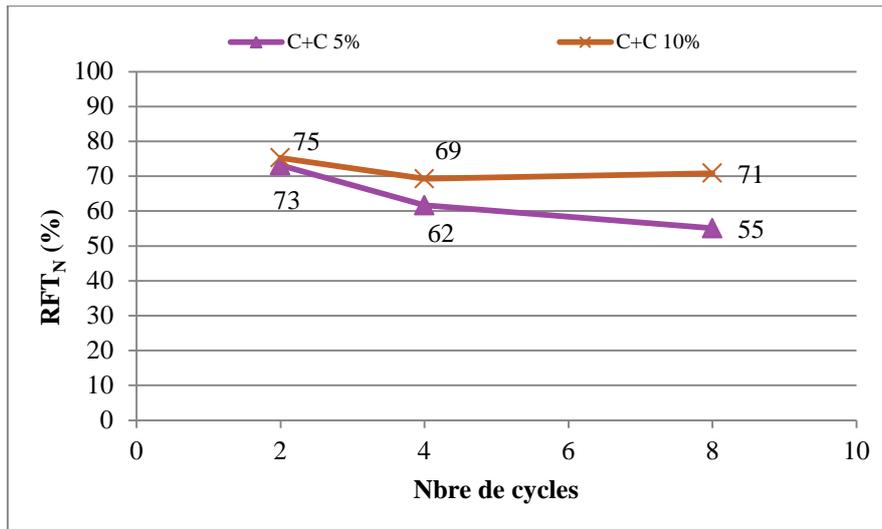


Figure 88 : RFT_N après N cycles pour le mélange 2.

On constate une augmentation du pourcentage de dégradation de la marne traitée dans les deux premiers cycles pour atteindre 27% pour le dosage de 5%. Cette dégradation est presque la même pour le dosage de 10% qui est autour de 25%. Cette dégradation continue d'augmenter pour les autres cycles de gel-dégel pour atteindre 45% à 5% de dosage avec un point particulier pour le cycle 8 du dosage 10% où on a constaté une petite diminution (à 29%) qui est dû à l'incertitude de opération de confectionnement des éprouvettes (densité, dosage,...).

La comparaison entre les RFT_N des deux dosages montre que les éprouvettes confectionnées avec le dosage de 10% résistent mieux aux cycles de gel-dégel par rapport aux éprouvettes confectionnées avec le dosage de 5%. Cela confirme les résultats obtenus pour le premier mélange où la résistance initiale des éprouvettes influe sur la résistance au gel-dégel (résistance initiale élevée conduit à une bonne résistance aux cycles gel-dégel).

5.4.3. Mélange 3 (Marne + LHR + Sable)

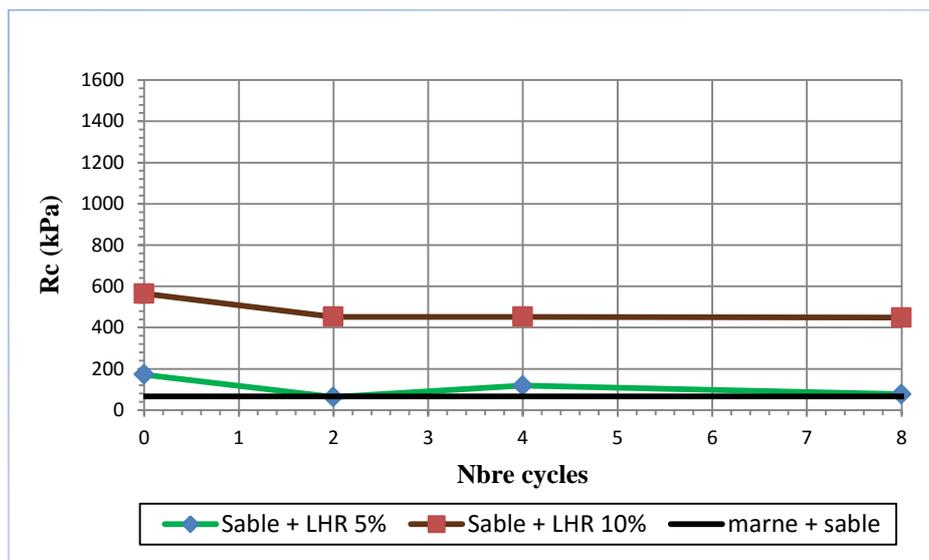


Figure 89 : Evolutions des résistances à la compression simple avec le cycle de gel-dégel (mélange 3).

Pour le traitement LHR + Sable (mélange 3), nous avons constaté des petites dispersions dans les résistances pour le dosage de 5% ; on a constaté une diminution des résistances après 2 cycles puis des petites augmentations pour les cycles 4 et 8 mais la tendance globale va dans le sens de stabilisation des résistances. Cela est certainement dû aux incertitudes liées à l'expérimentation. Pour le dosage de 10%, on remarque une diminution de la résistance après 2 cycles puis une stabilisation quasi-totale pour les cycles 4 et 8.

