



**Effets des changements climatiques sur la performance à long  
terme des chaussées souples au Québec**  
**Volet 2 : Effet de l'augmentation de la température en hiver et d'une hausse  
du nombre d'épisode de redoux hivernaux**

**Mémoire**

**François Perron-Drolet**

**Maîtrise en génie civil**  
Maître ès sciences (M. Sc.)

Québec, Canada

© François Perron-Drolet, 2015



## Résumé

Les changements climatiques attendus pour les prochaines décennies auront des impacts non négligeables sur la performance à long terme des réseaux routiers québécois, notamment durant la période hivernale. Cette étude a pour objectif de quantifier l'effet des changements climatiques attendus en hiver, c'est-à-dire les effets d'une diminution de l'indice de gel et d'une hausse du nombre d'épisodes de redoux hivernaux. Tout d'abord, un adoucissement des températures hivernales aura un impact positif en réduisant l'endommagement des chaussées causé par les phénomènes de soulèvement au gel. Une augmentation de durée de vie relative de 6 à 17 % est attendue pour l'horizon climatique [2011-2040]. De plus, une méthode d'ajustement de l'indice de gel utilisé en conception a également été établie pour adapter les futures chaussées à des hivers moins rigoureux. Par la suite, l'effet d'une augmentation du nombre de redoux hivernaux aura des effets négatifs sur les chaussées en occasionnant une augmentation de l'endommagement par déformation permanente dans la couche de fondation granulaire et par fatigue dans la couche de béton bitumineux. Des essais triaxiaux ont été réalisés pour évaluer la performance en déformation permanente de différents types de MG-20 soumis à une répétition de redoux hivernaux. Ces essais ont ensuite été validés par des essais effectués à l'aide d'un simulateur de charge roulante. Il a été possible de conclure que, pour l'horizon climatique [2011-2040], les chaussées flexibles au Québec subiront une perte de durée de vie relative variant de 7 à 13 % en déformations permanentes. Concernant l'endommagement par fatigue, la perte de durée de vie relative attendue varie de 5 à 8 %. Finalement, certaines méthodes de mitigation sont proposées afin d'adapter les réseaux routiers aux changements climatiques



## Abstract

In the coming decades climate change will have significant impacts on the long-term performance of the road network of Quebec, particularly during winter period. This study quantifies the effect of climate change expected in winter, precisely the effect of a decrease in the freezing index and an increase in the number of episodes of winter thaws. Firstly milder winter temperatures will have a positive impact by reducing pavement damage caused by frost heaves. Increased duration of life of about 6-17% is expected for climate horizon [2011-2040]. In addition, an adjustment of the freezing index has also been established to adapt construction of future pavement structure to less severe winters. Thereafter, the effect of an increase in the number of winter thaws events will have a negative impact on pavements increasing damages by permanent deformation in the granular base and by fatigue in the asphalt concrete layer. Triaxial tests were conducted to evaluate the performance on permanent deformation of different types of MG-20 subjected to repeated winter thaws. These tests were then validated using a small-scale heavy vehicle simulator. It was possible to conclude that, for the climate horizon [2011-2040], flexible pavements in Quebec will suffer a loss of lifetime ranging from 7 to 13% in permanent deformation. Regarding the fatigue damage, we expect a reduction of lifetime from 5 to 8%. Finally, some mitigation methods are proposed to adapt road networks to climate change.



# Table des matières

Résumé .....	III
Abstract.....	V
Table des matières.....	VII
Liste des tableaux .....	XIII
Liste des figures .....	XIX
Remerciements.....	XXVII
<b>Chapitre 1 Introduction .....</b>	<b>1</b>
<b>1.1 Introduction et mise en contexte .....</b>	<b>1</b>
<b>1.2 Structure du document.....</b>	<b>3</b>
<b>Chapitre 2 État de connaissance .....</b>	<b>7</b>
<b>2.1 Changements climatiques .....</b>	<b>7</b>
2.1.1 Cause des changements climatiques actuels .....	7
2.1.2 L'effet des changements climatiques sur les infrastructures routières .....	9
2.1.3 Le climat actuel et projeté pour le sud du Québec .....	10
<b>2.2 Définition de la chaussée .....</b>	<b>15</b>
<b>2.3 Mise en contexte du climat québécois.....</b>	<b>16</b>
2.3.1 Action du gel dans la structure de chaussée .....	18
2.3.2 Action du dégel dans la structure de chaussée.....	18
2.3.3 Dégel partiel .....	19
<b>2.4 Matériaux granulaires.....</b>	<b>21</b>
2.4.1 Exigences granulométrique et qualitative des matériaux de fondation de chaussée .....	21
2.4.2 Comportement du matériau granulaire .....	22
2.4.3 Modélisation des mesures de déformation permanentes.....	27
<b>2.5 Endommagement par fatigue.....</b>	<b>29</b>
<b>2.6 Conclusion.....</b>	<b>31</b>
<b>Chapitre 3 Orientation et objectifs du projet .....</b>	<b>33</b>
<b>Chapitre 4 Réalisation de scénarios climatiques.....</b>	<b>37</b>
<b>4.1 Description des paramètres des scénarios climatiques.....</b>	<b>37</b>
4.1.1 Indices climatiques .....	37
4.1.2 Région à l'étude.....	38
4.1.3 Type et nombre de modèles utilisés .....	43
4.1.4 Scénario d'émission de gaz à effet de serre.....	43
4.1.5 Membre et nombre de simulations utilisées .....	44
4.1.6 Format des résultats.....	45

4.1.7	Choix des périodes d'analyses.....	46
<b>4.2</b>	<b>Résultats des simulations climatiques .....</b>	<b>46</b>
<b>4.3</b>	<b>Analyse des résultats des simulations climatiques .....</b>	<b>50</b>
<b>4.4</b>	<b>Conclusion.....</b>	<b>52</b>
<b>Chapitre 5</b>	<b>Traitement des données climatiques .....</b>	<b>53</b>
<b>5.1</b>	<b>Développement de courbes tendances continues des IG<sub>a</sub> projetés .....</b>	<b>53</b>
<b>5.2</b>	<b>Corrélation entre les IG<sub>a</sub> et le nombre de redoux hivernaux .....</b>	<b>55</b>
5.2.1	Détermination d'un indice de dégel de l'air significatif .....	55
5.2.2	Réalisation des corrélations .....	58
5.2.3	Analyse de la durée et de l'apparition d'un redoux hivernal .....	60
5.2.4	Application des corrélations aux simulations climatiques .....	63
<b>5.3</b>	<b>Conclusion.....</b>	<b>66</b>
<b>Chapitre 6</b>	<b>Méthode d'ajustement pour les indices de gel.....</b>	<b>69</b>
<b>6.1</b>	<b>Détermination du comportement de la chaussée en fonction du temps et des changements climatiques.....</b>	<b>69</b>
6.1.1	Description des paramètres utilisés pour les simulations.....	70
6.1.2	Détermination de l'évolution de la profondeur de gel et du soulèvement au gel associé .	75
<b>6.2</b>	<b>Quantification de l'endommagement lié à l'abaissement du soulèvement au gel .....</b>	<b>77</b>
6.2.1	Modèle d'endommagement $\Delta$ IRI versus soulèvement au gel .....	78
6.2.2	Détermination de l'évolution de l'endommagement .....	79
<b>6.3</b>	<b>Établissement d'une méthode d'ajustement des IG<sub>a</sub> .....</b>	<b>80</b>
6.3.1	Analyse comparative d'une conception de chaussée avec la méthode de correction de l'IG <sub>a</sub> .....	81
6.3.2	Analyse de l'économie en coût de matériaux utilisés .....	81
6.3.3	Analyse comparative de l'endommagement .....	83
<b>6.4</b>	<b>Conclusion.....</b>	<b>85</b>
<b>Chapitre 7</b>	<b>Évaluation des effets positifs des changements climatiques sur les structures de chaussées.....</b>	<b>87</b>
<b>7.1</b>	<b>Quantification du soulèvement au gel .....</b>	<b>87</b>
7.1.1	Utilisation du logiciel <i>Chaussée2</i> .....	87
7.1.2	Résultats obtenus .....	90
<b>7.2</b>	<b>Quantification de l'endommagement.....</b>	<b>94</b>
<b>7.3</b>	<b>Détermination de l'augmentation de durée de vie relative .....</b>	<b>96</b>
7.3.1	Utilisation du seuil d'intervention de l'IRI .....	96
7.3.2	Résultats de la durée de vie relative .....	98
<b>7.4</b>	<b>Conclusion.....</b>	<b>100</b>
<b>Chapitre 8</b>	<b>Matériaux étudiés .....</b>	<b>103</b>
<b>8.1</b>	<b>Source des granulats.....</b>	<b>103</b>
<b>8.2</b>	<b>Granulométrie.....</b>	<b>104</b>
8.2.1	Analyse granulométrique .....	105

<b>8.3</b>	<b>Caractérisation des matériaux.....</b>	<b>113</b>
8.3.1	Résultats des essais de caractérisation .....	114
8.3.2	Analyse des résultats de caractérisation des MG-20 dédiés aux essais en condition triaxial. .....	115
8.3.3	Analyse des résultats de caractérisation des MG-20 dédiés aux essais de simulateur de charge roulante .....	117
<b>Chapitre 9</b>	<b>Essais de déformation permanente en conditions triaxiales .....</b>	<b>119</b>
9.1.1	Préparation des échantillons.....	124
9.1.2	Paramètres physiques des échantillons .....	134
<b>9.2</b>	<b>Essais à l'aide du simulateur de charge roulante .....</b>	<b>134</b>
9.2.1	Description du simulateur .....	135
9.2.2	Choix des paramètres.....	137
9.2.3	Mise en place des matériaux, du déflectomètre et des thermistances.....	143
9.2.4	Saturation de l'échantillon .....	149
9.2.5	Méthodes pour mesurer le soulèvement et la déformation permanente .....	149
9.2.6	Résumé des paramètres physiques des éprouvettes avant essais .....	151
<b>Chapitre 10</b>	<b>Analyse des résultats de laboratoires .....</b>	<b>153</b>
<b>10.1</b>	<b>Modélisation utilisée .....</b>	<b>153</b>
<b>10.2</b>	<b>Essais triaxiaux à chargements déviatoriques répétés.....</b>	<b>158</b>
10.2.1	Résultats des essais évaluant l'effet de la granulométrie.....	158
10.2.2	Effet de la source.....	169
10.2.3	Effet du niveau des contraintes.....	177
10.2.4	Synthèse des résultats triaxiaux.....	185
<b>10.3</b>	<b>Essais du simulateur de charge roulante.....</b>	<b>191</b>
10.3.1	Éprouvette 1 : essai en condition de gel et de dégel progressif .....	191
10.3.2	Éprouvette 2 : Essai en condition de redoux hivernaux.....	199
<b>10.4</b>	<b>Synthèse des résultats .....</b>	<b>211</b>
<b>Chapitre 11</b>	<b>Endommagement Saisonnier.....</b>	<b>213</b>
<b>11.1</b>	<b>Détermination des paramètres saisonniers .....</b>	<b>213</b>
11.1.1	Définition des saisons.....	214
11.1.2	Détermination de la durée des saisons.....	215
<b>11.2</b>	<b>Endommagement par déformation permanente de la fondation granulaire .....</b>	<b>218</b>
11.2.1	Détermination de la valeur des paramètres b utilisés .....	219
11.2.2	Méthode utilisée et résultats obtenus .....	220
<b>11.3</b>	<b>Endommagement par fissuration par fatigue.....</b>	<b>223</b>
11.3.1	Modèle de Miner.....	224
11.3.2	Chaussées soumises à l'étude .....	225
11.3.3	Détermination des modules dynamiques .....	227
11.3.4	Détermination des modules réversibles en fonction des saisons.....	231
11.3.5	Détermination du nombre d'ÉCAS admissible .....	232

11.3.6	Application loi de Miner et résultats obtenus.....	236
<b>11.4</b>	<b>Conclusion.....</b>	<b>240</b>
<b>Chapitre 12</b>	<b>Discussion, retombés et recommandations .....</b>	<b>241</b>
<b>12.1</b>	<b>Principales limitations du projet.....</b>	<b>241</b>
12.1.1	Données climatiques .....	241
12.1.2	Essais en laboratoire.....	243
12.1.3	Analyse d'endommagement saisonnier .....	244
<b>12.2</b>	<b>Retombés du projet.....</b>	<b>245</b>
<b>12.3</b>	<b>Pistes d'adaptations possibles.....</b>	<b>245</b>
12.3.1	Contrôle de la granulométrie .....	245
12.3.2	Choix de la source granulométrique .....	246
12.3.3	Épaississement du revêtement de béton bitumineux .....	246
12.3.4	Renforcement des matériaux granulaires, réduction de leur sensibilité à l'eau et drainage . .....	247
12.3.5	Intensification de l'entretien.....	247
<b>12.4</b>	<b>Piste de recherche future.....</b>	<b>248</b>
<b>Chapitre 13</b>	<b>Conclusion .....</b>	<b>251</b>
	<b>Références bibliographiques .....</b>	<b>255</b>
<b>Annexe A :</b>	<b>Résultats scénarios climatiques pour chacune des zones d'étude .....</b>	<b>261</b>
<b>Annexe B :</b>	<b>Tableaux des changements de l'IGa pour chacune des zones d'étude .....</b>	<b>265</b>
<b>Annexe C :</b>	<b>Graphiques des changements de l'IG<sub>a</sub> pour chacune des zones d'étude .....</b>	<b>269</b>
<b>Annexe D :</b>	<b>Régressions linéaires appliquées aux changements de l'IG<sub>a</sub> pour chacune des zones d'étude.....</b>	<b>271</b>
<b>Annexe E :</b>	<b>Tableaux de l'évolution du nombre d'épisodes de redoux hivernaux pour chacune des zones d'étude .....</b>	<b>273</b>
<b>Annexe F :</b>	<b>Graphiques de l'évolution du nombre d'épisodes de redoux hivernaux pour chacune des zones d'étude .....</b>	<b>275</b>
<b>Annexe G :</b>	<b>Évolution de la profondeur de gel, du soulèvement au gel et du <math>\Delta</math>IRI en fonction du type de route (locale, régionale et nationale) pour chacune des zones d'étude .....</b>	<b>277</b>
<b>Annexe H:</b>	<b>Résultats de l'étude d'augmentation de durée de vie relative due à une diminution future du soulèvement au gel .....</b>	<b>285</b>
<b>Annexe I :</b>	<b>Essais de caractérisation des matériaux testés en laboratoire .....</b>	<b>297</b>
<b>Annexe J :</b>	<b>Résultats essais triaxiaux .....</b>	<b>317</b>

**Annexe K : Résultats des essais réalisés au simulateur de charge roulante.....331**  
**Annexe L : Nombre d'application de charges prévu ( $n$ ) en fonction de la zone d'étude et du type de route .....339**



## Liste des tableaux

Tableau 2.1: Changements saisonniers de température et précipitation pour le sud du Québec à l'horizon 2020, 2050 et 2080. (Desjarlais et al., 2010).....	12
Table 2.2: Synthèse de l'influence des principaux facteurs sur le comportement mécaniques des matériaux granulaires (Dawson, 2001).....	26
Tableau 2.3: Modèles mettant en relation le nombre d'application de chargement et le taux de déformation permanente d'un matériau granulaire (Poupart, 2010).....	28
Tableau 2.4: Modèle mettant en relation le niveau de contrainte et le taux de déformation permanente d'un matériau granulaire (Lekarp et coll., 2000b).....	28
Tableau 4.1: Résumé des modèles, des scénarios et du nombre de membres utilisés pour la confection de simulation climatique.....	45
Tableau 4.2 : Horizons climatiques utilisés pour les simulations de climat.....	46
Tableau 4.3: Indice de gel de l'air médian (°CJ) pour chaque zone d'études pour la période de référence 1971-2000.....	47
Tableau 4.4 : Indice de gel projeté (°CJ) et leur pourcentage de diminution respectif pour ..... la zone 1.....	48
Tableau 4.5 : L'horizon équivalent (année) associée à chacun des horizons climatiques.....	49
Tableau 4.6 : Médiane, étendue et couverture de l'ensemble des simulations disponible (101) et des 22 réalisées pour le projet.....	51
Tableau 5.1: Équations et coefficients de corrélation pour chacune des courbes de tendance linéaire de la zone 1.....	54
Tableau 5.2 : Résumé de l'analyse du nombre de redoux hivernaux en fonction de l'indice de gel de l'air.....	58
Tableau 5.3 : Résumé des paramètres de durée des périodes de gel pour un hiver de redoux hivernal pour l'ensemble des zones étudiées.....	60
Tableau 5.4 : Résumé de la compilation du nombre de redoux hivernaux en fonction de la période d'hiver pour l'ensemble des zones (526 hivers).....	61
Tableau 5.5 : Analyse de la durée de la période hivernale pour chacune des zones climatiques entre les résultats provenant de la corrélation et ceux calculés à partir des observations ..	63
Tableau 5.6: Nombre de redoux hivernaux typique pour chacune des zones obtenues par l'application de la courbe de corrélation.....	64
Tableau 5.7 : Nombre de redoux hivernaux attendu pour l'horizon 2011-2040 (2025).....	64
Tableau 5.8 : Synthèse des projections de redoux hivernaux pour les horizons 2001-2030 à 2051-2080 pour chacune des zones d'étude.....	65
Tableau 6.1: Type de routes utilisées pour l'étude.....	70
Tableau 6.2 : Limite maximale de soulèvement au gel permis par le MTQ en fonction du type de route.....	72
Tableau 6.3: Propriétés des sols d'infrastructure utilisés pour l'étude.....	72
Tableau 6.4 : IG <sub>a</sub> initiaux utilisés pour les simulations servant à déterminer un facteur de correction de l'indice de gel.....	73
Tableau 6.5 : Épaisseur des couches en fonction du type de route et du sol d'infrastructure pour les zones 1, 2 et 3.....	74

Tableau 6.6 : Épaisseur de la couche de protection contre le gel en fonction du type d'IG <sub>a</sub> utilisé .....	82
Tableau 6.7: Comparaison de l'endommagement total par soulèvement différentiel obtenu avec des chaussées conçue avec l'IG <sub>a</sub> normal et moyen pour la zone 1 .....	84
Tableau 7.1 : Type de routes analysées pour la quantification d'une réduction du soulèvement au gel .....	88
Tableau 7.2: Caractéristiques des sols d'infrastructure utilisés pour la quantification d'une réduction du soulèvement au gel .....	88
Tableau 7.3 : Indice de gel de l'air moyen pour les périodes de référence pour chacune des zones d'études .....	89
Tableau 7.4 : Épaisseur des couches des chaussées analysées pour quantifier l'effet d'une réduction du soulèvement au gel .....	89
Tableau 7.5 : Changement de l'indice de gel en fonction des années pour l'ensemble des zones .....	90
Tableau 7.6 : Estimation de la profondeur de gel (m) en fonction du type de route et de sol d'infrastructure pour différents horizons climatiques de la zone 1 .....	91
Tableau 7.7 : Estimation du soulèvement au gel (mm) en fonction du type de route et de sol d'infrastructure pour différents horizons climatiques de la zone 1 .....	92
Tableau 7.8 : Résultats du taux annuel de détérioration du $\Delta IRI/\Delta t$ (m/km/an) pour l'ensemble des chaussées simulées pour la zone 1 .....	94
Tableau 7.9 : Seuil d'intervention utilisé par le MTQ (sauf pour route de type Locale).....	97
Tableau 7.10: Durée de vie des chaussées de la zone 1 (en année) avant intervention pour la période de référence.....	97
Tableau 7.11 : Durée de vie (en année) avant intervention des chaussées de la zone 1 pour la période 2011-2040 .....	98
Tableau 7.12 : Durée de vie relative causés par la diminution du soulèvement au gel pour la période 2011-2040 dans la zone 1 .....	99
Tableau 7.13 : Durée de vie relative des chaussées de chacune des zones d'études en fonction du type de sol d'infrastructure pour la période 2011-2040 .....	99
Tableau 8.1 : Caractéristique intrinsèques et de fabrication des granulats .....	104
Tableau 8.2: Limites du fuseau granulométrique (CS et CI) et granulométries des MG-20 soumis aux essais triaxiaux à chargements déviatoriques répétés.....	107
Tableau 8.3: Paramètres de granulométrie des MG-20 étudiés.....	108
Tableau 8.4: Résultats des analyses granulométriques des particules par sédimentations .....	109
Tableau 8.5: Granulométries des matériaux utilisés pour les essais de simulateur de charge roulante .....	111
Tableau 8.6: Résultats des analyses granulométriques par sédimentation du sol d'infrastructure .....	111
Tableau 8.7 : Paramètres granulométriques des matériaux pour l'essai simulateur de charge roulante.....	113
Tableau 8.8 : Résultats des essais de caractérisation des MG-20 pour les essais triaxiaux .....	115
Tableau 8.9 : Caractérisation des matériaux utilisés pour l'essai de simulateur de charge roulante .....	115
Tableau 9.1 : Résumé du protocole d'essai en condition triaxiale à chargement répétés.....	119