On a observé également que la résistance pour le dosage de 5% a frôlé la résistance du sol naturel (ligne noir).

Concernant les facteurs RFT_N présentés dans la figure ci-dessous, les diminutions sont successivement de 63%, 31%, 55% après 2, 4 et 8 cycles de gel/dégel pour le dosage de 5%. Pour le dosage de 10% la dégradation du matériau est presque (constant) stable pour les trois cycles (20%, 20 et 21%) par rapport à la valeur initiale.

On peut dire aussi que le phénomène du gel-dégel dégrade significativement des caractéristiques mécaniques du matériau de ce mélange (plus de 50% en moyenne) pour le dosage 5% alors que cette dégradation est beaucoup plus faible (20% en moyenne) pour le dosage de 10%. Cela montre l'effet positif de l'augmentation du dosage sur la résistance aux cycles de gel-dégel.

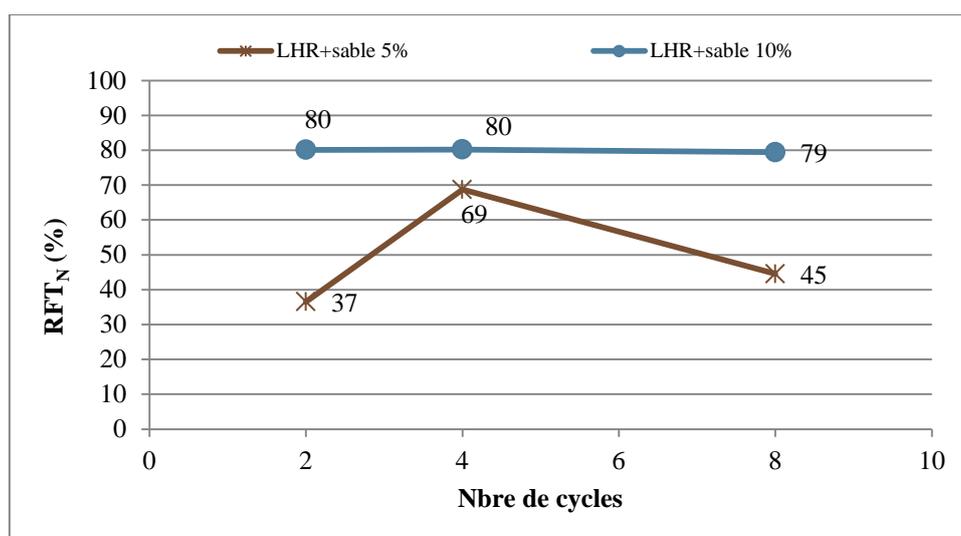


Figure 90 : RFT_N après N cycles pour le mélange 3.

5.4.4. Mélange 4 (Marne +Sable + Ciment + Chaux)

Pour ce mélange, on a constaté une diminution de la résistance à la compression simple en fonction du nombre des cycles gel-dégel, cela est valable pour les deux dosages (5% et 10%). Ces diminutions n'ont pas atteint la résistance du sol naturel (voir figure ci-dessous).

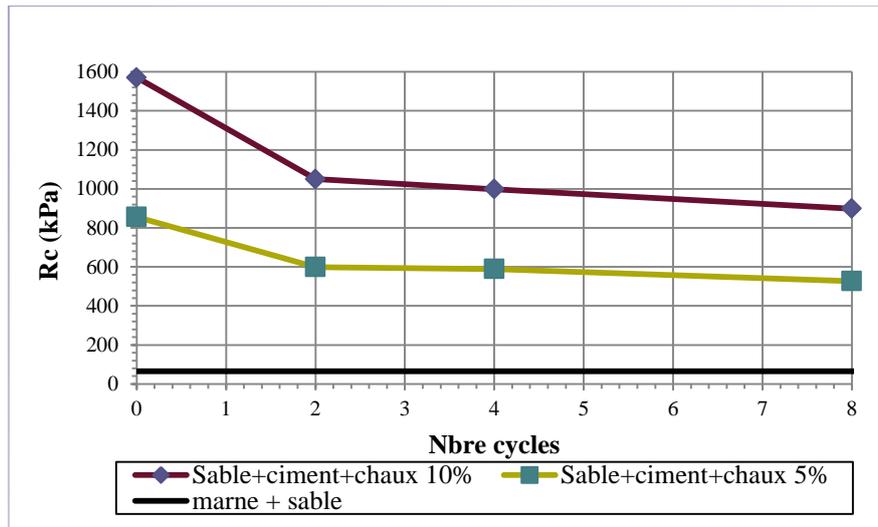


Figure 91 : Evolutions des résistances à la compression simple avec le cycle de gel-dégel (mélange 4).

A partir des valeurs de RFT_N (figure ci-dessous), on constate une augmentation du pourcentage de dégradation du matériau des deux premiers cycles pour atteindre 30% et 33% pour les dosages de 5% et 10%. Cette dégradation continue d'augmentation pour les autres cycles de gel-dégel pour atteindre 38% et 43% pour les dosages 5% et 10%. Cela montre que le dosage de 10% résiste un peu mieux par rapporte au traitement de 5% (effet de la résistance initiale).

On peut dire aussi que le phénomène du gel-dégel dégrade significativement les caractéristiques mécaniques du matériau (41% en moyenne) pour les deux dosages.

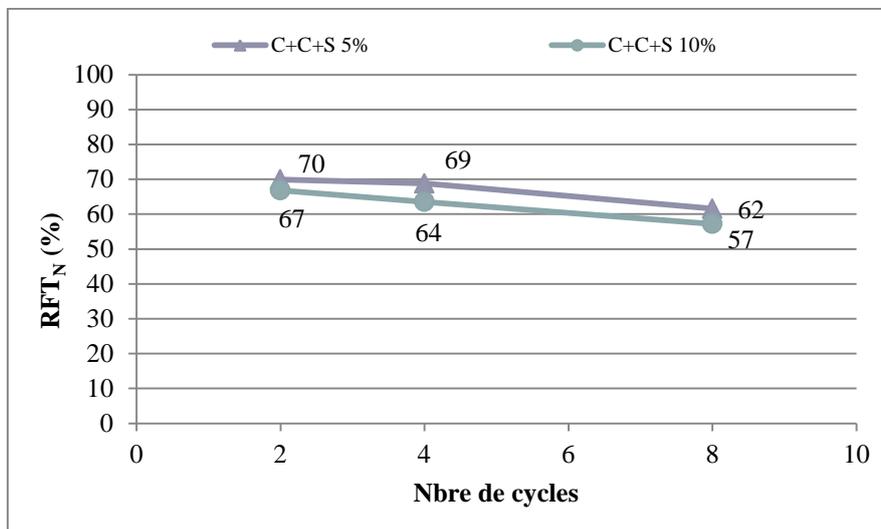


Figure 92 : RFT_N après N cycles pour le mélange 4.

5.4.5. Comparaison Mélange 1 / Mélange 3

Pour mettre en évidence l'influence de l'ajout de sable siliceux broyé sur la résistance au phénomène de gel-dégel, nous avons fait des comparaisons entre les résistances des mélanges 1 & 3 (traitement LHR sans et avec sable). Les résultats de ces comparaisons sont présentés ci-dessous.

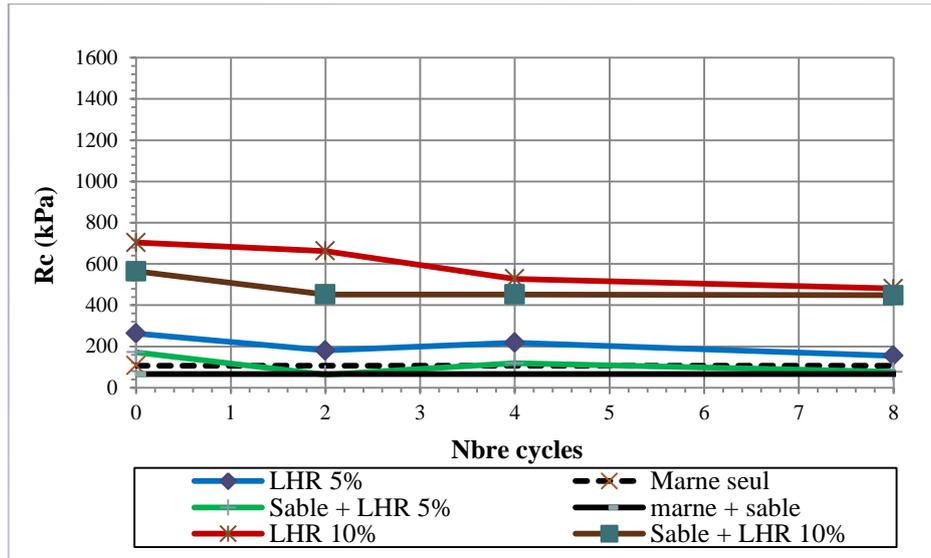


Figure 93 : Comparaisons des résistances Rc des mélanges 1 & 3.

Dosage%	Gel- dégel				
	Ecart			Moyenne	Moyenne totale
	2 c	4 c	8 c		
5%	-65	-46	-51	-54	-36
10%	-32	-14	-7	-18	

Tableau 38: Ecart entre les résistances Rc des mélanges 1 & 3 pour différents cycles gel-dégel.

On remarque un évolution des écarts en fonction du nombre de cycles pour les deux mélanges avec une moyenne 54% pour le dosage de 5% et une moyenne de 18% pour le dosage de 10%. Ce résultat montre que l'ajout de sable fait que le mélange devient plus sensible au phénomène de gel-dégel. Ce dernier constat est plus marqué pour le dosage de 5%.