Tableau 9.2 : Résumé du protocole d'essai en condition triaxiale pour l'analyse de l'effet des contraintes .....	123
Tableau 9.3 : Résumé des paramètres physiques des échantillons au commencement des essais triaxiaux.....	134
Tableau 9.4 : Résumé des surfaces de contact du pneu en fonction de la pression du pneu et du ballon.....	139
Tableau 9.5 : Résumé de la simulation réalisée sur <i>WinJULEA</i> pour déterminer la contrainte vertical appliquée sur l'échantillon .....	140
Tableau 9.6 : Paramètres d'entrée pour les simulations effectuées avec le logiciel <i>WinJulea</i> ...	140
Tableau 9.7 : Résumé des paramètres physiques des deux éprouvettes soumises à l'essai du simulateur de charge.....	151
Tableau 10.1 : Comportements plastiques que peuvent présenter les MG selon la théorie du Shakedown.....	157
Tableau 10.2 : Résumé des déformations mesurées pour les essais triaxiaux des calcaires CI, CN et CS.....	160
Tableau 10.3: Résumé des paramètres obtenus pour les essais triaxiaux sur les calcaires CI, CN et CS.....	162
Tableau 10.4 : Résumé des essais triaxiaux réalisés par Poupart (2012) sur des calcaire CS en condition de gel-dégel drainé (D) et non-drainé (ND) .....	167
Tableau 10.5 : Résumé des déformations mesurées pour les essais triaxiaux du basalte CS et du gneiss CS.....	170
Tableau 10.6 : Résumés des paramètres obtenus pour les essais triaxiaux du basalte CS et du gneiss CS.....	172
Tableau 10.7 : Résumé des déformations mesurées pour les essais triaxiaux du calcaire CS pour deux niveaux de contraintes (50 et 100 kPa).....	179
Tableau 10.8 : Résumé des paramètres obtenus pour l'essai triaxial du calcaire CS pour deux niveaux de contraintes (50 et 100 kPa).....	180
Tableau 10.9 : Valeurs moyennes des paramètres $b$ et de leur écart-type pour chacun des cycles de l'ensemble des essais triaxiaux à chargement déviatorique répétés .....	188
Tableau 10.10 : Résumé des paramètres $b$ moyen et des écarts-types pour les matériaux ne présentant pas de phase de rupture.....	189
Tableau 10.11 : Résumé des déformations mesurées pour l'essai du simulateur à charge roulante sur la structure 1.....	191
Tableau 10.12 : Résumés des mesures prises en déformation permanentes au centre de l'éprouvette 1 de l'essai du simulateur de charge roulante en condition de dégel progressif .....	193
Tableau 10.13 : Résumés des paramètres obtenus pour l'essai du simulateur de charge roulante sur l'éprouvette 1 .....	195
Tableau 10.14 : Épaisseur des couches de l'éprouvette 2 et soulèvements au gel mesurée en mm et en pourcentage pour chacun cycle de dégel.....	200
Tableau 10.15 : Déformations des couches de la structure 2 mesurées au cycle 1 de dégel partiel de l'essai simulateur de charge .....	201

Tableau 10.16 : Paramètres $a$ et $b$ ainsi que leur coefficient de détermination ( $R^2$ ) pour la couche de fondation et du sol d'infrastructure pour chacun des chargements en condition de dégels partiels réalisés sur l'éprouvette 2 .....	203
Tableau 10.17 : Déformations des couches de la structure 2 mesurées au cycle 5 de l'essai simulateur de charge.....	207
Tableau 10.18 : Paramètres $a$ et $b$ ainsi que les coefficients de détermination ( $R^2$ ) associés aux déformations permanentes des couches de fondation, de sous-fondation et du sol d'infrastructure lors de l'essai en condition de dégel complet de la structure 2 .....	209
Tableau 11.1 : Résumé de l'analyse de la durée des périodes de début et de fin de dégel .....	216
Tableau 11.2 : Durée des saisons pour la période de référence (2000) et pour les périodes projetées 2011-2040 (95 <sup>e</sup> et 5 <sup>e</sup> percentile) pour l'analyse d'endommagement par déformation permanente de la couche de fondation .....	217
Tableau 11.3 : Durée des saisons pour la période de référence (2000) et pour les périodes projetées 2011-2040 (95 <sup>e</sup> et 5 <sup>e</sup> percentile) pour l'analyse d'endommagement par fatigue .....	218
Tableau 11.4 : Résumé des valeurs de saturation, de porosité et de teneur en eau volumique et massique des essais triaxiaux de Poupart (2013) et Schwartz (2009) .....	220
Tableau 11.5 : Détermination des paramètres $b$ en fonction des degrés de saturation imposés et de l'équation 11.1 et des essais en laboratoire .....	220
Tableau 11.6 : Résumé des caractéristiques des deux types de route modélisés pour quantifier l'endommagement par fatigue .....	225
Tableau 11.7 : Bitumes sélectionnés pour l'analyse d'endommagement par fatigue sur des routes de type nationales et régionales.....	226
Tableau 11.8 : Températures moyennes saisonnières de l'air pour chacune des zones .....	228
Tableau 11.9 : Températures moyennes d'enrobé (°C) données en fonction des zones d'études et de la saison.....	229
Tableau 11.10 : Modules dynamiques des routes nationales en fonction des saisons et du type de bitume utilisé.....	230
Tableau 11.11 : Modules dynamiques des routes régionales en fonction des saisons et du type de bitume utilisé.....	230
Tableau 11.12 : Modules réversibles aux couches de la structure de chaussée en fonction de la saison selon MnPave .....	232
Tableau 11.13 : Paramètres de base utilisés sur WinJulea .....	232
Tableau 11.14 : Résultats des déformations en traction à la base de la couche de revêtement pour les simulations de routes nationales faites avec <i>WinJulea</i> .....	234
Tableau 11.15 : Résultats des déformations en traction à la base de la couche de revêtement pour les simulations de routes régionales faites avec <i>WinJulea</i> .....	234
Tableau 11.16 : Nombre d'applications de charges admissibles ( $N_{adm}$ ) déterminées à l'aide de la loi d'endommagement par fatigue de <i>MnPave</i> pour les routes nationales.....	235
Tableau 11.17 : Nombre d'applications de charges admissibles ( $N_{adm}$ ) déterminées à l'aide de la loi d'endommagement par fatigue de <i>MnPave</i> pour les routes régionales.....	236
Tableau 11.18 : Résumé des valeurs d'endommagement total ( $D_T$ ) pour les routes nationales .....	236

Tableau 11.19 : Résumé des valeurs d'endommagement total ( $D_T$ ) pour les routes régionales .....236

Tableau 12.1 : Valeur moyenne des paramètres  $a$  et  $b$  en condition de redoux hivernal obtenu pour les essais en condition triaxiale et au simulateur de charge .....243



# Liste des figures

Figure 2-1: Évolution des émissions mondiale de principaux GES (CO <sub>2</sub> , CH <sub>4</sub> et N <sub>2</sub> O) depuis près de 2000 ans (GIEC, 2007).....	8
Figure 2-2: Limite des zones projetées (Desjarlais et coll., 2011).....	11
Figure 2-3: Anomalie de la moyenne saisonnière de température (°C) de 1990 à 2080, par rapport à la moyenne de 1900 à 1969 (été et hiver, sud du Québec) (Ouranos, 2010a).....	13
Figure 2-4: Moyenne des températures (a et b) et des précipitations (c et d) au Québec prévue pour 2041-2070 (Élia et Côté, tirée de Desjarlais et coll., 2011).....	14
Figure 2-5: Schéma typique d'une chaussée (MTQ, 2013).....	15
Figure 2-6: Soulèvement au gel et consolidation lors du dégel présente selon (a) soulèvement-temps, (b) densité sèche-teneur en eau, (c) indice des vides-contrainte effective (Doré et Zubeck, 2009).....	17
Figure 2-7: Structure de chaussée en état de dégel partiel (Dorée et Zubeck, 2009).....	20
Figure 2-8: Fuseau granulométrique du MG-20 (Bilodeau, 2009).....	22
Figure 2-9: Déformation dans un matériau granulaire non lié lors d'un cycle de chargement-déchargement (tirée de Poupart (2013)).....	23
Figure 2-10: Réponse en déformation permanente d'un matériau granulaire lors d'un essai et type de comportement en Shakedown (Werkmeister et coll., 2003).....	25
Figure 2-11: Effet de la rotation des contraintes lors du passage d'une charge roulante (Lekarp et coll., 2000a).....	25
Figure 2-12: Variation saisonnière de la déformation en traction à la base d'un enrobe bitumineux (modifié de Salour et Erlingsson, 2012).....	30
Figure 4-1: Zone de dégel, MTQ (2013).....	39
Figure 4-2: Indice de gel normal, MTQ (2013).....	40
Figure 4-3: Changement moyen projeté de l'indice de gel par 5 simulations du MRCC4 [1971-2000]-[2041-2070], tirée de Brown et Chaumont (2009).....	40
Figure 4-4: Écart-type pour les 5 simulations (%), tirée de Brown et Chaumont (2009).....	41
Figure 4-5: Carte des zones d'indices de gel utilisée pour les scénarios climatiques.....	42
Figure 4-6: Anomalie des températures moyennes planétaire par rapport à [1980-1999], tirée de GIEC, 2007.....	44
Figure 4-7: Résultats des simulations climatiques obtenues pour la période [2001-2030].....	47
Figure 4-8: Indices de gel projeté jusqu'à l'horizon 2051-2080 pour la zone 1.....	49
Figure 4-9: Résultats de l'étude comparative entre les données d' $\Delta I G_a$ projetées entre 1976-1955 et 2046-2065 par les 22 simulations utilisées pour le projet (symboles pleins) et les 101 disponibles chez Ouranos (symboles vides).....	50
Figure 5-1: Évolution des $\Delta I G_a$ projetés (°CJ) avec l'application de régression linéaire pour la zone 1.....	54
Figure 5-2 : Relation entre l'indice de dégel de l'air ( $I D_a$ ) et la profondeur de dégel dans la structure de chaussée réalisée à partir de SMR du MTQ.....	57
Figure 5-3: Graphique présentant la corrélation l'indice de gel de l'air et le nombre de redoux hivernaux.....	59
Figure 5-4 : Corrélation entre l'indice de gel de l'air (°CJ) et la durée de la période hivernale....	62

Figure 5-5 : Projection du nombre d'évènements de redoux hivernaux en fonction de l'indice de gel de l'air pour la zone 1 .....	65
Figure 6-1 : Évolution de la profondeur de gel en fonction du temps et du type de sol pour une route régionale de 2010 à 2050 .....	76
Figure 6-2 : Évolution du soulèvement au gel en fonction du temps et du type de sol pour la zone 1 pour la période 2010-2050 .....	77
Figure 6-3: Relation entre le soulèvement au gel et l'évolution taux de détérioration de l'IRI pour différentes sections de routes aux Québec (Tirée de Doré et Zubeck, 2009) .....	78
Figure 6-4 : Évolution du taux d'endommagement du $\Delta$ IRI en fonction du temps et du type de sol pour la zone 1 .....	79
Figure 7-1 : Évolution de la profondeur de gel moyenne pour la zone 1 .....	93
Figure 7-2 : Évolution du soulèvement au gel moyen pour la zone 1 .....	93
Figure 7-3 : Moyenne de l'évolution du taux d'endommagement annuel du $\Delta$ IRI/ $\Delta$ t en fonction du 95 <sup>e</sup> , du 5 <sup>e</sup> et du 50 <sup>e</sup> percentile des simulations climatiques de la zone 1 .....	95
Figure 7-4 : Histogramme des pourcentages moyens d'augmentation de durée de vie relative (95 <sup>e</sup> et 5 <sup>e</sup> percentile) pour chacune des zones d'étude.....	100
Figure 8-1: Courbes granulométriques des MG-20 soumis aux essais triaxiaux .....	107
Figure 8-2: Courbes granulométriques des fractions fines pour chacun des MG-20 .....	110
Figure 8-3 : Courbes granulométriques des matériaux pour l'essai du simulateur de charge roulante .....	112
Figure 9-1 : Illustration de la fréquence et de la forme du chargement exécuté pour l'essai en condition triaxiale, (Tirée de la méthode d'essai LC 22-400).....	121
Figure 9-2 : Résultats de simulation de la contrainte verticale dans la couche de fondation en fonction l'épaisseur de la couche de revêtement (Tirée de Bilodeau et al. (2013)) .....	122
Figure 9-3 : Schéma de l'essai de chargement en condition triaxiale pour l'analyse de l'effet de contrainte.....	123
Figure 9-4 : Moule d'acier inoxydable et compacteur à marteau vibrant utilisés pour le moulage de l'échantillon .....	124
Figure 9-5 : Plateau inférieur, géotextiles et papiers filtres utilisés pour la confection de l'échantillon.....	125
Figure 9-6 : Échantillon de MG-20 installé sur le socle de la cellule avant la mise en place de la membrane et du plateau supérieur de chargement.....	126
Figure 9-7 : Plateau de chargement supérieur avec la représentation du circuit interne du liquide refroidissant .....	126
Figure 9-8: Application de graisse de silicone et joints toriques pour assurer l'étanchéité de la membrane .....	127
Figure 9-9 : Pose de la thermistance, de la laine minérale et des tubes de liquide réfrigérant sur l'échantillon .....	128
Figure 9-10: Positionnement des LVDT sur le plateau extérieur de la cellule triaxial .....	129
Figure 9-11 : Appareillage associé à l'essai triaxial à chargement déviatorique à chargement répété (Tirée de Poupart (2012)) .....	131
Figure 9-12 : Schéma de la cellule triaxiale et de ses principales composantes (Tirée de Bilodeau et al. (2011)) .....	131
Figure 9-13 : Exemple d'un gel et d'un dégel de l'échantillon de calcaire CN.....	132

Figure 9-14 : Capteur de pression interstitielle connecté à la base de la cellule triaxiale et au système d'acquisition.....	133
Figure 9-15 : Schéma du simulateur de charge roulante et de ses principales composantes (Tirée de Juneau et Pierre (2008)).....	136
Figure 9-16 : Calibration du ballon du simulateur mécanique pour un pneu gonflé à 80 psi (tirée de Poupart , 2013).....	139
Figure 9-17 : Câble chauffant (noir) et thermostat (jaune) installé dans le réservoir de la cuve	141
Figure 9-18: Résultat de la simulation réalisée avec le logiciel <i>Temp/W</i> pour déterminer l'évolution du dégel de l'échantillon .....	142
Figure 9-19 : Pose du géotextile, du socle du déflectomètre et l'isolation des câbles au début de la construction de la cuve .....	144
Figure 9-20: Section du déflectomètre avec graisse à l'intérieur de sa paroi .....	145
Figure 9-21 : Pose des sections du déflectomètre à la surface de chacune des couches de sol .	145
Figure 9-22 : Schéma de l'installation du déflectomètre à l'intérieur de l'échantillon .....	146
Figure 9-23 : Positionnement des thermistances à l'intérieur de l'échantillon.....	147
Figure 9-24: Installation des thermistances dans les matériaux à l'essai .....	147
Figure 9-25: Position des différents câbles à l'intérieur de l'échantillon.....	148
Figure 9-26 : Apparence du déflectomètre multi-niveau une fois le montage de la cuve terminée .....	148
Figure 9-27 : Zones d'accélération, de décélération et de vitesse constante de la roue du simulateur .....	150
Figure 9-28 : Position des mesures d'orniérage et du déflectomètre multi-niveau lors des essais du simulateur de charge roulante.....	150
Figure 9-29 : Instrumentation utilisée pour mesurer A) la déformation verticale (vernier) et B) l'ornière totale (triangle à ornière) (tirée de Poupart, 2013) .....	151
Figure 10-1 : Courbe d'un essai de déformation permanente comprenant les trois phases types et les coefficients du modèle de Dresden associés. ....	154
Figure 10-2 : Exemple de modélisation d'un essai triaxial en déformation permanente à l'aide du modèle de Dresden. ....	156
Figure 10-3: Réponse en déformation permanente d'un matériau granulaire lors d'un essai et type de comportement en Shakedown (Werkmeister et coll., 2003) .....	157
Figure 10-4 : Résultats de l'essai triaxial à chargements déviatoriques répétés considérant une répétition de cycle de gel-dégel pour le calcaire CI, CN et CS .....	159
Figure 10-5: Histogramme de la teneur en eau des échantillons e fonction du nombre de cycles de gel-dégel pour les calcaires CI, CN et CS .....	163
Figure 10-6 : Histogrammes des valeurs de paramètre $a$ pour les échantillons de calcaire CI, CN et CS.....	165
Figure 10-7 : Histogrammes des valeurs de paramètre $b$ pour les échantillons de calcaire CI, CN et CS.....	166
Figure 10-8 : Histogramme de la valeur médiane des surpressions interstitielles et de la teneur en eau des échantillons en fonction du nombre de cycle de gel-dégel pour les calcaires CI, CN et CS .....	168
Figure 10-9 : Résultats de l'essai triaxial à chargements déviatoriques répétés considérant une répétition de cycle de gel-dégel pour le basalte CS, le gneiss CS et le calcaire CS .....	169

Figure 10-10 : Histogramme de la teneur en eau des échantillons en fonction du nombre de cycles de gel-dégel pour le basalte CS, le gneiss CS et le calcaire CS.....	174
Figure 10-11: Histogrammes des valeurs de paramètre $a$ pour les échantillons de basalte CS, gneiss CS et calcaire CS.....	175
Figure 10-12 : Histogrammes des valeurs de paramètre $b$ pour les échantillons de basalte CS, gneiss CS et calcaire CS.....	176
Figure 10-13 : Histogramme de la valeur médiane des surpressions interstitielles et de la teneur en eau des échantillons en fonction du nombre de cycle de gel-dégel pour le basalte, le gneiss et le calcaire CS.....	177
Figure 10-14: Résultats de l'essai triaxial à chargements déviatoriques répétés considérant une répétition de cycle de gel-dégel et deux niveaux de contraintes (50 et 100 kPa) pour le calcaire CS.....	178
Figure 10-15 : Histogramme de la teneur en eau en fonction du nombre de cycle de gel-dégel pour l'essai de l'influence du niveau de contrainte avec le calcaire CS.....	181
Figure 10-16 : Histogrammes des valeurs de paramètre $a$ pour l'échantillon de calcaire CS pour les niveaux de contrainte de 50 et 100 kPa .....	182
Figure 10-17 : Histogrammes des valeurs de paramètre $b$ pour l'échantillon de calcaire CS pour les niveaux de contrainte de 50 et 100 kPa .....	183
Figure 10-18 : Histogramme du pourcentage de diminution du paramètre $b$ en fonction du niveau de contrainte (50 et 100 kPa) à chacun des cycles de gel-dégel pour l'échantillon de calcaire CS.....	184
Figure 10-19 : Histogramme de la valeur médiane des surpressions interstitielles pour les deux niveaux de contraintes (50 et 100 kPa) et de la teneur en eau des échantillons en fonction du nombre de cycle de gel-dégel pour le calcaire CS .....	185
Figure 10-20 : Paramètres $b$ en fonction du nombre de cycle de redoux hivernaux obtenus pour l'ensemble des essais triaxiaux à chargements déviatoriques répétés .....	187
Figure 10-21 : Valeur moyenne du paramètre $b$ en fonction du nombre de cycle de redoux pour l'ensemble des essais triaxiaux à chargements déviatoriques répétés .....	188
Figure 10-22 : Valeur moyenne du paramètre $b$ en fonction du nombre de cycle de redoux pour les essais triaxiaux à chargements déviatoriques répétés n'ayant pas de rupture .....	189
Figure 10-23 : Possibilité d'évolution des paramètres $b$ en condition de redoux hivernal pour les matériaux ne présentant pas de rupture en condition triaxiale.....	190
Figure 10-24 : Résultats de l'essai du simulateur de charge roulante sur l'éprouvette 1 en condition de dégel progressif.....	194
Figure 10-25 : État de dégel en fonction du temps et de la hauteur de la cuve lors de l'essai de dégel total et progressif de l'éprouvette # 1 .....	196
Figure 10-26 : Comparaison des résultats des paramètres $a$ entre la couche de fondation de la structure 1 de l'essai au simulateur de charge roulante et les essais en conditions triaxiales au cycle 5 des échantillons de calcaire. ....	197
Figure 10-27 : Comparaison des résultats des paramètres $b$ entre la couche de fondation de la structure 1 de l'essai au simulateur de charge roulante et les essais en condition triaxiale au cycle 5 des échantillons de calcaire. ....	198
Figure 10-28 : Résultats de l'essai du simulateur de charge roulante sur l'éprouvette 2 en condition de dégel partiel, cycle 1 .....	202

Figure 10-29 : État de dégel en fonction du temps et de la hauteur de la cuve lors de l'essai de dégel partiel de l'éprouvette 2, cycle 1.....	202
Figure 10-30 : Histogramme des paramètres $a$ obtenus pour l'éprouvette 2 en condition de dégel partiel pour la couche de fondation et du sol d'infrastructure. ....	204
Figure 10-31 : Histogramme des paramètres $b$ obtenus pour l'éprouvette 2 en condition de dégel partiel pour la couche de fondation et du sol d'infrastructure. ....	205
Figure 10-32 : Résultats de l'essai du simulateur de charge roulante sur l'éprouvette 2 en condition de dégel complet .....	208
Figure 10-33 : État de dégel en fonction du temps et de la hauteur de la cuve lors de l'essai de dégel total et progressif de l'éprouvette 2 .....	208
Figure 10-34 : Histogramme des valeurs des paramètres $a$ pour les essais de simulateur de charge en condition de dégel complet et des cinquièmes cycles des essais triaxiaux. ....	210
Figure 10-35 : Histogramme des valeurs des paramètres $b$ pour les essais de simulateur de charge en condition de dégel complet et des cycles 5 des essais triaxiaux. ....	211
Figure 10-36 : Assignation d'une valeur moyenne au paramètre $b$ pour l'ensemble des cycles de redoux hivernaux déterminé en cellule triaxiale. ....	212
Figure 11-1 : urée de vie relative des chaussées entre la période de référence (1971-2000) et projetée (2011-2040) obtenus par l'analyse d'endommagement par déformation permanente de la couche de fondation granulaire. ....	222
Figure 11-2 : Zones climatiques utilisées par le MTQ pour déterminer la classe de bitume à utiliser (MTQ, 2012) .....	226
Figure 11-3 : Exemple de simulation exécuté sur le logiciel <i>WinJulea</i> pour évaluer les déformations en traction à la base de la couche de revêtement.....	233
Figure 11-4 : Histogramme des résultats de durée de vie relative (%) pour les routes nationales .....	238
Figure 11-5 : Histogramme des résultats de durée de vie relative (%) pour les routes régionales .....	238
Figure 11-6 : Histogramme de la moyenne des résultats de durée de vie relative (%) pour les routes analysées.....	239



*À mon père, Yvan Drolet*



# Remerciements

Je souhaite tout d'abord remercier mon directeur de projet, M. Guy Doré, de m'avoir offert l'opportunité de travailler au sein de la chaire de recherche I3C. Je tiens également à remercier mon codirecteur, M. Jean-Pascal Bilodeau. Merci pour votre soutien, votre encadrement et vos judicieux conseils reçus lors de la réalisation de ce projet. Un grand merci à M. Pierre Perron et Mme Chantal Lemieux, coordonnateurs respectifs de la chaire I3C et Arquluk. Je remercie également M. Christian Juneau, M. Sylvain Auger et M. Martin Lapointe pour votre expertise et votre disponibilité. Ce fut un réel plaisir de travailler avec vous tous!

Je voudrais ensuite remercier le consortium Ouranos qui fut un partenaire de premier plan pour ce projet. Merci tout spécialement à Mme Marie-France Sottile, Mme Caroline Larrivée et Mme Diane Chaumont. La pertinence de vos conseils en matière de changements climatiques m'a été d'une grande utilité. Je tiens à remercier Transport Québec, proche collaborateur du projet avec des remerciements particuliers à M. Denis St-Laurent, M. Fritz Prophète et M. Guy Bergeron. Un grand merci à tous les autres partenaires du projet, notamment la ville de Montréal pour son suivi.

Je tiens à remercier tous mes collègues et les stagiaires qui ont participé de près ou de loin à ce projet : Dejan, Simon, Loriane, Mamadou, Papa Masseck, Dario, Damien, Benoit, Julie, Emmanuel, Samuel, Mathias, Julian et Jade. Je tiens également à remercier ma famille et ma conjointe, Laurence. Vous m'avez toujours encouragé, dans les bons et les mauvais moments, et ce, depuis le début de mes études.

Finalement, je souhaite remercier mon père, M. Yvan Drolet, de m'avoir soutenu et encouragé depuis mon plus jeune âge. Tu m'as enseigné le sens des responsabilités, le goût des études, le plaisir de l'effort et du dépassement de soi-même. Je te dois beaucoup. La vie a décidé de nous séparer plus tôt que je l'aurais voulu. Ton souvenir restera à jamais gravé dans ma mémoire. Je t'aime



# Chapitre 1 Introduction

## 1.1 Introduction et mise en contexte

Les changements climatiques (C. C.) sont une réalité reconnue par la vaste majorité de la communauté scientifique internationale. Il existe un consensus par rapport au fait que les C. C. sont principalement causés par l'activité humaine et notamment par les émissions de gaz à effet de serre (GES) provenant de la combustion d'énergies fossiles. La manifestation des C. C. sera l'un des enjeux environnementaux les plus importants des prochaines décennies. Selon les rapports du Groupe d'experts intergouvernemental sur l'évolution du climat (GIEC, 2007), ils auront pour effets d'accroître le réchauffement des océans et de l'atmosphère, d'accentuer la fonte massive des couverts de neige et de glace en plus d'augmenter l'élévation du niveau des océans. Ils risquent également d'accentuer la variabilité du climat et de la fréquence d'évènements climatiques extrêmes au niveau mondial.

À l'échelle du Québec, plusieurs études de scénarios climatiques ont été réalisées ces dernières années. Les plus récentes projections climatiques pour le sud de la province indiquent de nombreux changements pour l'horizon 2050 : le raccourcissement de la période de gel, l'augmentation des températures hivernales et de la fréquence d'épisodes de redoux hivernaux de même que la diminution des chutes de neige au profit de l'augmentation des précipitations liquides en hiver (Brown et Chaumont, 2009). Le sud de la province est le secteur où se retrouve la majorité de la population québécoise, et par conséquent la majorité des infrastructures. L'ensemble de ces changements risque d'avoir un impact significatif sur l'environnement bâti, et notamment sur les réseaux routiers. À titre indicatif, la valeur à neuf du réseau routier québécois vaut près de 30 milliards de dollars et s'avère d'une importance capitale pour l'économie du Québec (MTQ, 2013).

Les structures de chaussées présentent une forte sensibilité aux conditions climatiques. Leur détérioration dépend, en partie, des cycles de gel et de dégel ainsi que de la variation des températures et des précipitations, mais est aussi le résultat d'une interaction complexe avec les charges appliquées par les véhicules lourds. Leur forte sensibilité aux conditions météorologiques rend donc les structures de chaussées vulnérables aux changements climatiques. Afin de minimiser les impacts potentiels, il s'avère judicieux de quantifier cette vulnérabilité en fonction des projections des prochaines décennies. C'est ainsi qu'une collaboration s'est formée entre la chaire de recherche sur l'interaction des Charges Lourdes-Climat-Chaussée (I3C), le consortium Ouranos, le Ministère des Transports du Québec et la Ville de

Montréal. Cette coopération a pour but de réaliser un projet de recherche traitant de l'impact des changements climatiques sur la performance à long terme des réseaux routiers québécois. Puisque les C. C. se manifesteront sous plusieurs formes, il a été jugé préférable de diviser ce projet en deux volets. Le premier volet traite de l'effet d'un changement des conditions hydriques des structures de chaussées occasionné par une augmentation des précipitations (Thiam, 2013), tandis que le second porte sur le changement du comportement hivernal des structures de chaussée dû à l'augmentation des températures hivernales. Ce document présente l'étude réalisée pour le deuxième volet du projet. Il est à noter que cette étude traite uniquement des réseaux routiers composés de chaussées souples.

De façon générale, tout porte à croire que les manifestations des C. C. en hiver auront autant des impacts positifs que négatifs. En premier lieu, un adoucissement de la température en hiver aura pour effet de réduire le soulèvement au gel des chaussées et d'atténuer l'endommagement associé. Pour quantifier l'incidence de ce phénomène, il peut être nécessaire de revisiter un des paramètres principaux utilisés pour le dimensionnement au gel, soit l'indice de gel. L'un des objectifs de ce projet est d'ajuster ce paramètre afin qu'il corresponde le mieux possible à la réalité du climat changeant des prochaines décennies. Ensuite, pour quantifier les effets positifs d'un adoucissement des températures hivernales, un modèle faisant le lien entre le taux de détérioration l'uni ( $\Delta IRI$ ) et le soulèvement au gel est utilisé.

En ce qui concerne les effets négatifs, une augmentation du nombre d'épisodes de redoux hivernaux risque fortement d'augmenter l'endommagement structural des chaussées. De façon générale, il est démontré dans la littérature qu'une proportion importante de la détérioration des chaussées en régions nordiques se produit lors des périodes de dégel (Salour et Erlingsson, 2012; Doré et Zubeck 2009; Saint-Laurent 1995). Un événement de redoux hivernal a pour effet de provoquer le dégel de la partie supérieure des chaussées, soit la portion normalement constituée d'une couche d'enrobé reposant sur une couche de fondation granulaire. En raison de l'infiltration des eaux de fonte de surface, les matériaux granulaires (MG) de fondation se retrouvent en état de saturation élevée, ce qui contribue à diminuer la capacité portante du matériau dégelé. Cela aura pour conséquence d'augmenter l'endommagement par déformations permanentes de la couche de fondation et la détérioration de la couche d'enrobé par fissuration de fatigue. L'état des connaissances réalisé a permis de conclure qu'il n'existe que très peu de documentation portant sur la performance des MG en déformation permanente, et ce, tout spécialement en condition de dégel. Il s'est donc avéré nécessaire de développer une méthodologie d'essais en laboratoire permettant d'évaluer la performance en déformation permanente des MG en condition de redoux hivernal. Ces essais évaluent principalement l'effet d'une répétition de cycles de redoux hivernaux sur la

performance des MG de fondation. Les résultats obtenus de tels essais peuvent alors être utilisés pour la réalisation d'une analyse saisonnière d'endommagement sur la déformation permanente et sur la fissuration de fatigue. Ce type de calcul est un outil qui pourra permettre d'évaluer la perte de durée de vie utile des chaussées en fonction de ces types d'endommagement structural.

Finalement, les effets des C. C. se traduiront nécessairement par une augmentation considérable des coûts d'entretiens et des coûts encourus par les usagers de la route. Cependant, la durée de vie moyenne des infrastructures de transport est, en générale, inférieure à 25 ans. Il est donc possible, à court ou moyen terme, de mener une adaptation efficace des infrastructures permettant la mise en œuvre de matériaux et de techniques de conception améliorés lors de leur réhabilitation. Cette étude a d'ailleurs permis de mettre de l'avant quelques pistes d'adaptations possibles qui permettraient de minimiser les coûts en pertes de performances estimées. Dans la prochaine section, il est possible de voir la structure de cette étude.

## **1.2 Structure du document**

En raison de l'éventail des sujets abordés dans cette étude, il s'avérait pertinent de présenter la structure de ce document. Ainsi, chacun des chapitres de celui-ci est brièvement décrit à la section suivante.

Au chapitre 2, un état des connaissances est réalisé afin de cerner les mécanismes d'affaiblissement relatifs aux effets du gel et du dégel des structures de chaussées. Cette partie traite également des paramètres de performances des MG à considérer pour la réalisation de cette étude. Elle détaille les manifestations attendues des C. C. pour le sud du Québec et des principaux éléments à prendre en compte pour la réalisation du projet.

Le chapitre 3 résume les principales conclusions tirées de l'état des connaissances. Il spécifie les lacunes à combler de même que la pertinence du projet. Il définit les principaux objectifs ainsi que l'orientation prise pour les atteindre.

Par la suite, le chapitre 4 détaille l'étape de l'élaboration de scénarios climatiques qui étaient nécessaires aux besoins de cette étude. Il présente les résultats obtenus et discute de la conformité de ces derniers.

Le chapitre 5 explique les traitements de données climatiques qui furent effectués pour cette étude. Pour l'accomplissement du projet, il était nécessaire de déterminer différents paramètres climatiques clés. Pour ce faire, des modélisations et des analyses des données météorologiques ont été réalisées. Les paramètres obtenus ont servi au développement d'un modèle permettant de déterminer le nombre moyen d'épisodes de redoux par hiver en fonction de l'indice de gel de l'air.

Au chapitre 6, une méthode de correction de l'indice de gel est développée pour prendre en compte le réchauffement progressif des hivers québécois lors de la conception de chaussées. Ce chapitre est donc dédié à l'élaboration de cette méthode de correction. Elle servira ultimement à réduire l'épaisseur de la couche de sous-fondation, qui sert de protection de structure de chaussée contre les effets du gel.

Le chapitre 7 s'attarde à l'analyse des effets bénéfiques de l'adoucissement des températures hivernales. Il analyse le gain en durée de vie relative des réseaux routiers au courant des prochaines décennies par rapport à une période de référence [1971-2000].

Le chapitre 8 se concentre sur la caractérisation des MG soumis aux essais de laboratoire. Il présente les matériaux testés ainsi que leurs principales caractéristiques nécessaires pour la confection des échantillons.

Le chapitre 9 fait la description des méthodologies développées pour la réalisation d'essais en laboratoire. Ces essais ont pour but d'évaluer la performance des MG en déformation permanente. Plus spécifiquement, ils évaluent leur performance en déformation permanente lorsqu'ils sont soumis à une répétition de redoux hivernaux.

Le chapitre 10 présente les résultats acquis en laboratoire. Il fait une analyse comparative des valeurs obtenues et discute des différents effets analysés.

Le chapitre 11 présente l'analyse d'endommagement effectué pour évaluer la perte de durée relative des chaussées en déformation permanente et en fatigue. Il détaille les analyses d'endommagement saisonnier réalisé et présente les principaux résultats obtenus.

Enfin, le chapitre 12 effectue la discussion des résultats et des conclusions tirées de cette étude. Il traite des pistes d'adaptation possible, il discute de la possibilité de leur mise en application et des recherches futures à effectuer.



# Chapitre 2 État de connaissance

## 2.1 Changements climatiques

Selon les rapports réalisés par le GIEC (2007), le climat sur la Terre a toujours subi des changements climatiques d'origine naturelle. Cette variabilité du climat peut être causée par la variation de phénomènes naturels tels que le volcanisme et le taux de radiation solaire. Cependant, il est peu probable que les changements du climat observés depuis les dernières décennies soient d'origine naturelle. En fait, plusieurs éléments laissent croire que la cause première des changements climatiques est d'origine anthropique. La présente section fait tout d'abord la description générale des causes et des effets des changements climatiques actuels. Par la suite, elle se concentre sur la description du climat du sud de la province du Québec. Elle fait le résumé des études antérieures portant sur le climat actuel et projeté.

### 2.1.1 Cause des changements climatiques actuels

La révolution industrielle a marqué le commencement de la consommation d'énergies fossiles par les sociétés humaines. Cette époque débuta vers 1850. Elle est considérée comme le point de départ de l'intervention de l'homme sur l'atmosphère par le biais des émissions de gaz à effets de serre (GES). Comme il est mentionné dans Lepage et coll. (2011), les GES sont des composants gazeux d'origine naturelle ou anthropique. Lorsqu'ils sont émis, les GES se concentrent au niveau de l'atmosphère et modifient sa composition. Ils ont le pouvoir d'interagir avec le rayonnement infrarouge terrestre pour être réémis dans toutes les directions. Le rayonnement atmosphérique provoqué par les GES s'additionne au rayonnement solaire pour ainsi contribuer positivement au bilan radiatif de l'atmosphère, ce qui signifie un réchauffement de la surface terrestre. De façon naturelle, la vapeur d'eau est le GES retrouvé en plus grande concentration dans l'atmosphère. Parmi les principaux GES émis par l'homme, il y a le dioxyde carbone (CO<sub>2</sub>), le méthane (CH<sub>4</sub>) et l'oxyde nitreux (N<sub>2</sub>O), l'ozone (O<sub>3</sub>), les hydrofluorocarbures (HFC) et l'hexafluorure de soufre (SF<sub>6</sub>) (GIEC, 2007). Bien qu'il soit possible de retrouver ces GES dans l'atmosphère également à l'état naturel, les émissions d'origine anthropique ont accentué l'augmentation des concentrations de ces GES dans l'atmosphère. Le CO<sub>2</sub> est, sans l'ombre d'un doute, le GES ayant montré la plus forte progression pour ce qui est de sa concentration dans l'atmosphère. Depuis l'époque préindustrielle à 2005, sa concentration atmosphérique a passé de 280 ppm à 380 ppm (GIEC, 2007). De plus, le taux d'émission annuel du CO<sub>2</sub> a accéléré de 1,4 à 1,9 ppm/an au cours des dernières décennies (GIEC, 2007). La figure 2.1 (GIEC, 2007) montre les concentrations des principaux GES au cours des

deux derniers millénaires.