5.4.6. Comparaison Mélange 2 / Mélange 4

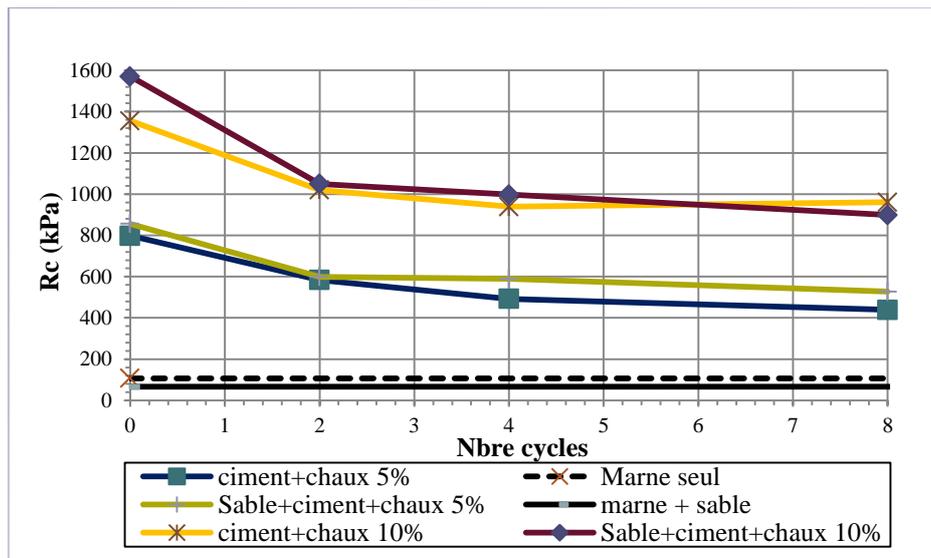


Figure 94 : Comparaisons des résistances Rc des mélanges 2 & 4.

Dosage%	Gel- dégel				
	Ecart			Moyenne	Moyenne totale
	2 c	4 c	8 c		
5%	3	20	20	14	8
10%	3	6	-6	1	

Tableau 39 : Ecart entre les résistances Rc des mélanges 2 & 4 pour différents cycles gel-dégel.

On a constaté une évolution positive des écarts en fonction des cycles entre les deux mélanges avec un moyenne 14% pour le dosage de 5% et de 1% en moyenne pour le dosage de 10%.

Ce résultat montre que l’ajout de sable a un effet positif sur la résistance au gel-dégel de la marne traitée. Ce dernier constat est plus marqué pour le dosage de 5%.

5.5. Effets des cycles humidification-séchage sur les différents mélanges

5.5.1. Mélange 1 (Marne + LHR)

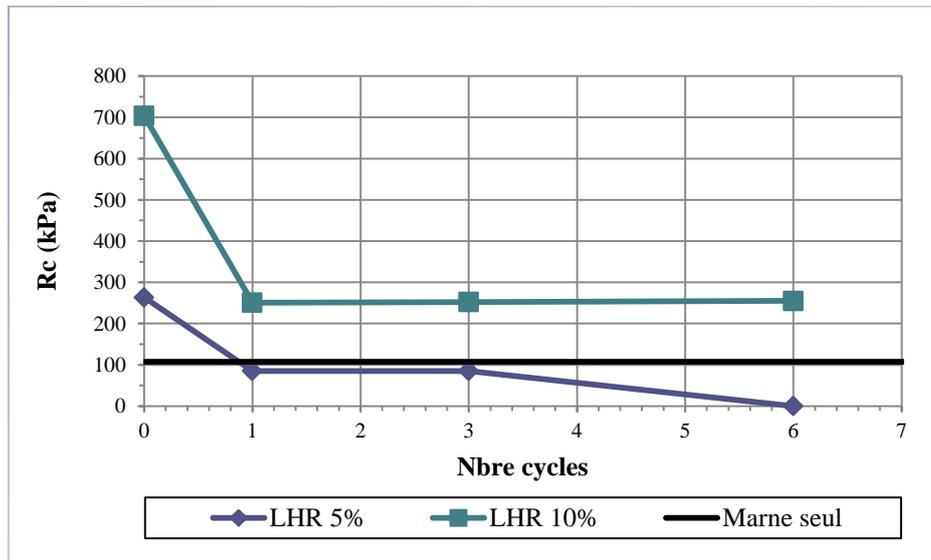


Figure 95 : Evolutions des Rc en fonction des cycles humidification-séchage (mélange 1).

Les résultats montrent une diminution importante de la résistance à la compression simple dès le premier cycle d’humidification-séchage pour les deux dosages 5% et 10%. Par la suite, les résistances se stabilisent pour le dosage de 10%, par contre pour le dosage de 5% la résistance se stabilise au cycle 3 puis l’éprouvette est détruite complètement après le dernier cycle 6 (voir photo ci-dessous). On a remarqué également que ces diminutions n’ont pas atteint la résistance du sol naturel pour le dosage de 10%. En revanche et pour le dosage le 5%, la résistance est diminuée sous la résistance de la marne naturelle.



Figure 96 : Photo de l'éprouvette de marne traitée au LHR à 5% après 6 cycles humidification-séchage.

Pour quantifier l'ampleur des dégradations des performances de la marne traitée dû aux cycles d'humidification-séchage, on a calculé le pourcentage de dégradation des performances qui est défini par l'écart entre les résistances après 1c, 3c et 6c et la résistance de référence (après 0 cycle). Les résultats des calculs sont présentés dans le tableau suivant.

Dosage	Ecart (%)		
	1 c	3 c	6 c
5%	-68	-68	-100
10%	-64	-64	-64
Moyenne	-66	-66	-82

Tableau 40 : Ecart entre les résistances dû à l'effet des cycles humidification-séchage (mélange 1).

Les écarts montrent une dégradation importante (> 60%) des performances du matériau traité dès le premier cycle d'humidification-séchage (66% en moyenne). La dégradation est complète pour le dosage de 5% après 6 cycles.

5.5.2. Mélange 2 (Marne + Ciment + Chaux)

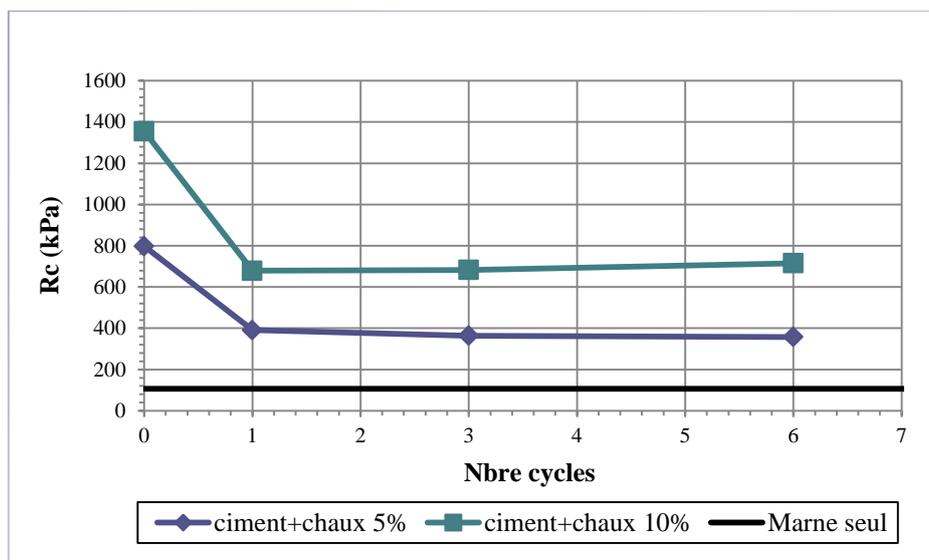


Figure 97 : Evolutions des Rc en fonction des cycles humidification-séchage (mélange 2).

Pour ce mélange, on a constaté une diminution importante de la résistance à la compression simple pour le premier cycle d'humidification-séchage puis une stabilisation jusqu'au 6^{ème}

cycle. Cela est valable pour les deux dosages (5% et 10%). Ces diminutions n'ont pas atteint la résistance de la marne naturelle.

Concernant les écarts,

Dosage	Ecart (%)		
	1 c	3 c	6 c
5%	-51	-54	-55
10%	-50	-50	-47
Moyenne	-50	-52	-51

Tableau 41 : Ecart entre les résistances dû à l'effet des cycles humidification-séchage (mélange 2).

Les écarts montrent une dégradation importante (autour de 50% en moyenne) des performances du matériau traité dès le premier cycle c-à-dire que le matériau perd la moitié de sa résistance au cours des cycles humidification-séchage.

5.5.3. Mélange 3 (Marne + LHR + Sable)

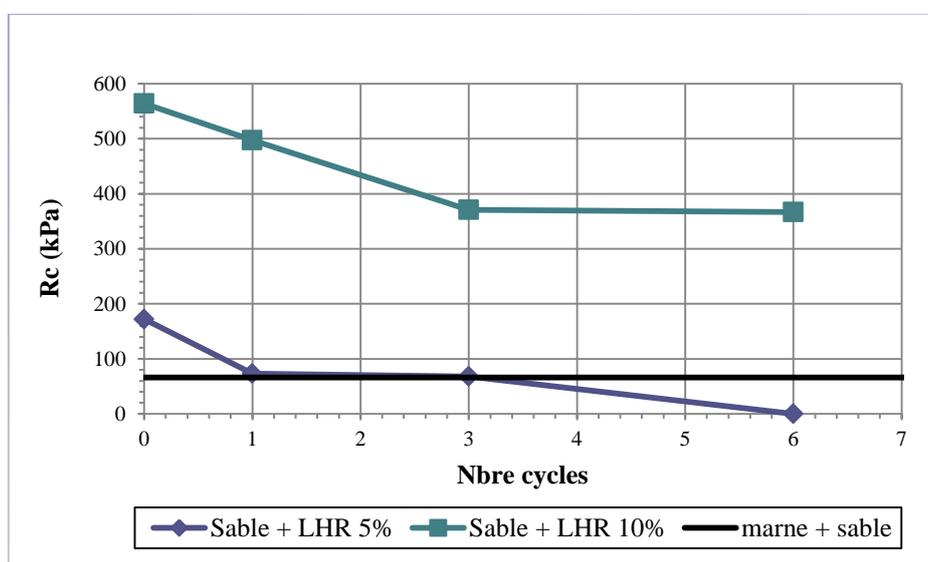


Figure 98 : Evolutions des Rc en fonction des cycles humidification-séchage (mélange 3).