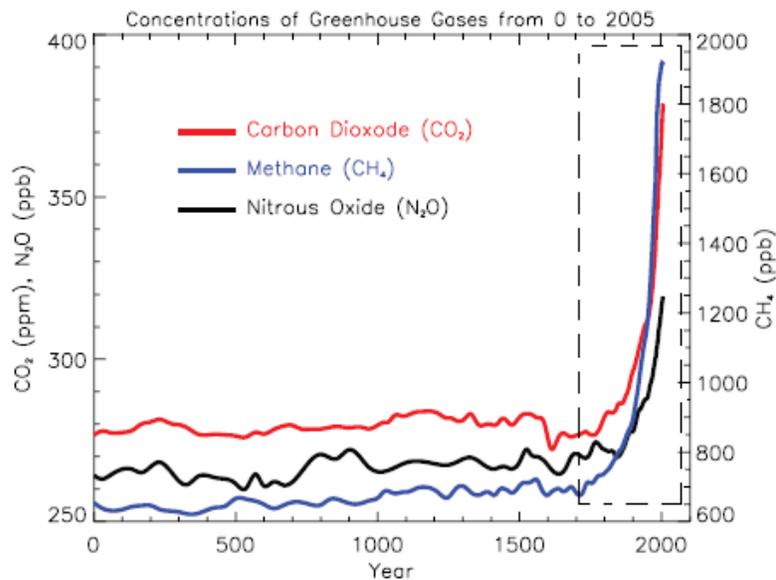


Figure 2-1: Évolution des émissions mondiale de principaux GES (CO<sub>2</sub>, CH<sub>4</sub> et N<sub>2</sub>O) depuis près de 2000 ans (GIEC, 2007)

Comme il est mentionné dans le 4<sup>e</sup> rapport du GIEC (2007), plusieurs observations témoignent déjà des changements climatiques à l'échelle du globe. Les années 1995 à 2006 ont connu les températures moyennes les plus chaudes depuis 1850. Certaines régions connaissent des augmentations plus rapides que d'autres. Par exemple, l'augmentation de la température moyenne est plus importante aux latitudes élevées de l'hémisphère nord que le reste du globe. La température moyenne en arctique a augmentée deux fois plus vite que la température mondiale au cours du dernier siècle. Les régions continentales connaissent une augmentation plus rapide des températures moyennes de l'air que les océans. Ces derniers absorbent plus de 80 % de la chaleur ajoutée au système climatique et connaissent aussi une hausse de leur température. Des observations depuis 1961 prouvent que le niveau moyen de la mer est en constante augmentation et montre une concordance avec le réchauffement observé. Aussi, y a une diminution progressive de l'étendue de la couverture de neige à l'échelle du globe qui a été démontrée par les données-satellites depuis 1978. La couverture maximale de neige saisonnière a diminué de 7 % depuis 1900 dans l'hémisphère nord. Cette réduction semble également corrélée avec l'augmentation des températures moyennes. De plus, une évolution des précipitations a été observée depuis le début du 20<sup>e</sup> siècle. Certaines régions du globe connaissent une augmentation des précipitations comme c'est le cas pour la portion orientale du continent américain. Pour d'autres régions du monde, l'effet inverse se produit, notamment au Sahel, en Méditerranée et en Afrique australe. De façon générale, il est probable

que les zones de sécheresse aient progressé depuis 1970. Enfin, il est probable que la fréquence ou l'intensité de certains phénomènes météorologiques extrêmes, tels que les événements de forte précipitation et des vagues de chaleur, aient changé depuis les 50 dernières années à l'échelle du globe. Dans la prochaine sous-section, un résumé de différentes études portant sur les impacts des changements climatiques sur infrastructures est réalisé.

### 2.1.2 L'effet des changements climatiques sur les infrastructures routières

Plusieurs articles scientifiques ont traité des différents impacts des C. C. sur les infrastructures routières. Le *National Research Council* (NRC, 2008) a produit un rapport spécial traitant de ceux attendus pour les États-Unis. Parmi les problématiques à prévoir, il y a l'augmentation des précipitations. Il est spécifié qu'elles augmenteront autant en terme de fréquence, de durée que d'intensité. Il est mentionné que les précipitations risquent d'affecter la performance des structures de chaussée et que les paramètres structuraux de ces dernières seront nécessairement à revoir pour qu'elles puissent s'adapter à de tels événements. Ensuite, l'étude de Serrao-Neumann et coll. (2011) et celle du NRC (2008) mentionne que les routes côtières américaines et australiennes seront particulièrement à risque en raison de l'augmentation du niveau moyen de la mer et du nombre d'événements extrêmes (tempêtes). Ces changements causeront une hausse importante du nombre d'inondations. De tels événements peuvent rendre inaccessible l'utilisation des infrastructures routières. Dans bien des cas, ces routes sont souvent les seuls moyens d'évacuation pour la population. Le maintien de ces routes est donc un enjeu crucial pour la sécurité publique situation d'urgence (NRC, 2008). Ensuite, l'étude du NRC (2008) et celle de duVair et coll. (2002) mentionnent qu'une augmentation des épisodes de précipitations liquides en hiver peut également s'avérer dommageable pour les infrastructures routières. Ces précipitations hivernales occasionnent un ruissèlement important des eaux de pluie qui ont le potentiel d'augmenter les risques d'inondations et de glissements de terrain affectant les infrastructures routières. Il est également question dans l'étude du NRC (2008) de l'augmentation des vagues de chaleurs extrêmes. Ces événements peuvent compromettre la performance des chaussées en ramollissant la couche de revêtement bitumineuse, ce qui aura pour effet d'accélérer l'endommagement par orniérage de la couche d'enrobé. Finalement, il est mentionné dans l'étude du NRC (2008) qu'une augmentation du nombre de cycles de gel et de dégel est à prévoir. La période de gel sera plus courte et la période de dégel au printemps pourra se rallonger significativement. Les infrastructures routières se retrouveront ainsi dans un état d'affaiblissement structural pendant une plus longue période durant l'année, ce qui diminuera nécessairement leur performance à long terme.

Une autre étude, celle de Tighe et coll. (2008), ont évalué l'effet d'une augmentation de la température moyenne et des précipitations annuelles sur 6 routes à faibles débits. Cette étude s'avère plus pertinente au présent projet puisqu'elle analyse des routes situées au sud du Canada. Tighe et coll. (2008) concluent que les changements climatiques augmenteront l'endommagement par orniérage des chaussées, ainsi que les problèmes de fissuration longitudinale et par fatigue. Cependant, les problèmes de fissurations transversales devraient diminuer. Concernant la performance à long terme des réseaux routiers, il est spécifié que l'augmentation future du trafic est un facteur d'endommagement aussi important que les changements climatiques. Cette étude conclut que l'adaptation aux changements climatiques passe nécessairement par une meilleure conception des structures de chaussée, ainsi que par un meilleur entretien du réseau routier. Dans la prochaine section, il sera question du climat actuel et projeté pour la zone d'intérêt du projet, soit le sud du Québec.

### 2.1.3 Le climat actuel et projeté pour le sud du Québec

La présente étude s'intéresse tout spécialement à la partie sud du Québec, soit la portion de la province où se retrouve la très grande majorité de la population et des infrastructures routières. En ce qui concerne le climat actuel, Desjarlais et coll. (2010) mentionnent que la température moyenne pour le sud du Québec est de 20 °C en été et de -8 °C en hiver. La somme des précipitations estivales est d'environ 450 mm, tandis que l'équivalent en eau des chutes de neige en hiver peut atteindre 350 mm.

En ce qui concerne le climat projeté, les projections émises par le 4<sup>e</sup> rapport du GIEC (2007) (tirée de Brown et Chaumont, 2009) démontrent que le sud du Québec devrait subir un réchauffement hivernal *très probable*, une augmentation de précipitations hivernales *probable* ainsi qu'une diminution de la couverture de neige *très probable*. Cette réduction de la couverture de neige sera caractérisée par une diminution de sa durée et de sa hauteur. DesJarlais et coll. (2010) du consortium Ouranos ont également réalisé des projections climatiques en divisant le Québec en différentes zones géographiques telles que présentées à la figure 2.2.

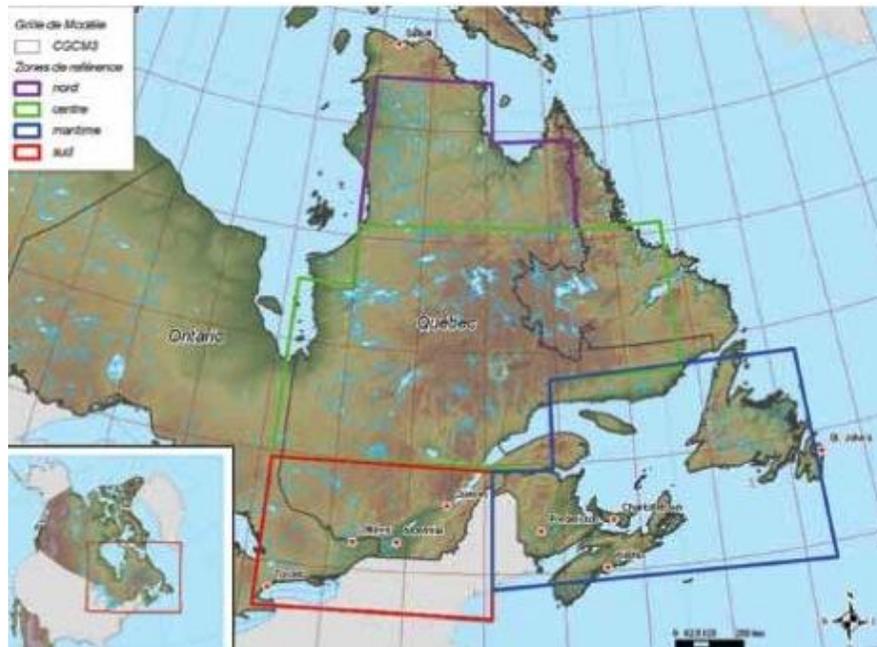


Figure 2-2: Limite des zones projetées (Desjarlais et coll., 2011).

Ces projections montrent le changement moyen attendu pour l’horizon climatique 2050 par rapport à la période 1961-1990 de la température et des précipitations. Les résultats obtenus pour la zone sud du Québec sont présentés au tableau 2.1. Selon ces projections, la saison hivernale verra sa température moyenne augmenter de 2,5 °C à 3,8 °C à l’horizon 2050. Durant la saison estivale, la température moyenne augmentera de 1,9 °C à 3,0 °C. En ce qui concerne les précipitations, la hausse prévue en hiver pour l’horizon 2050 est de 8,6 % à 18,1 %. Durant la saison estivale, aucun changement significatif des précipitations n’est prévu à l’horizon 2050. Ces projections mentionnent également que l’accumulation de neige risque de diminuer pour le sud du Québec en raison du raccourcissement de la saison froide.

**Tableau 2.1: Changements saisonniers de température et précipitation pour le sud du Québec à l'horizon 2020, 2050 et 2080. (Desjarlais et al., 2010)**

Saison		Changement à l'horizon 2020	Changement à l'horizon 2050	Changement à l'horizon 2080
Hiver	Température	1,3 à 2,3 °C	2,5 à 3,8 °C	3,6 à 5,7 °C
	Précipitation	3,7 à 11,1 %	8,6 à 18,1 %	14,5 à 27,6 %
Printemps	Température	1,0 à 1,7 °C	1,9 à 3,0 °C	2,7 à 4,3 °C
	Précipitation	2,0 à 8,6 %	4,4 à 13,1 %	8,9 à 22,2 %
Été	Température	1,1 à 1,7 °C	1,9 à 3,0 °C	2,6 à 4,4 °C
	Précipitation	-1,5 à 4,4 %	-1,8 à 5,4 %	-4,9 à 6,0 %
Automne	Température	1,2 à 1,9 °C	2,0 à 3,1 °C	2,7 à 4,5 °C
	Précipitation	-2,7 à 3,6 %	-0,7 à 7,7 %	0,4 à 12,8 %

Il est possible de voir que les projections données au tableau 2.1 montrent une certaine incertitude. Celle-ci est issue des imperfections des modèles utilisés, de l'ensemble des scénarios de gaz à effet de serre exploité et de la variabilité naturelle du climat (Lepage et coll., 2011). Elle a d'ailleurs tendance à s'accroître lorsque l'horizon climatique analysé est lointain. L'incertitude donnée par les scénarios climatiques est une information très importante. La dispersion des résultats de projections représente l'ensemble des futurs possibles. Par conséquent, aucun des résultats ne peut être éliminé puisqu'ils sont tous d'égales valeurs. De façon générale, le signal d'un changement d'une variable climatique est significatif lorsque l'ensemble des résultats des projections est plus grand que l'incertitude. Par exemple, la figure 2.3 (Ouranos, 2010a) montre les résultats de 130 simulations projetant l'anomalie des températures, en hiver et en été, de 1990 à 2080 par rapport à la moyenne de 1900 à 1969. Il est possible de voir que, malgré l'incertitude, tous les résultats montrent une augmentation des températures à long terme.

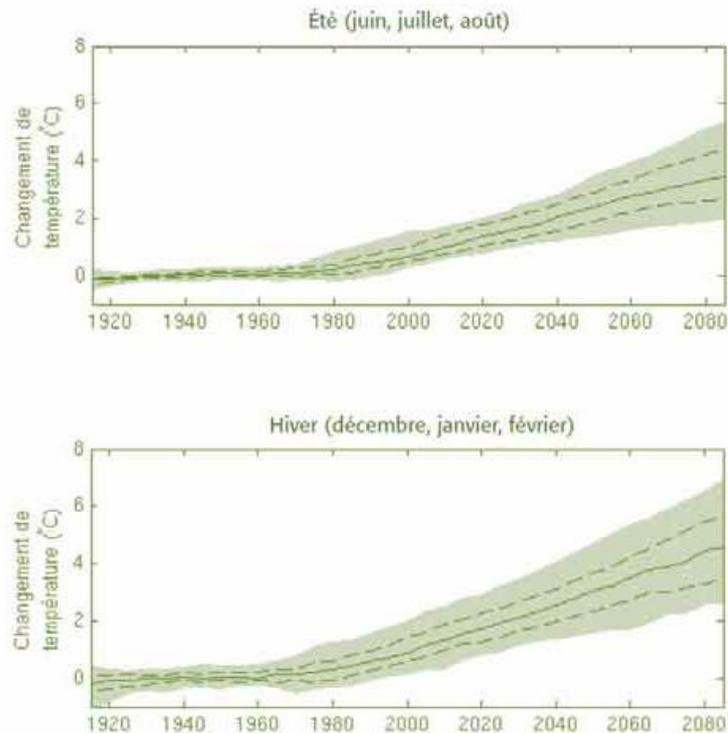
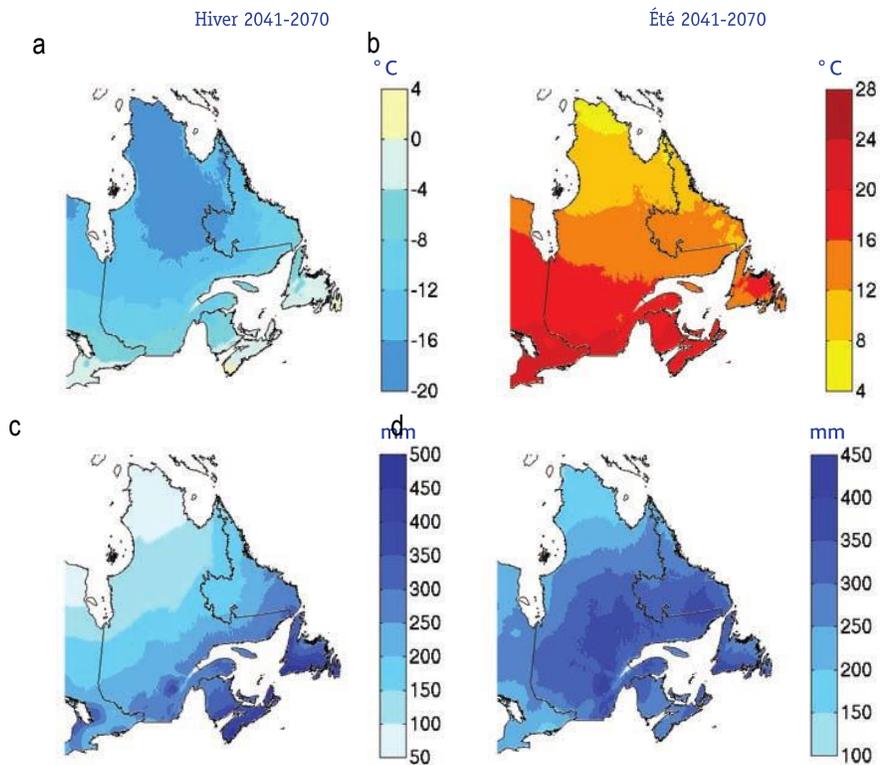


Figure 2-3: Anomalie de la moyenne saisonnière de température (°C) de 1990 à 2080, par rapport à la moyenne de 1900 à 1969 (été et hiver, sud du Québec) (Ouranos, 2010a)

Le Consortium Ouranos a également produit un ensemble de projections climatique régional à l'aide du *Modèle Régional Canadien du Climat* (MRCC). Il s'agit d'une série de simulations régionales (à 45 km de résolution) permettant de représenter le climat à l'horizon [2040-2070] selon différentes variables climatiques. Les résultats obtenus prédisent des températures moyennes hivernales de -4 °C au sud du Québec. Durant l'été, la température moyenne pour le sud est de 23 °C. Pour ce qui est des précipitations, l'accumulation moyenne en été serait de 450 mm dans les régions les plus humides au sud. Durant l'hiver, le sud recueillerait 380 mm en termes de précipitation liquide. La figure 2.4 (Élia et Côté, 2009, tirée de Desjarlais et coll., 2008) présente les projections climatiques (température moyenne et précipitation) pour l'horizon [2041-2070].



**Figure 2-4: Moyenne des températures (a et b) et des précipitations (c et d) au Québec prévue pour 2041-2070 (Élia et Côté, tirée de Desjarlais et coll., 2011)**

Finalement, l'étude réalisée par Brown et Chaumont (2009) s'avère très intéressante pour le présent projet. Elle fait l'analyse de variables climatiques associées aux transports routiers pour l'horizon [2041-2070]. Cette étude conclut que le climat hivernal projeté à cet horizon serait plus chaud et plus humide. Le commencement de la période de gel serait plus tardif tandis que la période de dégel débiterait plus tôt. En moyenne, la période de gel serait réduite de 24 jours. Il y aurait une augmentation du nombre de précipitations sous forme liquide et une diminution de précipitation sous forme de neige. La température moyenne en hiver et le nombre d'épisodes de redoux hivernaux auront tendance à augmenter. Une augmentation de la quantité de neige et de pluie accumulées lors des précipitations sera plus élevée. Elle augmentera de 10 % et de 20 % pour les quantités de neiges et de pluies respectivement.

Ainsi, l'ensemble des études traitant des changements climatiques pour le sud du Québec prévoit un raccourcissement de la période hivernale ainsi qu'une augmentation des températures et des précipitations sous forme liquide en hiver. De plus, selon l'étude de Brown et Chaumont (2009), une augmentation du nombre d'épisodes de redoux hivernaux est également à prévoir. Tout porte à croire que ces changements affecteront les réseaux routiers québécois, que ce soit de façon positive ou négative. Un adoucissement des

températures en hiver peut s'avérer bénéfique en réduisant les soulèvements au gel des chaussées. Cependant, les redoux hivernaux peuvent augmenter le taux de dégradation en provoquant leur dégel partiel. Ces changements doivent être pris au sérieux et risquent d'affecter significativement les infrastructures routières au Québec. Afin de bien saisir l'effet du climat sur les chaussées au Québec, les prochaines sections de ce chapitre traite spécifiquement des chaussées. Il sera question des matériaux dont elles sont composées, de leur comportement et de leur mode de dégradations en condition hivernale.