Pour le dosage de 5%, on a constaté une diminution de la résistance pour le premier cycle d'humidification-séchage puis une stabilisation au 3^{ème} cycle ensuite une décomposition complète de l'éprouvette au 6^{ème} cycle.

Pour le dosage de 10%, on a constaté une diminution progressive entre le 1^{er} et le 3^{ème} cycle puis une stabilisation au 6^{ème} cycle.

On a remarqué également que ces diminutions n'ont pas atteint la résistance du sol naturel pour le dosage de 10%. En revanche et pour le dosage le 5%, la résistance est diminuée sous la résistance de la marne naturelle.

D'après le tableau des écarts ci-dessous, on remarque qu'il y a une augmentation de la dégradation du matériau suite aux cycles d'humidification-séchage. Cette dégradation est complète (100%) au 6^{ème} cycle pour le dosage de 5% et elle atteint 35% pour le dosage de 10%. Cela montre l'effet de la résistance initiale sur le comportement de la marne traitée sous

l'effet des cycles humidification-séchage ; plus la résistance initiale est élevée plus de matériau résiste mieux aux cycles hydriques.

Dosage	Ecart (%)		
	1 c	3 c	6 c
5%	-57	-60	-100
10%	-12	-34	-35
Moyenne	-35	-47	-67

Tableau 42 : Ecart entre les résistances dû à l'effet des cycles humidification-séchage (mélange 3).

5.5.4. Mélange 4 (Marne + Sable + Ciment + Chaux)

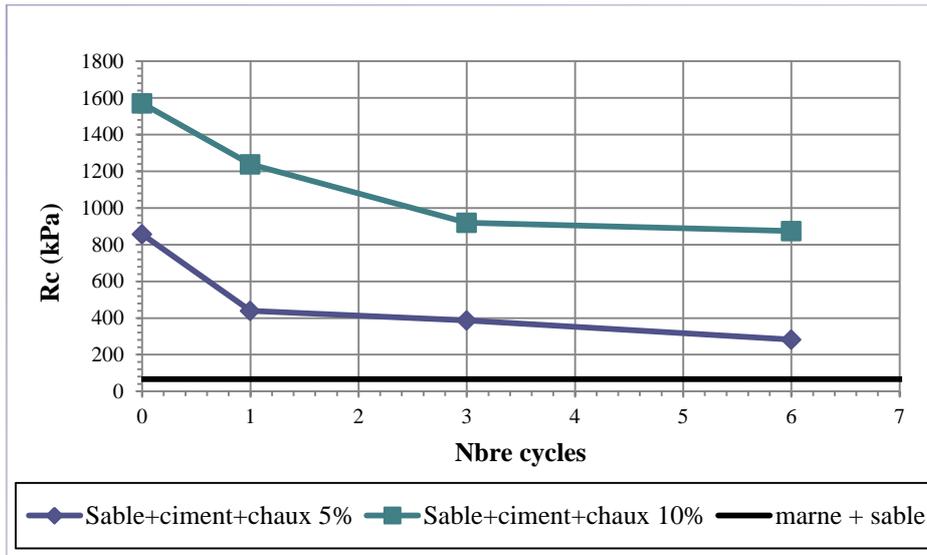


Figure 99 : Evolutions des Rc en fonction des cycles humidification-séchage (mélange 4).

Pour les deux dosages 5% et 10%, on remarque une décroissance progressive des résistances mécaniques en fonction de l'augmentation du nombre de cycles hydriques. Cette décroissance est plus marquée dans le premier cycle, les résistances ont tendance à se stabiliser entre le 3^{ème} et le 6^{ème} cycle. Les diminutions n'ont pas atteint la résistance du sol naturel.

Les pourcentages de dégradation sous l'effet des cycles hydriques pour le dosage de 5% sont supérieurs à ceux du dosage de 10% (67% et 44% après le 6^{ème} cycle respectivement). Cela montre l'effet positif de l'augmentation du dosage sur les résistances initiales et en conséquence sur la résistance finale aux cycles humidification-séchage.

Dosage	Ecart		
	1 c	3 c	6 c
5%	-49	-55	-67
10%	-21	-41	-44
Moyenne	-35	-48	-56

Tableau 43 : Ecart entre les résistances dû à l'effet des cycles humidification-séchage (mélange 4).

5.5.5. Comparaison entre les mélanges 1 & 3

Nous avons comparé les résistances mécaniques du mélange 1 & 3 pour mettre en évidence l'influence de l'ajout de sable broyé. Les résultats sont présentés dans la figure suivante.

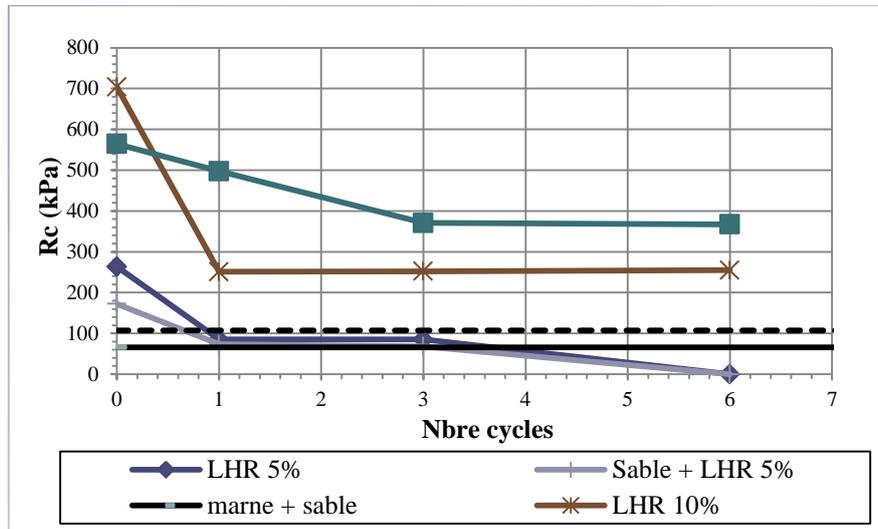


Figure 100 : Comparaison des résistances entre les mélanges 1 & 3 (humidification-séchage).

Pour le dosage de 5%, les tendances des dégradations sont presque similaires. En revanche et pour le dosage de 10%, la tendance des dégradations est plus progressive pour le mélange 3 (avec sable) que le mélange 1 (sans sable).

D'autre part, les pourcentages de dégradation après le 6^{ème} cycle pour les mélanges 1 & 3 à 10% de dosage sont respectivement 64% et 35 % (tableaux précédents). Cela montre que la substitution d'une partie de la marne par le sable réduit considérablement la sensibilité du matériau traité par le LHR (laitier + coquille) aux cycles hydriques d'humidification et de séchage.

5.5.6. Comparaison entre les mélanges 2 & 4

Les mêmes remarques faites précédemment pour le traitement à l'LHR sont valables pour les mélanges au ciment + chaux (mélanges 2 & 4) c'est-à-dire que pour le dosage de 5%, les tendances des dégradations sont presque similaires. En revanche et pour le dosage de 10%, la tendance des dégradations est plus progressive pour le mélange 4 (avec sable) que le mélange 2 (sans sable).

D'autre part, les pourcentages de dégradation après le 6^{ème} cycle pour les mélanges 2 & 4 à 5% de dosage sont respectivement 55% et 67% et de 44% et 47% pour le dosage à 10% (tableaux précédents). Cela montre que la substitution d'une partie de la marne par le sable apporte une petite amélioration à la résistance aux cycles hydriques pour le dosage de 10% alors que l'effet inverse est enregistré pour le dosage de 5% (le matériau avec sable broyé est devenu plus sensible aux cycles hydriques).

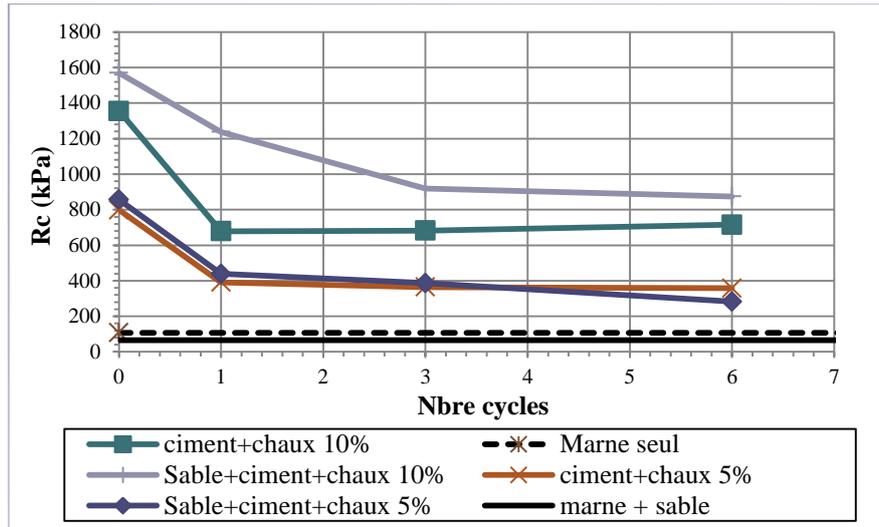


Figure 101 : Comparaison des résistances entre les mélanges 2 & 4 (humidification-séchage).