## 2.2 Définition de la chaussée

Une chaussée souple est un système multicouche composé d'une surface de revêtement composée d'un enrobé bitumineux, d'une fondation, d'une sous-fondation et du sol d'infrastructure. La figure 2.5 (MTQ, 2013) présente le schéma d'une chaussée avec l'épaisseur typique de chacune des couches dont elle est composée en plus de certaines composantes connexes à la structure (accotement, talus, fossé).

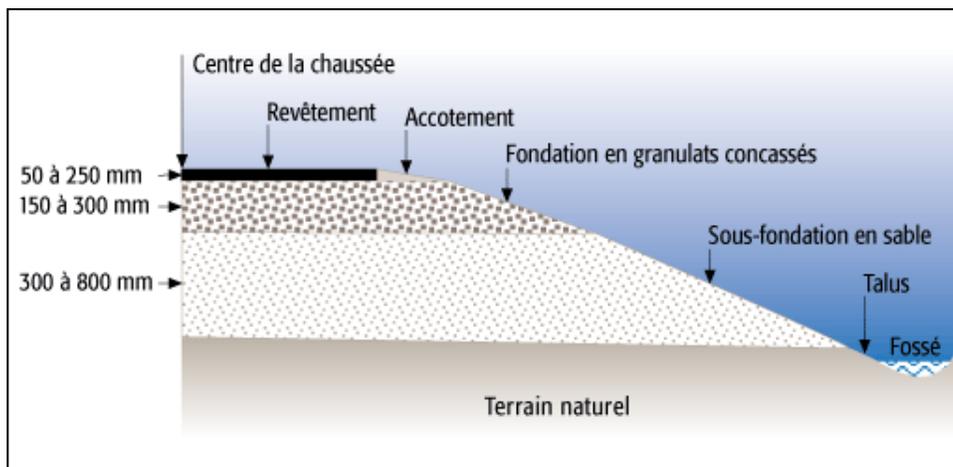


Figure 2-5: Schéma typique d'une chaussée (MTQ, 2013)

Le but premier d'une structure de chaussée est d'assurer le transport sécuritaire des usagers et des biens tout en garantissant le confort au roulement. Selon Doré et Zubeck (2009), chacune des couches d'une structure de chaussée a pour objectif d'assurer une distribution adéquate des contraintes transmises à la couche sous-jacente. Ces contraintes sont provoquées par le passage répétitif des véhicules lourds. Une

distribution convenable permettra de limiter la dégradation de la chaussée par deux principaux mécanismes d'endommagement, soit parorniérage structural et par fatigue de la couche de revêtement. Ensuite, le second rôle d'une structure de chaussées est de minimiser les contraintes et les déformations induites par les conditions environnementales ainsi que par la variabilité des sols supports (soulèvement au gel différentiel, variation de la teneur en eau et postconsolidation du sol d'infrastructure, etc.).

La couche de revêtement des chaussées souple est un composé de granulats enrobés de bitume fluidifié. En plus de permettre la distribution des contraintes émises par les passages de véhicules lourds, elle doit assurer l'étanchéité, l'adhérence et le confort au roulement. La couche de fondation est constituée d'un matériau granulaire étalé. Sa capacité structurale dépendra essentiellement de la densité du matériau et de sa teneur en humidité. Mise à part la distribution des contraintes, elle doit aussi permettre un drainage efficace de la structure de chaussée. La couche de sous-fondation, quant à elle, est constituée de particule sableuse plus uniforme et moins dispendieuse que la couche de fondation. Elle joue un rôle important pour minimiser l'influence des conditions environnementales sur la structure, notamment pour sa capacité drainante et pour sa protection contre le gel. Son épaisseur permet de ralentir la pénétration du front de gel dans le sol d'infrastructure, ce qui atténue les effets du gel sur la structure (soulèvement au gel, affaiblissement au dégel). De plus, elle limite la contamination de particules fines dans la structure de la chaussée par le sol d'infrastructure. Finalement, le sol d'infrastructure est la couche de support de la structure de chaussée. Il s'agit ainsi d'une couche complexe pouvant induire différents effets négatifs à la structure de chaussée. Elle peut présenter une grande variabilité tant au niveau de sa nature (argile, silt, gravier, gravier, roc, etc.) qu'au niveau de ses caractéristiques. Elle peut être compressible et susceptible à l'humidité et au gel. Une connaissance approfondie du sol en place est nécessaire pour effectuer une conception adéquate de la chaussée.

## **2.3 Mise en contexte du climat québécois**

Le Ministère des Transports du Québec (MTQ) gère près de 29 000 km de route, toutes catégories confondues. En termes d'entretien et d'exploitation, le réseau routier québécois est l'un des plus difficiles au monde. La faible densité de la population, le climat nordique rigoureux et l'étendue du territoire en sont les principales raisons. De plus, le fort achalandage près des grandes agglomérations et l'augmentation significative du trafic lourd sont des défis que doit relever le Québec pour maintenir un réseau routier de qualité (MTQ, 2013). Selon les informations du MTQ (2013), le cumul des précipitations annuelles (pluie et neige) peut atteindre jusqu'à 1 000 mm, tandis que les écarts de température peuvent atteindre 25 °C en

quelques heures. Lors de la période hivernale, le sol gèle sur une profondeur variant de 1,2 m à 3,0 m pouvant créer des problèmes de soulèvement au gel et d'affaiblissement au dégel. La moyenne du soulèvement au gel au Québec est de 70 mm, mais ce dernier peut atteindre jusqu'à 200 mm dans les cas sévères (Doré et coll., 1999, 2001; Doré et Zubeck, 2009). Cet effet peut entraîner des problèmes tels qu'une baisse du confort au roulement (IRI) ainsi qu'une augmentation du taux de fissuration (Doré et Zubeck, 2009). En ce qui concerne l'affaiblissement des chaussées au dégel, il s'agit d'un effet très dommageable pour des chaussées au Québec. Plusieurs auteurs ont affirmé que l'affaiblissement au dégel est le facteur d'endommagement le plus significatif pour les chaussées en région froide (White et Core, 1990 et Janoo et Berg, 1990 dans Salour et Erlingsson 2012). Durant cette période, la détérioration associée aux passages de véhicules lourds est de 1,5 à 3 fois plus élevée que la moyenne d'endommagement annuelle (St-Laurent et Roy, 1995). Dans le cadre de ce projet, il est très important de comprendre les effets du gel et du dégel des chaussées. Ils sont détaillés dans les prochaines sections. La figure 2.6 (Doré et Zubeck, 2009) servira de référence pour ceux-ci. Elle montre sous forme schématique les effets causés par le gel et le dégel de la structure de chaussée, soit a) l'évolution du soulèvement en quatre phases, b) la relation densité-teneur en eau lors du gel et du dégel et c) la relation entre l'indice des vides la contrainte effective selon les phases de gel et de dégel.

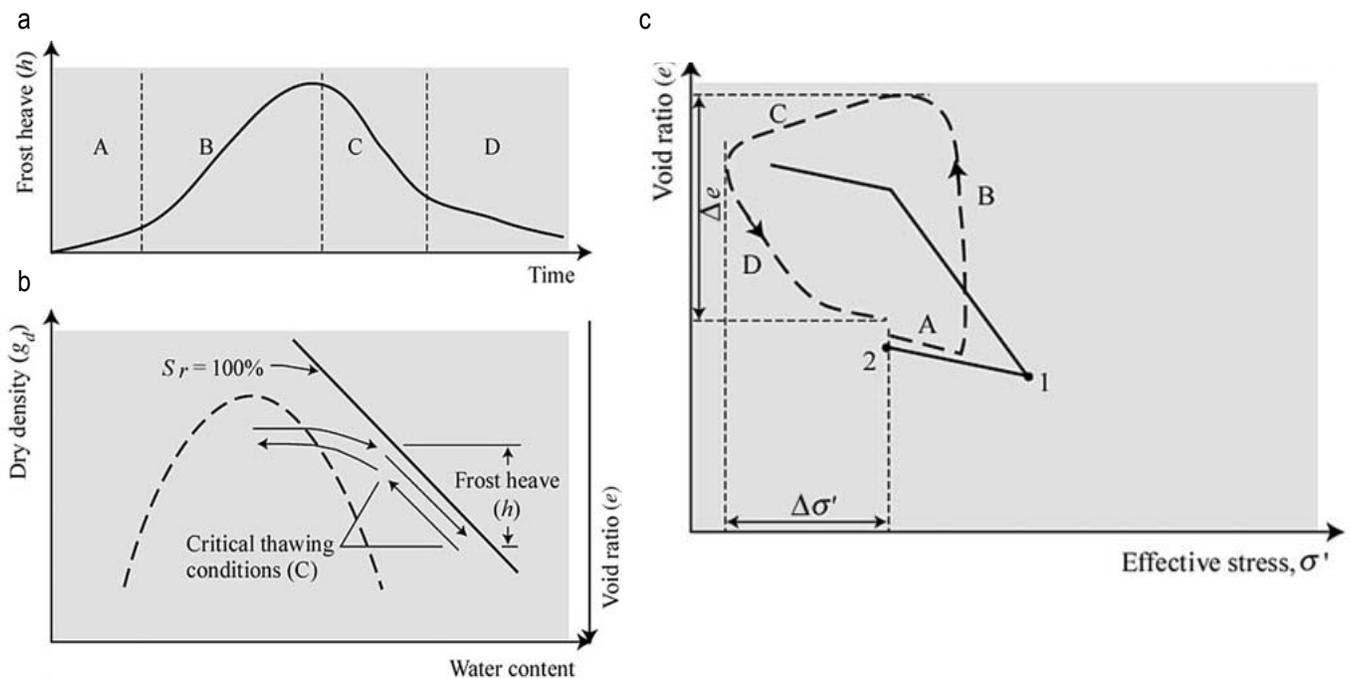


Figure 2-6: Soulèvement au gel et consolidation lors du dégel présente selon (a) soulèvement-temps, (b) densité sèche-teneur en eau, (c) indice des vides-contrainte effective (Doré et Zubeck, 2009)

### 2.3.1 Action du gel dans la structure de chaussée

La pénétration du gel évolue en fonction des propriétés thermiques des matériaux du sol et de la chaussée. Elle dépend largement de l'indice de gel auquel le système est exposé (Doré et Zubeck, 2009). Lorsque le gel entre dans les couches granulaires (phase A de la figure 6), il est possible de remarquer un faible soulèvement. Ce dernier est principalement dû au changement de phase de l'eau en glace. À titre indicatif, Konrad et Morgenstern (1980) affirment que le gel de l'eau interstitielle ne contribue que pour une mince partie du soulèvement (près de 10 mm). Ainsi, l'indice des vides des matériaux granulaires augmente légèrement, ce qui contribue à la diminution de l'enchevêtrement des particules de granulats.

Les soulèvements deviennent plus importants lorsque le front de gel atteint le sol d'infrastructure (phase B de la figure 6). Cela est d'autant plus vrai si le sol est un matériau gélif, c'est-à-dire un matériau capable de former de la glace de ségrégation (lentille de glace). Pour que ce phénomène ait lieu, trois conditions principales doivent être présentes: 1) la présence d'un sol gélif, 2) une température du sol inférieure à 0 °C et 3) une disponibilité en eau (Konrad et Morgenstern, 1980). Le gel de ségrégation entraîne la formation de lentille de glace dans le sol support, ce qui provoque une augmentation importante de l'indice des vides. Ce phénomène peut entraîner un soulèvement excessif des structures de chaussées. Dans la mesure où le soulèvement est uniforme sur l'ensemble de la surface de la chaussée, aucun dommage n'y est associé. Cependant, puisque les chaussées sont des ouvrages linéaires et que les sols supports présentent une importante variabilité de leurs caractéristiques et leurs conditions environnementales, les soulèvements au gel ne sont que très rarement uniformes (Doré et coll., 2001). De façon générale, le soulèvement au gel différentiel crée une distorsion de la structure de chaussée ayant pour effet d'augmenter leur indice de rugosité (IRI) de même que les problèmes de fissuration (Doré et Zubeck, 2009, Doré et coll., 2001).

### 2.3.2 Action du dégel dans la structure de chaussée

Comme il a été mentionné précédemment, la période de dégel est considérée par plusieurs auteurs comme la cause principale de détérioration des routes en régions froides (Salour et Erlingsson, 2012). De façon générale, la fonte de la glace interstitielle et des lentilles de glace libère une quantité importante d'eau dans les matériaux de la chaussée (phase C de la figure 6). Il s'agit de la phase critique où la quantité de glace, le taux de dégel et de consolidation peuvent avoir une influence significative sur l'endommagement

de la chaussée. Le changement de phase, de la glace vers l'eau, mène à une diminution de l'indice des vides, mais aussi à une augmentation du taux de saturation dans les matériaux. Un matériau saturé voit sa contrainte effective sous chargement fortement diminuée. Par exemple, Doré et Zubeck (2009) mentionnent qu'un matériau ayant peu de glace, un taux de dégel faible et un fort taux de consolidation subira peu d'endommagement. Cependant, dans le cas où la chaussée a une forte teneur en glace, un taux de dégel élevé et un drainage déficient, elle sera sujette à subir un endommagement considérable au dégel, notamment par déformation permanente. La dernière phase est celle de consolidation des matériaux (phase D selon la figure 6) où l'eau en excès est dissipée jusqu'à l'équilibre de la succion matriciel et des gradients d'écoulement. Il s'agit de la phase de récupération des matériaux. Un tassement est également observable durant cette phase due à la consolidation des matériaux.

Il est d'ailleurs possible de diviser la phase de dégel en deux sous-périodes distinctes, soit les stades « début dégel » et « fin dégel ». La période nommée « fin dégel » correspond au dégel des matériaux situés en profondeur, notamment le sol d'infrastructure potentiellement riche en glace. Comme il fut expliqué précédemment, la fonte de cette couche est un moment critique en raison de la grande quantité d'eau qui est libérée dans le sol et de la baisse significative de la capacité portante de ce dernier. En ce qui concerne la période « début dégel », il s'agit de la phase où la chaussée se retrouve à l'état partiellement dégelé. Dans le cadre de cette étude, une attention particulière est portée à cette période. Elle survient non seulement durant le début du printemps, mais aussi lors d'évènements de redoux hivernaux où la structure de chaussée se retrouve dans des conditions similaires. La prochaine section décrit l'état de la chaussée lors de tels épisodes.

### 2.3.3 Dégel partiel

Le dégel partiel des chaussées survient typiquement durant la période de « début dégel » au printemps ou encore lors d'un évènement de redoux hivernal. La condition de dégel partiel signifie que la couche de revêtement et qu'une partie de la fondation granulaire sont dégelées. Les couches sous-jacentes sont quant à elles toujours gelées. Comme le mentionne Doré et Zubeck (2009), un apport en eau considérable dans la fondation peut survenir dans la fondation en raison de la fonte de la glace interstitielle du matériau et de l'infiltration de l'eau de fonte provenant de la neige en surface. De plus, la couleur foncée du revêtement a tendance à absorber plus de radiation solaire et provoquer un front de dégel plus profond au centre de la

route que sur les bordures de la chaussée. Ce front de dégel prend ainsi la forme d'une cuvette telle qu'illustrée à la figure 2.7.

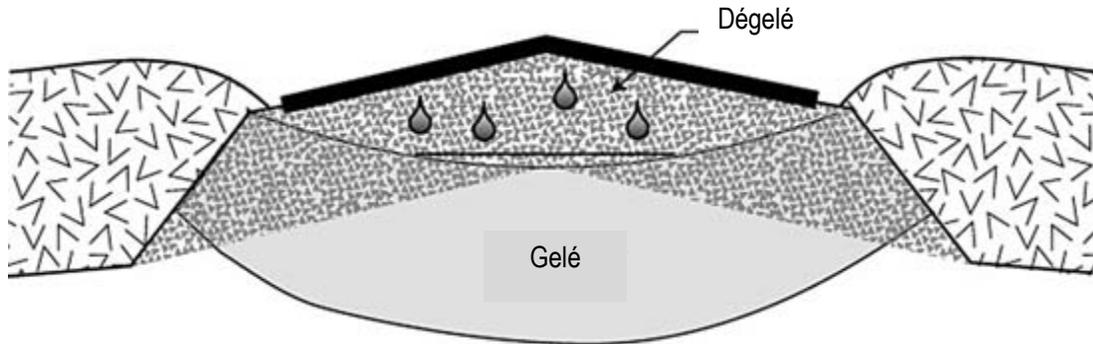


Figure 2-7: Structure de chaussée en état de dégel partiel (Dorée et Zubeck, 2009)

Cette situation rend le drainage de l'eau vers les bordures de la chaussée très difficile. Par conséquent, l'eau se retrouve prise au piège dans le matériau de fondation. Les matériaux granulaires dégelés peuvent ainsi se retrouver proches de leur état de saturation et voir leurs pressions interstitielles augmenter significativement. Ces conditions sont néfastes pour la performance de la structure de chaussée et se traduisent par une baisse significative de la capacité portante des couches dégelées (Simonsen et Isacson, 1999; Lekarp et coll., 2000 b; Deblois et coll., 2005; Doré et Zubeck, 2009; Carrera et coll., 2010). L'étude de Deblois (2005) fait notamment l'analyse de la déformation verticale survenant dans la couche de fondation en période de « début dégel ». Cette étude se base sur des mesures faites à l'aide d'un déflectomètre multi-niveaux installé dans une structure de chaussée. Cette étude conclut que les déformations verticales survenant durant cette période sont près de 250 % plus élevées que les mesures prises en automne.

En somme, plusieurs études spécifient que la perte de portance des matériaux au dégel est un phénomène provoquant une forte augmentation des dégradations des chaussées, principalement par orniéage structural et par fissuration par fatigue (Lekarp et coll., 2000b; Doré et Zubeck, 2009; Haider et coll., 2009; Salour et Erlingsson, 2012). Comme il fut mentionné précédemment, les changements climatiques auront tendance à augmenter le nombre annuel d'épisodes de redoux hivernaux. La fréquence des événements de dégels partiels aura également tendance à s'accroître au cours des prochaines décennies. Une augmentation du risque d'endommagement des chaussées par orniéage structural et par fatigue est à

prévoir. Ces deux types d'endommagement seront revus dans les prochaines sections. Mais tout d'abord, il sera question du comportement des matériaux granulaires utilisés dans la couche de fondation.

## **2.4 Matériaux granulaires**

La performance de la couche de fondation est fortement affectée lors d'un évènement de dégel partiel. La compréhension du comportement mécanique des matériaux granulaires composant cette couche permettra de mieux comprendre sa perte de performance lorsque soumis à cette condition environnementale. La présente section fait tout d'abord une description sommaire des exigences gouvernementales spécifiées pour ce type de matériau. Elle traite ensuite de son comportement mécanique et plus précisément de sa performance en déformation permanente. Cette section fait également la description des différents facteurs influençant le comportement du matériau puis elle résume les différentes modélisations existantes pour l'évaluation de sa performance en laboratoire.

### **2.4.1 Exigences granulométrique et qualitative des matériaux de fondation de chaussée**

Au Québec, les matériaux granulaires à granulométrie dense sont les plus couramment utilisés comme matériaux de fondation. Le matériau priorisé par le MTQ est le MG-20, soit un matériau granulaire dont la taille nominale maximale des particules est de 20 mm. Il procure une bonne performance mécanique, et ce, spécialement lorsque le pourcentage de particule angulaire est maximisé.

Pour qu'un granulat soit utilisé comme matériau de fondation, le MTQ exige que le matériau soit conforme aux exigences de la norme NQ 2560-114 (BNQ, 2002). La granulométrie du matériau doit être contenue dans le fuseau granulométrique illustré à la figure 2.8 (Bilodeau, 2009). La quantité de particules fines du matériau doit se situer entre 2 et 7 %. Une attention particulière est portée à la proportion de particules fines puisqu'elles sont susceptibles de diminuer la capacité de drainage en plus d'augmenter la surface spécifique du mélange granulaire qui a une influence notable sur la sensibilité à l'eau et au gel du matériau.

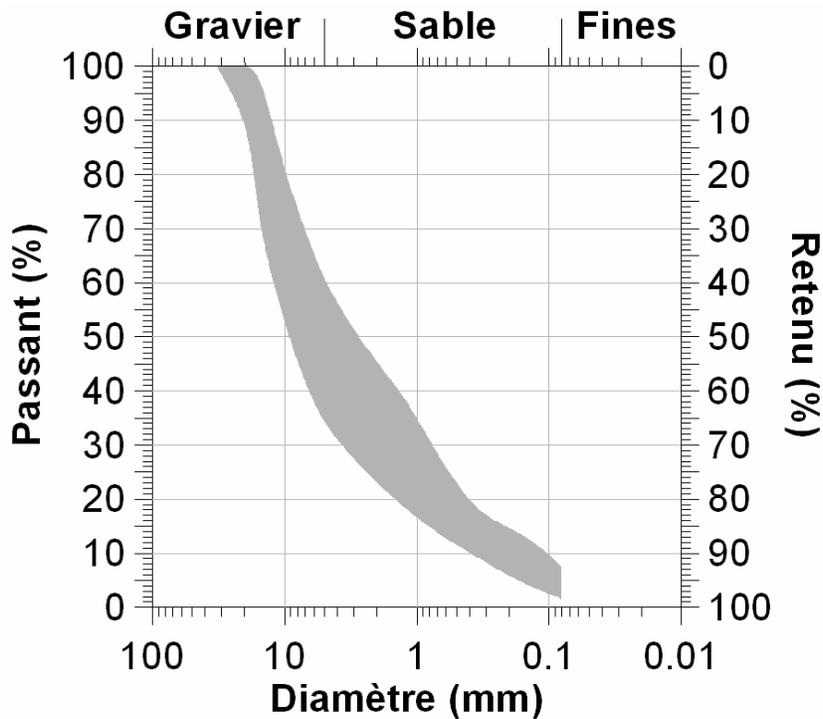


Figure 2-8: Fuseau granulométrique du MG-20 (Bilodeau, 2009)

De plus, la norme spécifie que les caractéristiques de fabrication ne peuvent être supérieures à la catégorie *e*, ce qui signifie que le pourcentage de fracturation des particules doit détenir une valeur minimale de 50 %. Un pourcentage de fracturation élevé a l'avantage d'augmenter la valeur de l'angle de friction interne du matériau. Pour ce qui est des caractéristiques intrinsèques, il faut que le matériau soit plus petit ou égal à la catégorie 5, c'est-à-dire que les résultats de la résistance à l'attrition (essai Micro Deval) et à l'abrasion (essai Los Angeles) soient respectivement inférieurs à 35 et 50 %. De plus, la somme de ces deux résultats ne doit pas dépasser 80 %. Finalement, les caractéristiques complémentaires précisent que la teneur en matière organique maximale est de 0,8 % et que la valeur au bleu ne doit pas dépasser 0,20 cm<sup>3</sup>/g.

#### 2.4.2 Comportement du matériau granulaire

La figure 2.9 présente la courbe contrainte-déformation lors de l'application d'un chargement-déchargement vertical sur un matériau granulaire. Il est possible de voir que l'évolution de la déformation est non linéaire et qu'elle est constituée de deux composantes distinctes, soit d'une composante élastique ou réversible et d'une composante plastique. La composante élastique correspond à la capacité du

matériau à reprendre sa forme d'origine (déformation réversible,  $\varepsilon_r$ ), tandis que la composante plastique représente la déformation résiduelle et non récupérable du matériau (déformation permanente,  $\varepsilon_p$ ). Le comportement des matériaux granulaire peut donc être défini comme élastoplastique non-linéaire.

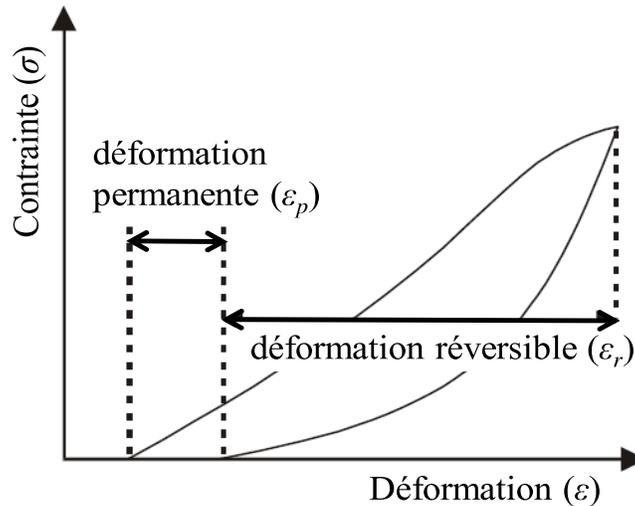


Figure 2-9: Déformation dans un matériau granulaire non lié lors d'un cycle de chargement-déchargement (tirée de Poupart (2013))

Le comportement réversible d'un matériau est une information très utile pour évaluer la rigidité d'un matériau. Il peut être déterminé en laboratoire sous la forme du module réversible ( $M_r$ ) tel que donné par l'équation suivante :

#### Équation 2.1

$$M_r = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_r}$$

Où  $\sigma_d$  est la contrainte déviatorique et  $\varepsilon_r$  la déformation réversible. Ce paramètre est l'un des paramètres principaux pour le dimensionnement des chaussées. Bien que la déformation réversible soit très utile en conception, la déformation permanente reste une notion très importante pour décrire le caractère plastique et la dégradation à long terme du matériau causant le phénomène d'orniérage structural (Lekarp et coll. 2000b). Il est important de noter que l'amplitude de la déformation permanente est très faible par rapport à celle de la déformation réversible. Cependant, la déformation permanente peut devenir significative en raison de l'accumulation des applications de charge sur une longue période de temps. Comme le

mentionne Lekarp et coll. (2000b), le nombre de recherches portant sur le comportement des matériaux granulaire non lié en déformation permanente est beaucoup moins important que celles traitant du comportement réversible. Cette situation s'explique par le fait que les essais en déformation permanente sont destructifs. Leurs réalisations nécessitent beaucoup plus de temps que les essais caractérisant le module réversible. Cela est d'autant plus vrai lorsqu'il s'agit d'effectuer des essais en condition de gel et de dégel.

#### *2.4.2.1 Comportement des matériaux granulaires en déformation permanente*

La résistance à la déformation permanente est généralement mesurée en cellule triaxiale ou en simulateur de charge. De façon générale, l'accumulation de déformation permanente est mise en relation avec le nombre d'applications de charges. Les matériaux peuvent être soumis à diverses valeurs de contraintes axiales dans le cadre d'essais par paliers de contraintes ou par l'application d'une seule intensité de contrainte. La relation typique entre la déformation permanente et le nombre d'applications de charge axiale peut être expliquée par la théorie du Shakedown telle qu'illustrée à la figure 2.10 (Werkmeister et coll. 2003). Cette théorie mentionne que le matériau granulaire peut suivre trois types de comportements différents en déformation permanente, soit (A) « accommodation plastique », (B) « accumulation progressive de déformations plastiques » ou (C) « rupture ». Dans les premiers cycles de chargement, aussi appelée la phase de postcompaction, l'accumulation de déformation permanente est significative, car les particules se réarrangent et se positionnent de façon compacte. Après un grand nombre de cycles de chargement, le taux de déformation permanente à long terme tend soit à se stabiliser (A), soit à demeurer constant puis progressivement augmenter jusqu'à l'atteinte de la rupture (B) ou soit directement subir une phase de rupture (C). L'augmentation de la contrainte axiale ou de la teneur en eau tend à rendre les matériaux plus sensibles à l'accumulation de déformations permanentes en fonction du nombre de cycles de chargement.

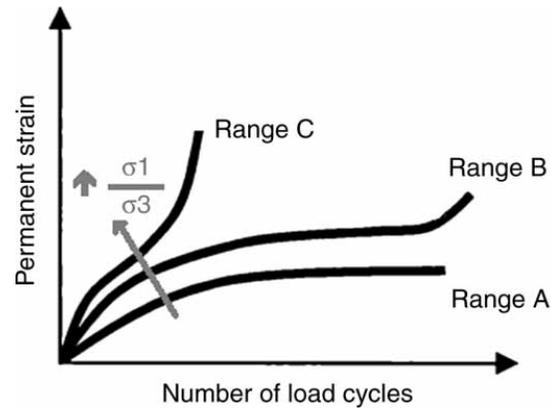


Figure 2-10: Réponse en déformation permanente d'un matériau granulaire lors d'un essai et type de comportement en Shakedown (Werkmeister et coll., 2003)

La mesure de la déformation permanente en cellule triaxiale comporte certaines limitations. La plus importante est, comme il est mentionné dans Lekarp et coll. (2000a), que l'effet d'une charge roulante sur la chaussée induit un phénomène de rotation des contraintes principales sur un élément de sol comme il est présenté à la figure 2.11.

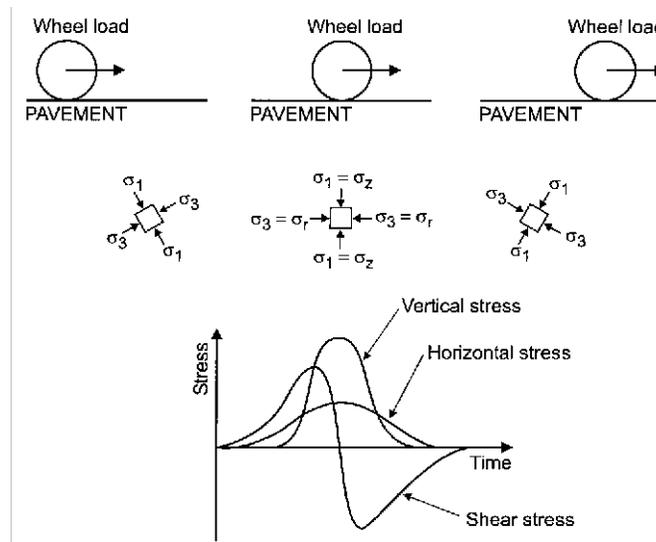


Figure 2-11: Effet de la rotation des contraintes lors du passage d'une charge roulante (Lekarp et coll., 2000a)

Sous chargement, trois types de contraintes sont observés, soit une contrainte verticale, une contrainte horizontale et une contrainte de cisaillement. L'impact des deux premières contraintes sur un matériau granulaire non lié est similaire, mais d'amplitude différente. La contrainte de cisaillement, quant à elle, est inversée lors du passage de la charge. Ce phénomène n'est pas reproduit en cellule triaxiale

conventionnelle. Il est connu que ce phénomène provoque typiquement une augmentation des déformations permanentes d'un facteur 2 (Dawson, 1995, tirée de Bilodeau, 2009). Les simulateurs de charge roulante présentent l'avantage de mieux représenter les conditions de sollicitations réelles subies par un matériau de chaussées.

Comme pour le comportement mécanique réversible, le comportement en déformation permanente est influencé par de nombreux facteurs liés aux contraintes, ainsi qu'aux propriétés physiques et d'états des matériaux granulaires, tel que décrit dans Lekarp et coll. (2000a; 2000b). Le tableau 2.2 tiré de Dawson (2001) présente une synthèse de l'influence de ces principaux facteurs sur le comportement mécanique. D'une façon générale, une distribution granulométrique étalée ( $C_u$  élevé), une teneur en particules fines limitée, des particules anguleuses, une compacité élevée et un degré de saturation optimal ou inférieur sont des caractéristiques souhaitables pour maximiser la performance des matériaux (Lekarp et coll., 2000a et 2000b; Dawson 2001; Bilodeau, 2009). Parmi ces facteurs, dans un contexte où les matériaux de chaussées sont mis en place près de leur masse volumique sèche maximale ( $\rho_{d \max}$ ), il est généralement admis que l'état de contrainte et la teneur en eau sont les principaux facteurs influençant le comportement mécanique des matériaux granulaires.

**Table 2.2: Synthèse de l'influence des principaux facteurs sur le comportement mécaniques des matériaux granulaires (Dawson, 2001)**

Propriétés	Rigidité	Susceptibilité à la déformation permanente
↑ $C_u$	↑ mineur	↓
↑ Teneur en fines	↓ ?	↑
↑ $\rho_{d \max}$	↑	↓ ?
↑ Angularité	↑	↓
↑ Masse volumique	↑	↓
↑ Teneur en eau	↓ majeur	↑ majeur
↑ Contrainte moyenne	↑	↓

Il est possible de retrouver certaines études portant sur le module réversible des matériaux granulaires en condition de gel et de dégel, notamment celles mentionnées dans l'article de Simonsen et Isacsson (2001), soit l'étude de Johnson et coll. (1978), de Cole et coll. (1986) et de Berg et coll., (1996). Ces études concluent que la rigidité des matériaux granulaires augmente de 2 à 3 fois en condition gelée, qu'ils démontrent une perte significative de rigidité en condition de dégel et qu'ils retrouvent progressivement

leur capacité au fur et à mesure que le drainage s'effectue lors de la période de récupération. L'étude de Simonsen et coll. (2001) (aussi tiré de Simonsen et Isacsson, 2001) précise également que les matériaux granulaires non gélifs montrent une diminution notable de leurs modules réversibles en condition de dégel. De plus, ces échantillons ont présenté une augmentation de volume suite à l'application d'un cycle de gel-dégel, ce qui signifie que l'effet du cycle de gel-dégel crée une déstructuration granulaire du matériau provoquant diminution de la compacité du matériau. En ce qui concerne le comportement en déformation permanente, l'effet du gel et du dégel sur les matériaux granulaires est très peu documenté. Les récents travaux de Bilodeau et coll. (2011) et de Poupart (2013) ont permis de mettre en évidence l'effet du cycle de gel, pour diverses sources de granulats et diverses granulométries, sur le comportement en déformation permanente des MG-20. Il a été démontré que la déstructuration de la matrice granulaire et l'augmentation de la teneur en eau lors d'un cycle de gel et de dégel ont un effet négatif sur les déformations permanentes cumulées dans les premiers cycles de chargement ainsi que sur le taux de déformation permanente à long terme. Ces résultats prennent une importance particulière dans un contexte où les matériaux granulaires de fondation sont soumis à une répétition d'épisodes de redoux hivernaux sur une période annuelle, et qu'une augmentation de ceux-ci est appréhendée dans un contexte de changements climatiques.

### 2.4.3 Modélisation des mesures de déformation permanentes

Plusieurs relations ont été développées dans le passé pour prédire le comportement à long terme des matériaux granulaires non liés en déformation permanente. Lekarp et coll. (2000b) a réalisé une compilation des différents modèles développés. La majorité de ces relations prennent en compte l'accumulation graduelle de déformation plastique soit en fonction du nombre d'applications de chargement, soit en fonction des conditions de contraintes. Les principaux modèles basés sur le nombre d'applications de charge sont résumés dans le tableau 2.3 (Poupart, 2013) et dans le tableau 2.4 pour ceux basés sur le niveau de contrainte.

Tableau 2.3: Modèles mettant en relation le nombre d'application de chargement et le taux de déformation permanente d'un matériau granulaire (Poupart, 2010)

Auteurs	Relations	Commentaires
Barksdale (1972)	$\varepsilon_{1,p} = a + (b \cdot \log(N))$	Pour une application de 100 000 cycles sur plusieurs types de matériaux
Sweere (1990)	$\varepsilon_{1,p} = aN^b$	Pour une application de 1 000 000 cycles
Paute (1988)	$\varepsilon_{1,p} = A_4(N)^{1/2} / ((N)^{1/2} + D_4)$	Déformation permanente augmente selon une valeur asymptotique (faible contrainte)
Paute (1988)	$\varepsilon_{1,p} = A(1 - (N/1000)^{-B})$	Accumulation des déformations permanentes après 100 cycles (faible contrainte)
Khedr (1985)	$\varepsilon_{1,p}/N = aN^{-b}$	
Verveka (1990)	$\varepsilon_{1,p} = a\varepsilon_r N^b$	Relation entre les déformations permanentes et les déformations résilientes
Sweere (1990)	$\varepsilon_{1,p} = a\varepsilon_r N^b$	Confirme que la relation ne fonctionne pas pour un sable ou un matériel consolidé
Dresden (1997)	$\varepsilon_{1,p(N)} = a(N/1000)^b + (c(e^{d \cdot N/1000} - 1))$	Basé sur le modèle de Huurman, permet de décrire le comportement à long terme des matériaux

Tableau 2.4: Modèle mettant en relation le niveau de contrainte et le taux de déformation permanente d'un matériau granulaire (Lekarp et coll., 2000b)

Auteurs	Relations	Commentaire
Barksdale (1972)	$\varepsilon_{1,p} = \frac{q/a\sigma_3^b}{1 - \left( \frac{(R_f q)/2(C \cos \varphi + \sigma_3 \sin \varphi)}{(1 - \sin \varphi)} \right)}$	Rapport entre la contrainte déviatorique et la pression de confinement, utilisation de l'expression hyperbolique de Duncan et Chan (1970)
Lashine et al. (1971)	$\varepsilon_{1,p} = 0.9 \left( \frac{q}{\sigma_3} \right)$	Après 20 000 cycles, la déformation permanente peut être reliée au rapport des contraintes appliquées
Papin (1979)	$\varepsilon_{s,p} = (fnN)L \left( \frac{q^0}{p^0} \right)_{max}^{2.8}$	Relation en le taux de déformation permanente de cisaillement et la longueur de cheminement de contrainte dans le plan p-q
Paute et al. (1996)	$A = \frac{q}{b \left( m - \frac{q}{p + p^*} \right)}$	Détermination d'une valeur limite du paramètre A de l'équation de Paute (1988)

Pour effectuer une analyse adéquate du comportement à long terme en déformation permanente des matériaux granulaires non liés, l'étude de Werkmeister et coll. (2003) indique qu'il est essentiel de prendre en considération le nombre d'applications de charge et le niveau de contrainte appliqué au matériau. En se basant sur le modèle de Hurmann (1997), modèle qui prend en compte la possibilité d'une phase de rupture, le modèle de Dresden a été développé (Werkmeister et coll. 2003). Ce dernier permet de décrire les différents comportements des matériaux granulaires (A, B et C) comme il a été vu dans la théorie du Shakedown. Le modèle de Dresden est donné par la formule suivante :

#### Équation 2.2

$$\varepsilon_p^1(N) = a \times \left(\frac{N}{1000}\right)^b + c(e^{d\frac{N}{1000}} - 1)$$

Où

$\varepsilon_p^1$  : Déformation permanente verticale ( $10^{-3}$ )

$a$  : Coefficient correspondant à  $\varepsilon_p^1$  à  $N = 1000$

$b$  : Coefficient correspondant à la pente de  $\varepsilon_p^1$  durant la phase II

$c$  et  $d$  : Coefficient correspondant aux caractéristiques lors de la phase de rupture

$N$  : nombre d'application de chargement

Le premier terme composé des coefficients  $a$  et  $b$  sert à décrire la phase de postcompaction et de déformation permanente modérée. Le second terme constitué des coefficients  $c$  et  $d$  sert à décrire la phase 3 correspondant à la phase de rupture du matériau. Par conséquent, un matériau granulaire ayant un comportement de type A selon la théorie du Shakedown n'aura pas de coefficient  $c$  et  $d$  puisqu'il n'y aura pas de rupture.