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Ce travail s'inscrit dans le cadre de projet de fin d'étude, visant à optimiser l'emploi des sols fins marneux traités avec de nouveaux additifs dans le domaine des terrassements. L'objectif de ce travail est d'étudier la durabilité du traitement de la marne argileuse avec les produits classiques, notamment la chaux, ciment et sable, ainsi que par l'ajout d'un nouveau liant hydraulique formulé à base de laitier de haut fourneau et de coquille d'œuf calciné. Le matériau traité peut servir pour la construction d'ouvrages hydrauliques ou de remblais en zone inondable, et les remblais construits dans les zones arides qui sont souvent influencés par le phénomène de gel-dégel.

Plus concrètement, on a évalué au cours de ce travail :

1. L'évolution de la résistance à la compression non confinée de quatre mélanges en fonction des dosages en liant et de temps de cure.
2. La durabilité des résistances après les cycles gel-dégel et d'humidification-séchage.

Les résultats obtenus ont montré que :

- Pour l'ensemble des mélanges, on a constaté une chute des résistances à la compression simple en fonction du nombre des cycles gel-dégel, cela est valable pour les deux dosages 5% et 10%. Dans l'ensemble les diminutions enregistrées n'ont pas atteint la résistance du sol naturel.
- Les valeurs du facteur RFT_N montre que les éprouvettes confectionnées avec le dosage de 10% résistent mieux aux cycles de gel-dégel par rapport aux éprouvettes confectionnées avec le dosage de 5%. La résistance initiale est à l'origine de cet écart car plus elle est élevée, plus la diminution de la résistance dû aux cycles gel-dégel est faible.
- La substitution d'une partie de la marne par le sable broyé fait que le mélange devient plus sensible au phénomène de gel-dégel dans le cas d'un traitement au LHR. En revanche et pour le traitement au ciment + chaux, l'ajout de sable a un effet positif sur la résistance au gel-dégel de la marne traitée.
- Pour les mélanges sans ajout de sable broyé, on a constaté une diminution importante de la résistance à la compression simple dès le premier cycle d'humidification-séchage pour les deux dosages 5% et 10%. Par contre, on a constaté une diminution progressive entre le 1^{er} et le 3^{ème} cycle puis une stabilisation au 6^{ème} cycle d'humidification-séchage pour les mélanges avec ajout de sable broyé.
- Pour le dosage de 5% de LHR (avec et sans sable), on a constaté une décomposition totale des éprouvettes au 6^{ème} cycle d'humidification-séchage.
- Les pourcentages de dégradation sous l'effet des cycles hydriques pour le dosage de 5% sont supérieurs à ceux du dosage de 10% (effet positif de l'augmentation du dosage sur les résistances initiales).

- La substitution d'une partie de la marne par le sable réduit considérablement la sensibilité du matériau traité par le LHR (laitier + coquille) aux cycles d'humidification-séchage. Par contre et pour le traitement au ciment + chaux cette substitution apporte une petite amélioration à la résistance aux cycles hydriques.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] Ministère Des Travaux Publics et Des Transports (www. Mtp. Gov. Dz).
- [2] Isis Brabet (2012). Le traitement des sols pour la couche de forme, plateforme de chaussée. Mémoire de fin d'étude. Conservatoire national des ARTS et matières Paris.
- [3] Baraka Zeineb et ait Brahim Nehla (2017). Etude du comportement d'une marne argileuse traitée pour valorisation dans les projets routiers. Mémoire de Master. Université 08 Mai 1945 de Guelma.
- [4] Yu Jun Cui, Denis Fabre, Olivier Fouché, Alain H irschauer, Claude Plumelle, Alain Tabbagh (2013). Théorie et pratique de la géotechnique. Livre.
- [5] Jean- Pierre Magnan (1999-2000). Cours de mécanique des sols et des roches. Ecole nationale des ponts et chaussées.
- [6] Jean- Pierre Magnan (1997). Description, identification et classification des sols. Article techniques de l'ingénieur.
- [7] Robert D. Holtz, William D. Kovacs, traduit par Jean Lafleur (1991). Introduction à la géotechnique. Livre.
- [8] LCPC-SETRA (2000). Traitement des sols à la chaux et/ou aux liants hydrauliques. Guide technique (GTS).
- [9] Aissaoui Nesrine, Bencheikh Mohammed et Ouadja Gbati Malick (2015). Traitement des sols fins en vue de leur utilisation dans les remblais routiers. Mémoire. Université 08 mai 1945 de Guelma.
- [10] Seconde communication nationale de l'Algérie sur les changements climatiques à la CCNUCC (2010). Rapport du Projet GEF/PNUD 00039149. Ministre de l'aménagement du territoire et de l'environnement.
- [11] Thi-Thanh-Hang NGUYEN (2015). Stabilisation des sols traités à la chaux et leur Comportement au gel. Thèse de doctorat. Université Paris-Est.
- [12] Abde lwadoud Mehenni (2015). Comportement hydromécanique et érosion des sols fins traités. Thèse de doctorat. Université de Lorraine.

ANNEXE

- **Planning des essais gel-dégel**
- **Planning des essais humidification-séchage**