## 2.5 Endommagement par fatigue

Le second effet appréhendé par une augmentation du nombre d'épisodes de redoux hivernaux est un accroissement de la dégradation des chaussées par fissuration par fatigue. Comme il est mentionné dans Doré et Zubeck (2009), le phénomène de fissuration par fatigue est engendré par l'application successive de charges en surface provoquant une déformation en traction à la base de la couche de béton bitumineux. Cette déformation en traction est un paramètre clé à considérer lors du dimensionnement de chaussée pour en assurer la performance. De fortes déformations en traction favorisent le développement de

microfissures qui ont tendance à se concentrer et s'amplifier jusqu'à devenir visibles dans les pistes de roues. Ultiment, un état sévère de fissuration par fatigue prendra la forme de fissuration en carrelage (MTQ, 2003; Wang et coll., 2005; Doré et Zubeck, 2009). Comme le mentionnent plusieurs études (Doré et Savard, 1998; Deblois et coll., 2012; Salour et Erlingsson, 2012,), la fissuration par fatigue est l'un des dommages majeurs survenant lors de la période de dégel au printemps. La raison est à peu de chose près la même que celle pour l'augmentation de la dégradation par déformation permanente, soit une forte accumulation de l'eau de fonte dans les couches dégelée ainsi qu'un drainage déficient de la structure en état de dégel partiel. Cette eau fait augmenter la pression interstitielle sous le chargement du trafic, ce qui entraîne une perte de capacité portante de la couche de fondation. De plus, la rigidité de la couche de béton bitumineux a tendance à augmenter lorsque la température diminue. La température fraîche au printemps a donc tendance à fragiliser la couche de revêtement reposant sur une fondation de faible portance. L'étude de Salour et Erlingsson (2012) fait l'analyse de la variation de la déformation en traction à la base de la couche de revêtement en fonction des saisons. Ces déformations ont été évaluées à l'aide de relevés effectués à l'aide d'un déflectomètre à masse tombante (FWD). La figure 2.12 montre l'évolution de l'amplitude de cette déformation en fonction des saisons. La déformation augmente au début de la fonte au printemps (fin mars). Il y a ensuite une diminution de la déformation en début mai ce qui démontre le début de la période de récupération de la structure de chaussée. L'importante déformation retrouvée en juillet est principalement causée par les températures estivales plus élevées qui réduisent la rigidité du béton bitumineux.

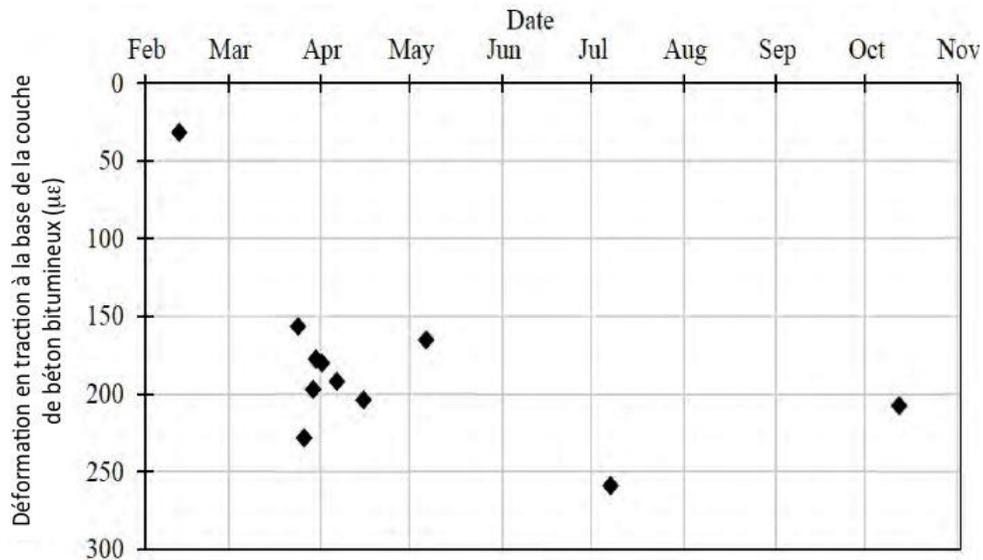


Figure 2-12: Variation saisonnière de la déformation en traction à la base d'un enrobe bitumineux (modifié de Salour et Erlingsson, 2012)

Les conditions de la chaussée durant un épisode de redoux hivernal sont équivalentes à celles retrouvées au début du printemps (état de dégel partiel). Ainsi, il est fort probable que les déformations en traction en période de redoux soient semblables à celles observées à la fin du mois de mars sur la figure 2.12. Avec une augmentation future du nombre d'épisodes de redoux hivernaux, des déformations similaires risquent de survenir plus souvent durant la période hivernale.

## 2.6 Conclusion

Dans le cadre de cette revue de littérature, il a été possible d'examiner les études portant sur les changements climatiques réalisés pour le sud du Québec. Celles-ci prédisent que les hivers au courant des prochaines décennies seront plus courts, plus chauds et plus humides. Cela pourrait avoir un effet positif pour les réseaux routiers en diminuant les endommagements causés par le soulèvement au gel différentiel. Par contre, une augmentation du nombre d'évènements de redoux hivernaux est également appréhendée. Ces évènements provoquent une situation critique où les chaussées se retrouvent dans un état de dégels partiels semblable aux conditions retrouvées en période de début dégel au printemps. Ces conditions sont propices à voir une augmentation d'endommagement par déformation permanente dans la couche de fondation. À ce moment-ci, il n'existe que peu de documentation sur la performance des matériaux granulaires de fondation subissant une répétition de dégel partiel. Les travaux de Bilodeau et coll. (2011) et de Poupart (2013) ont donné un aperçu de la performance des MG-20 en condition de gel-dégel, mais ne font pas l'analyse du comportement mécanique de ces matériaux sous l'effet d'une répétition de cycles de gel-dégel. Il serait donc important d'analyser ce comportement en simulant cette condition environnementale occasionnée par les changements climatiques. De plus, la revue littéraire a également démontré que les conditions provoquées par les dégels partiels ont un effet non négligeable sur l'endommagement par fatigue dans la couche de revêtement. Il est clair que l'ensemble de ces phénomènes aura une forte incidence sur les coûts d'entretiens des réseaux routiers québécois (DesJarlais et coll., 2010). Le but de cette étude est donc de faire une estimation juste de ces impacts sur la performance à long terme des réseaux routiers québécois, qu'ils soient positifs ou négatifs. Au chapitre suivant, une description plus détaillée des objectifs et de la structure du document est proposée.



## Chapitre 3 Orientation et objectifs du projet

Suite à la présentation de la problématique du projet et de la revue de littérature effectuée respectivement dans les chapitres 1 et 2, il est désormais possible de mettre une orientation claire au projet et d'énoncer ses principaux objectifs.

Tout d'abord, il a été possible de constater que les conclusions apportées par les études traitant des C. C. au Québec sont similaires. En résumé, les hivers pour le sud de la province deviendront plus chauds, plus courts et plus humides. La couverture de neige aura tendance à diminuer et une augmentation des précipitations en hiver sous forme liquide est attendue. De plus, une hausse du nombre annuel d'épisodes de redoux hivernaux est appréhendée au cours des prochaines décennies. Ces événements de redoux peuvent provoquer un dégel partiel des structures de chaussées. Elles se retrouvent ainsi dans des conditions similaires à ce qu'il est possible retrouver en période de début dégel au printemps. Il est reconnu que cette période est particulièrement critique en raison de la perte de portance des matériaux de fondation. Celle-ci est principalement causée par l'augmentation importante du niveau de saturation dans la couche de fondation (en état de dégel) et par le drainage déficient de l'ensemble de la structure de chaussée. Ainsi, tout porte à croire que ces C. C. auront une incidence considérable sur la performance à long terme des réseaux routiers québécois. Il est donc important d'analyser ces C. C. selon les effets appréhendés sur la structure de chaussée.

Tout d'abord, un adoucissement des hivers peut s'avérer bénéfique pour les structures de chaussée. Des hivers moins rigoureux signifient une réduction générale de la profondeur de gel dans les sols d'infrastructures, et notamment dans ceux présentant une certaine gélivité. Par conséquent, il est fort probable que les structures de chaussée montrent une réduction des problèmes associés au soulèvement au gel différentiel et qu'un gain en durée de vie soit réalisable. Il serait même possible d'élaborer une méthode d'ajustement de l'indice de gel utilisé en conception pour le dimensionnement des chaussées. Cet outil permettrait de réduire l'épaisseur de la couche de sous-fondation contre les effets du gel et de faire une certaine économie de matériau. Le projet aura donc pour objectif d'établir et de vérifier cette méthode d'ajustement et de quantifier le gain de performance occasionné par une augmentation des températures hivernales.

Ensuite, une augmentation du nombre annuel d'épisodes de redoux hivernaux risque d'affecter la performance structurale de la chaussée. Il est possible de discerner deux principaux types d'endommagements associés à la performance structurale, soit la déformation permanente et la fissuration par fatigue. Une augmentation du nombre annuel d'épisodes de redoux hivernaux risque de provoquer une augmentation de la déformation permanente survenant dans la couche de fondation granulaire. La revue de littérature a permis de conclure qu'en condition de gel-dégel, le comportement mécanique des MG-20 en déformation permanente est très peu documenté. Les travaux de Poupart (2013) ont démontré qu'une augmentation de la teneur en eau ainsi que la déstructuration de la matrice granulaire provoquée par le gel-dégel ont des effets négatifs en déformation permanente. Cependant, jusqu'à présent, il n'existe aucune étude traitant de l'effet d'une répétition de cycles de gel-dégel (redoux hivernaux) sur le comportement mécanique des MG en déformation permanente. Ce projet veut donc examiner cet effet en laboratoire. Les résultats obtenus permettront de quantifier avec précision la perte de performance des chaussées face à cet endommagement et d'analyser des pistes d'adaptations possibles. En ce qui concerne l'endommagement par fatigue, la revue de littérature a permis de conclure que les conditions d'une chaussée en état de dégel partiel augmentent la dégradation par fatigue de la chaussée. Une augmentation du nombre de redoux provoquera nécessairement une perte de performance à long terme des chaussées au Québec. Ce projet veut donc quantifier cette perte de performance pour les prochaines décennies.

Ainsi les principaux objectifs de ce projet sont énoncés dans la liste suivante :

- Quantifier la réduction de l'indice de gel et l'augmentation du nombre d'épisodes de redoux hivernaux au courant des prochaines décennies.
- Établir une méthode d'ajustement de l'indice de gel utilisé en conception pour le dimensionnement de chaussée.
- Quantifier le gain de performance des réseaux routiers due à une diminution de l'endommagement des chaussées par soulèvement au gel différentiel
- Analyser le comportement mécanique des MG de fondation en déformation permanente lorsqu'ils sont soumis à une répétition de cycle de gel-dégel.
- Quantifier la perte de performance structurale des chaussées due à l'augmentation du nombre d'épisodes de redoux hivernaux, soit l'endommagement par déformation permanente dans la couche de fondation et par fatigue dans la couche de revêtement.
- Identifier des pistes d'adaptations possibles pour minimiser les impacts de ces C. C. évalués lors de ce projet.

Au prochain chapitre, il sera question des scénarios climatiques réalisés pour le projet. Le chapitre comporte une description de la méthodologie utilisée ainsi que des résultats obtenus.



## Chapitre 4 Réalisation de scénarios climatiques

Dans le cadre de ce projet, la première étape consiste à quantifier l'ampleur des changements climatiques au cours des prochaines décennies. Plus précisément, il s'agit d'évaluer l'augmentation des températures hivernales pour le sud du Québec. Pour ce faire, une série de scénarios climatiques a été réalisée par Ouranos (2013). Un scénario climatique est défini comme une description plausible du climat futur reposant sur un éventail de résultats représentatifs. Il consiste en un choix d'outils (modèles climatiques), de méthodes de simulation, de variables, de régions, de périodes et de fréquences d'analyse, de post-traitements et de statistiques, etc. Ces résultats permettront de répondre aux besoins spécifiques d'une étude d'impact. Pour ce projet, la principale composante climatique analysée est l'évolution des indices de gel de l'air ( $IG_a$ ). Cette variable permet de mesurer l'intensité de la période de gel. Ce chapitre se veut un résumé des principales étapes de conception des scénarios climatiques réalisés pour ce projet. Les paramètres choisis pour les simulations y sont décrits. Les résultats y sont présentés et l'analyse de ceux-ci y est effectuée.

### 4.1 Description des paramètres des scénarios climatiques

Le choix des paramètres de simulations est une étape importante. C'est elle qui déterminera la qualité et la pertinence des résultats futurs. Les principaux paramètres à définir et à sélectionner pour les besoins de notre étude sont décrits dans la section suivante.

#### 4.1.1 Indices climatiques

Afin de connaître l'augmentation des températures hivernales dans le futur, il faut tout d'abord définir des indices et choisir les variables climatiques pertinentes pour le projet. Il s'agit de la date du début et de la fin de la période de gel de même que l'indice de gel de l'air. Les variables climatiques nécessaires sont donc les températures quotidiennes près du sol. Ces indices ont déjà été utilisés dans d'autres études telle celle de Brown et Chaumont (2009). La définition de ces indices pour le présent projet est largement basée sur cette étude. La définition de chacun de ceux-ci est inscrite ci-dessous :

**Date du début de la période de gel :** Pour définir cette date, la température moyenne de l'air mesurée à 2 m au-dessus du sol est utilisée. Le commencement de la période de gel est déterminé par le jour  $i$  où la température descend sous 0 °C sur une moyenne mobile de 14 jours. La saison de gel est caractérisée par des températures inférieures à 0 °C où les processus de gel sont dominants.

**Date de la fin de la période de gel :** La fin de la période de gel est déterminée par le jour  $i$  où la température monte au-dessus de 0 °C sur une moyenne mobile de 14 jours en utilisant les températures moyennes quotidiennes prises à 2 m au-dessus du sol.

**Indice de gel de l'air ( $IG_a$ ) :** L'indice de gel de l'air est défini comme la somme des températures moyennes quotidiennes prise à 2 mètres au-dessus du sol durant la période de gel. Les températures moyennes supérieures à 0 °C survenant lors de cette période sont aussi incluses. L'indice de gel est exprimé en degrés-jours.

#### 4.1.2 Région à l'étude

Le Québec couvre un immense territoire et comprend une grande diversité d'environnements. Dans le cadre du projet en cours, il était important de considérer la diversité climatique sur l'ensemble du territoire. L'information recueillie a permis de découper le sud du Québec en différentes zones selon leurs particularités climatiques. Pour ce faire, différents documents étaient disponibles. Le premier document analysé provient du MTQ. Il s'agit de la carte « Zones de dégel » (figure 4.1) utilisée pour la gestion de la réduction des charges transportées par les camions lourds lors de la période de dégel au printemps. Elle découpe le Québec en trois zones selon la période à laquelle survient le dégel. Cette carte a l'avantage d'avoir des limites bien établies et d'être déjà utilisée par le gouvernement et les usagers du Québec.



Figure 4-1: Zone de dégel, MTQ (2013)

Ensuite, la seconde carte utilisée provient également du MTQ. Il s'agit de la carte des indices de gel normaux pour le sud du Québec figure 4.2. Elle permet de voir de façon claire le gradient de température nord-ouest/Sud-Est traversant la province ainsi que le gradient nord-est/sud-ouest suivant le fleuve Saint-Laurent. Cette carte démontre également que le secteur de la réserve faunique des Laurentides possède un climat plus froid que les secteurs voisins. Finalement, il est possible de voir qu'il existe une cohérence entre cette carte et celle des zones de dégel. La zone trois de la figure précédente correspond à la zone où l'indice de gel est supérieur à 1800 °C.J sur la figure 4.2, la zone deux à celle entre 1200 °C.J et 1700 °C.J et la zone 1 à celle comprise entre 1000 °C.J et 1200 °C.J.

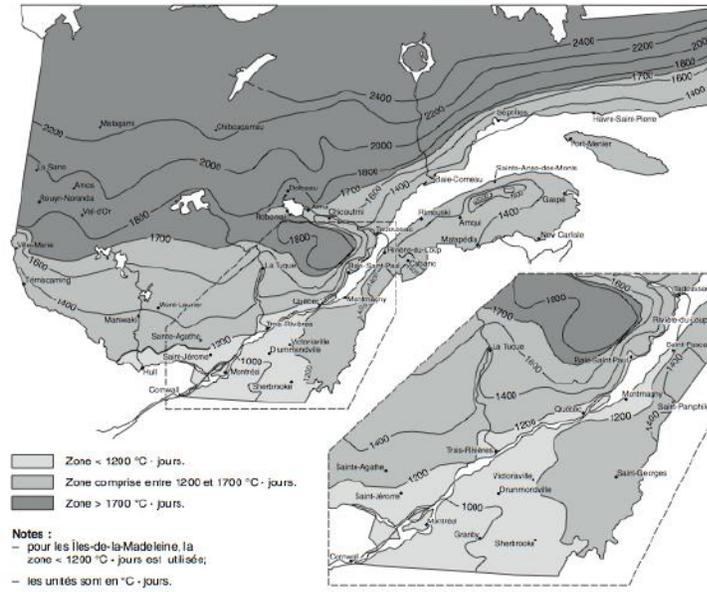


Figure 1.8-1  
Indice de gel normal

Figure 4-2: Indice de gel normal, MTQ (2013)

Finalement, le dernier document utilisé pour délimiter les zones d'étude est une carte (figure 4.3) présentant les projections climatiques issues du rapport de Brown et Chaumont (2009). Cette carte montre des scénarios climatiques de type « delta » entre les périodes [1971-2000] et [2041-2070] pour les indices de gel au Québec. Le principe d'un scénario de type « delta » est de simplement faire la différence entre une moyenne projetée et celle de référence. Cette carte résume les résultats de 5 simulations réalisées à l'aide du Modèle régional canadien du climat (MRCC4). La figure 4.3 montre que les changements semblent uniformes sur l'axe est/ouest et augmentent progressivement sur l'axe sud/nord. De plus, il est à noter que la Côte-Nord subit un changement plus important que la péninsule gaspésienne. Notez l'échelle : un changement négatif signifie un indice de gel qui diminue.

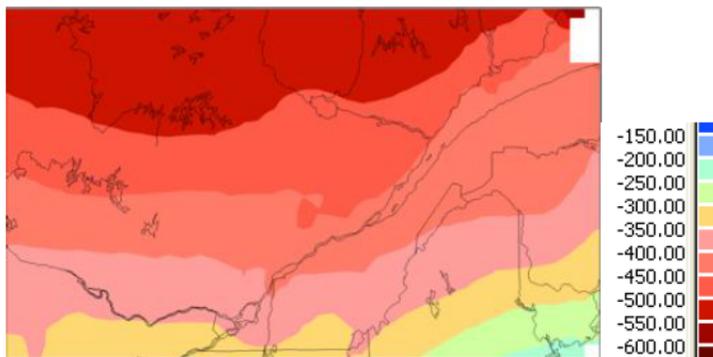


Figure 4-3: Changement moyen projeté de l'indice de gel par 5 simulations du MRCC4 [1971-2000]-[2041-2070], tirée de Brown et Chaumont (2009).

Afin de voir l'incertitude associée aux résultats de simulations faites par Brown et Chaumont, une carte présentant l'écart-type des résultats est également disponible à la figure 4.4. Il est possible de voir que l'écart-type ne dépasse pas 4 % pour l'ensemble du sud du Québec. Par conséquent, les résultats de ces projections semblent fiables.

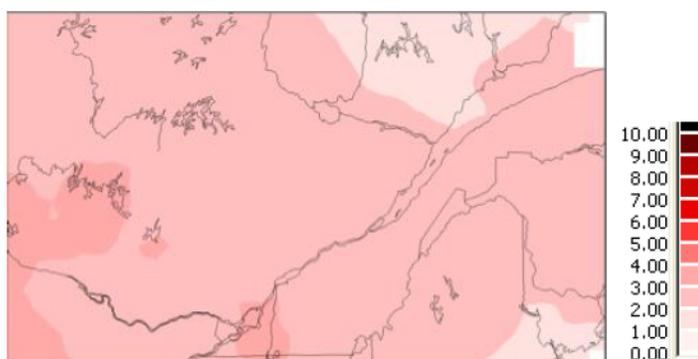


Figure 4-4: Écart-type pour les 5 simulations (%), tirée de Brown et Chaumont (2009)

À l'aide de toute cette information, il a été possible de délimiter les zones d'étude en fonction de leur particularité. La carte obtenue est présentée ci-dessous :

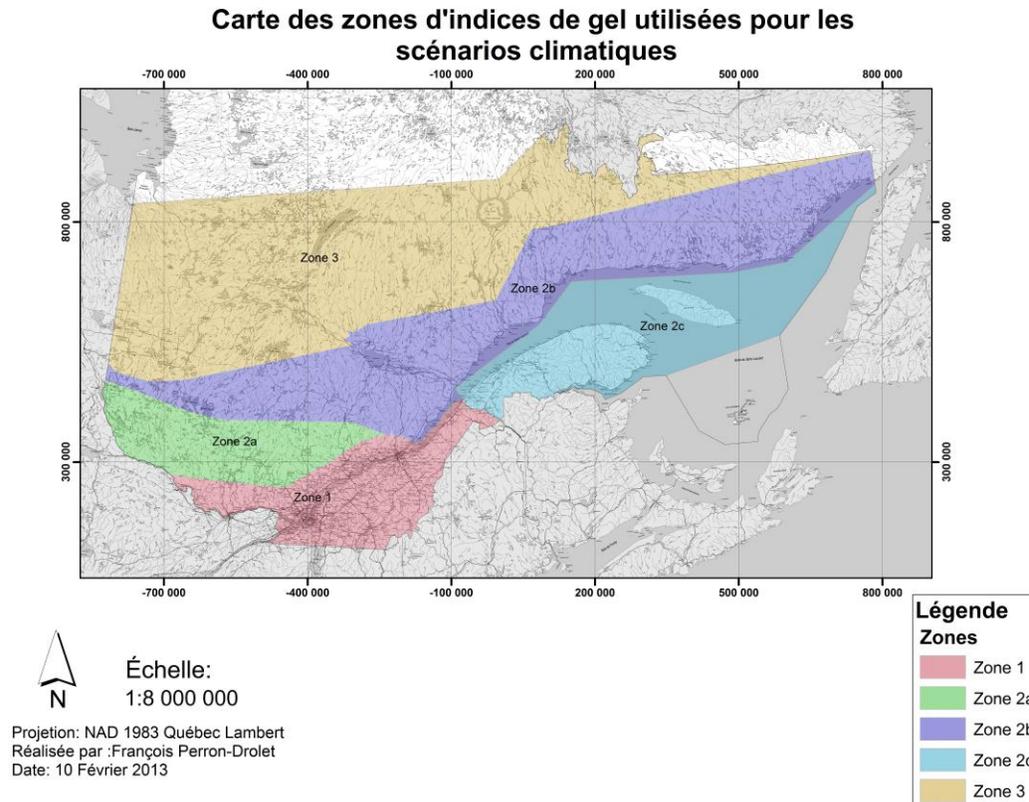


Figure 4-5: Carte des zones d'indices de gel utilisée pour les scénarios climatiques.

La carte obtenue préserve les mêmes limites pour la zone 1 et 3 que la carte des zones de dégel utilisée par le MTQ. Cependant, la zone 2 a été divisée en trois parties, soit les zones 2a, 2b et 2c. Cette décision a été prise en considérant les résultats de simulations obtenues par Brown et Chaumont (2009). Une différence de l'évolution de l'indice de gel était visible sur la Côte-Nord et la péninsule gaspésienne. C'est pourquoi la zone 2c a été créée. De plus, la zone 2a a été créée afin de tenir compte du gradient sud-nord. Ainsi on améliore la distinction des résultats de simulation d'une zone à l'autre.

### 4.1.3 Type et nombre de modèles utilisés

Il existe une grande variété de modèles de simulations climatiques. L'un des premiers critères à considérer est la résolution du modèle utilisé. Elle doit se faire en fonction du type d'indices climatiques analysés de même que l'étendue du territoire à l'étude. Un indice de gel est une variable considérée comme étant peu complexe à modéliser et qui ne varie pas de façon significative sur de courtes distances. Quant à la superficie des zones d'étude, chacune d'entre elles couvre des territoires supérieurs à 300 km<sup>2</sup>. La résolution horizontale nécessaire pour l'utilisation de modèle de circulation générale doit varier de 100 à 350 km<sup>2</sup>. Par conséquent, l'utilisation de MCG semble acceptable pour obtenir des résultats représentatifs.

Les résultats de simulation varient en fonction du modèle utilisé présentent tous des imperfections. Par conséquent, il est préférable d'utiliser plusieurs modèles différents afin d'obtenir un plus large éventail des futurs possibles. L'avantage de prendre plusieurs modèles réside aussi dans le fait que la moyenne de l'ensemble est plus robuste (fiable) que chacune des simulations prises séparément (certaines imperfections se compensent). Pour ce projet, trois modèles MCG ont été utilisés pour exécuter les simulations. Il s'agit du modèle canadien CCMA\_CGCM (version 3.1) (Scinocca et coll., 2008; McFarlane et coll., 2005; Flato et coll., 2000; Flato et coll., 2001), du modèle allemand MPI\_ECHAM (version 5) (Jungclaus et coll., 2006) et du modèle australien SCIRO (version MK 3.5) (Gordon et coll., 2010). Ces trois modèles font partie d'un ensemble appelé CMIP3 (Coupled Model Intercomparison Project). Ces modèles respectent tous les standards établis par le GIEC et sont tous reconnus par ce dernier.

### 4.1.4 Scénario d'émission de gaz à effet de serre

Les modèles de simulation climatique intègrent des scénarios de GES. Ces scénarios permettent d'établir les tendances possibles de l'évolution du taux d'émission de GES pour le futur, et ce, en se basant sur des hypothèses démographiques, technologiques, économiques, politiques, etc. Le GIEC a produit un large éventail de scénarios d'émission de GES. L'ampleur des changements climatiques est fonction du type de scénario sélectionné, allant de très optimiste (faibles changements climatiques), à très pessimiste (grands changements). Il est à noter que les scénarios ne sont intégrés dans les modèles qu'à partir de l'an 2000. Avant cette date, les modèles utilisent les concentrations réelles de GES observées au cours des dernières décennies.

Pour ce projet, trois scénarios d'émission de GES ont été intégrés aux modèles. Ceux-ci proviennent du « Special Report Émission Scenarios » du GIEC (Nakicenovic, 2000). Il s'agit des scénarios A2, A1B et B1 que l'on pourrait qualifier respectivement de scénarios pessimiste, médian et optimiste. À titre d'exemple, la figure 4.6 présente le réchauffement climatique du globe en fonction du type de scénario choisi. Il est possible d'observer qu'avant 2050, l'influence du scénario sur le réchauffement global est marginale.

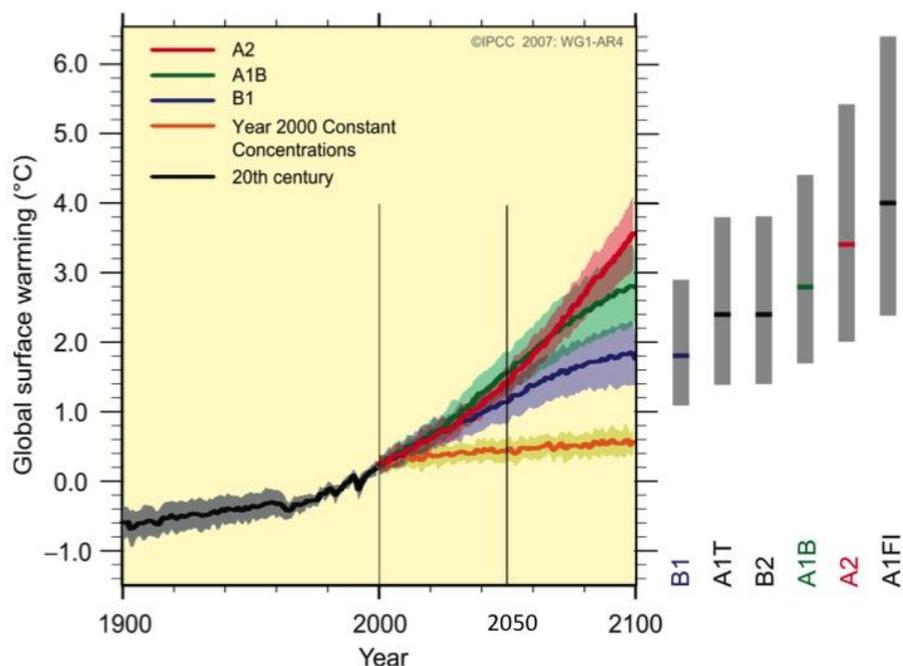


Figure 4-6: Anomalie des températures moyennes planétaire par rapport à [1980-1999], tirée de GIEC, 2007

#### 4.1.5 Membre et nombre de simulations utilisées

Un facteur important à prendre en considération pour la confection de scénarios climatiques est la variabilité naturelle du climat. Il est possible de remarquer, que sans même l'influence des changements climatiques, le climat peut varier de façon significative d'une période à une autre, et ce, à l'échelle globale et locale (Murphy et coll., (2009) tirée de Lepage et coll., (2011)). Cette variabilité est liée au caractère chaotique du système climatique de la planète, soit un phénomène irréductible qui continuera de se faire sentir dans le futur, avec ou sans C. C. (Lepage et coll., (2011)). Cette variabilité aura notamment un impact en provoquant de légères variations des moyennes de température et de précipitation. Cependant,

cette variabilité ne peut être représentée dans les modèles, car les simulations d'un même modèle produisent des résultats identiques. Pour incorporer artificiellement ce chaos, il faut changer légèrement les conditions météorologiques initiales de chaque simulation. Chacune d'elles est alors appelée «membre» du modèle. Ainsi, un membre peut être défini comme une série de conditions initiales données à une simulation climatique. Il est à noter que ces valeurs initiales imposées, bien qu'arbitraires, sont représentatives de l'époque préindustrielle ( $\pm 1850$ ), ce qui signifie que chaque membre est équiprobable. Plus on utilise de membres, de modèles et de scénarios de GES, plus on reproduit bien la variabilité naturelle du climat. Pour ce projet, 5 membres du MCG canadien et 1 membre des modèles australien et allemand ont été utilisés. La somme totale de simulations réalisée est de 22. Le tableau 4.1 résume les modèles, les scénarios d'émission ainsi que le nombre de membres utilisé :

**Tableau 4.1: Résumé des modèles, des scénarios et du nombre de membres utilisés pour la confection de simulation climatique**

<b>MCG</b>	<b>Pays</b>	<b>SRES</b>	<b>Membre</b>	<b>Nombre total de simulation</b>
CCMA_CGCM (version 3.1)	Canada	A2, A1B et B1 A2, A1B et B1	5 1	18
SCIRO (version mk 3.5)	Australie	A2, A1B et B1	1	3
MPI_ECHAM (version 5)	Allemagne	1B	1	1

#### 4.1.6 Format des résultats

Les modèles de simulation climatique produisent des résultats imparfaits. Les erreurs peuvent inclure des biais. Ces derniers varient en fonction du paramétrage associé à chacun des modèles. L'effet des biais se fait particulièrement ressentir lorsque les données brutes de sortie sont utilisées. Une méthode pour limiter l'effet de ces erreurs est d'utiliser la méthode des deltas. Cette méthode exprime le changement des indices climatiques par rapport à une période de référence. Ainsi, une partie des erreurs associée aux biais systématiques est éliminée en faisant la différence des résultats entre les horizons projetés et la période de référence. Pour minimiser l'effet des biais, il est préférable d'utiliser la moyenne des résultats sur une longue période. Cela permet de minimiser l'effet de la variabilité annuelle des indices climatiques. Dans le cadre de ce projet, comme dans la plupart des études climatiques, une moyenne s'étalant sur une période de 30 ans est a été utilisée pour minimiser cet effet. Une période de 30 ans est considérée comme

suffisante pour inclure un nombre significatif de conditions anormales (hiver particulièrement doux, nombre élevé de précipitations liquides en hiver, etc.), qui caractérisent la variabilité du climat.

#### 4.1.7 Choix des périodes d'analyses

Afin de voir l'évolution des  $IG_a$  sur une période de temps significative pour le sud du Québec, les simulations climatiques ont été effectuées sur 6 périodes de 30 ans telles que présentées au tableau 4.2. Chacune de ces périodes est séparée par des intervalles de 10 ans. La période de référence choisie est celle de [1971-2000]. Il aurait également été possible d'utiliser la période [1961-1990], mais celle-ci montrait de plus grands contrastes par rapport à la première. En effet, plus l'écart entre les résultats des périodes passée et future est grand, plus le signal de C. C. est prononcé. Pour cette étude, la période [1971-2000] a été sélectionnée.

Tableau 4.2 : Horizons climatiques utilisés pour les simulations de climat

Horizon climatique
2001-2030
2011-2040
2021-2050
2031-2060
2041-2070
2051-2080

## 4.2 Résultats des simulations climatiques

Une fois les paramètres de simulations déterminés (voir sections 3.1.1 à 3.1.7), il est possible de réaliser les scénarios climatiques. En résumé, 22 simulations de MCG ont été utilisées pour chacune des 5 zones d'étude, et ce, pour 7 horizons climatiques différents (un passé et 6 futurs). Ainsi, une somme totale de 660 scénarios climatiques a été réalisée. Les résultats obtenus présentent les changements (ou deltas) d'indices entre les 6 périodes futures et la période de référence [1971-2000]. Chacun des deltas  $IG_a$  obtenus est négatif, et diminue progressivement avec le temps, ce qui confirme un adoucissement des hivers dans le futur. La figure 4.7 illustre les résultats simulés obtenus pour la période [2001-2030] par rapport à la période de référence. Les figures présentant les résultats pour les périodes suivantes sont disponibles à l'annexe A.

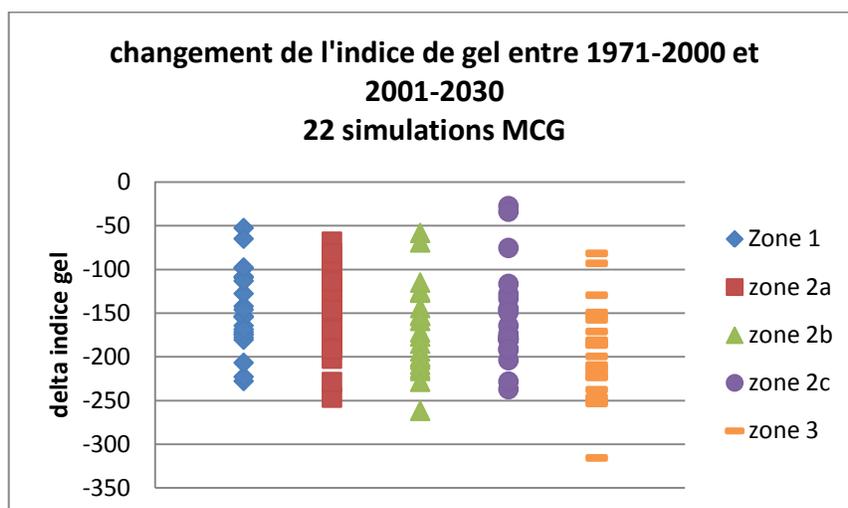


Figure 4-7: Résultats des simulations climatiques obtenues pour la période [2001-2030]

Pour quantifier les indices de gel futur, les deltas  $IG_a$  acquis pour chacune des zones sont soustraits à leur  $IG_a$  médian de la période de référence. Ainsi, il était important de déterminer les valeurs des  $IG_a$  médians de chacune des zones pour la période de référence [1971-2000]. Pour ce faire, des relevés des stations météorologiques appartenant à chacune des zones ont été utilisés pour déterminer les valeurs médianes des  $IG_a$  observés. Ces données ont été fournies par le ministère du Développement durable, de l'Environnement et des Parcs (MDDEP). La méthode utilisée pour évaluer ces  $IG_a$  est la même que celle utilisée pour les simulations, soit la somme des températures moyennes quotidiennes comprise durant la période de gel. Les valeurs médianes observées des  $IG_a$  pour la période de référence sont affichées dans le tableau 4.3 suivant :

Tableau 4.3: Indice de gel de l'air médian ( $^{\circ}C \cdot J$ ) pour chaque zone d'études pour la période de référence 1971-2000

Période	Zone 1	Zone 2a	Zone 2b	Zone 2c	Zone 3
1971-2000	1070	1285	1527	1065	2004

Selon les observations du tableau 4.3, la zone 2c montre des périodes de gel moins froides ( $1065^{\circ}C \cdot J$ ) que les zones 2a et 2 b. La principale raison expliquant cette observation est que la péninsule gaspésienne est tempérée par son environnement marin. L' $IG_a$  de la zone 1 est moins rigoureux ( $1070^{\circ}C \cdot J$ ) que les autres zones en raison de sa position au sud. La même logique s'applique à la zone 3. Elle détient un  $IG_a$  médian le plus élevé puisque sa situation géographique est plus au nord.

La figure 4.7 permet d’apprécier la dispersion des résultats de MCG pour chacune des zones pour la période [2001-2030]. Par mesure de simplification, la distribution des 22 futurs a été représentée par 3 statistiques : la médiane, les 5<sup>e</sup> et 95<sup>e</sup> percentiles. Les 5<sup>e</sup> et 95<sup>e</sup> percentiles ont été choisis pour couvrir la plus grande part de l’enveloppe (ou variabilité) des futurs possibles. Ces bornes représentent respectivement les scénarios les plus pessimistes et optimistes appréhendés. La médiane de chacun des ensembles de données permet quant à elle de considérer seulement le niveau moyen de changement. Le tableau 4.4 résume les résultats des simulations climatiques pour la zone 1. De plus, le pourcentage de diminution par rapport à la période de référence de chacun des IG<sub>a</sub> y est également inscrit. Il est à noter que les tableaux de résultats pour les autres zones sont disponibles à l’annexe B.

**Tableau 4.4 : Indice de gel projeté (°CJ) et leur pourcentage de diminution respectif pour la zone 1**

Période	zone 1					
	Médiane		95e percentile		5e percentile	
	IG <sub>a</sub>	% Diminution	IG <sub>a</sub>	% Diminution	IG <sub>a</sub>	% Diminution
1971-2000	1070	0	1070	0	1070	0
2001-2030	916	14	1004	6	848	21
2011-2040	861	20	976	9	808	24
2021-2050	807	25	875	18	707	34
2031-2060	724	32	834	22	609	43
2041-2070	622	42	815	24	532	50
2051-2080	592	45	796	26	467	56

Le tableau 4.4 indique que les IG<sub>a</sub> diminuent progressivement dans le futur. L’horizon climatique [2011-2040] est particulièrement intéressant pour ce projet puisqu’il s’agit de la première période où l’environnement bâti actuel subira les premiers effets des changements climatiques. Il est possible de voir que l’IG<sub>a</sub> médian pour cette période est de 861 °CJ, ce qui constitue une diminution de 19,5 % par rapport à la période de référence. Pour les autres zones, la diminution de l’IG<sub>a</sub> médian varie entre 10 et 16 %. En ce qui concerne le 5<sup>e</sup> et le 95<sup>e</sup> percentile, l’IG<sub>a</sub> varie entre 976 et 808 °CJ. Ces changements représentent respectivement une diminution de 8,8 à 24,5 % par rapport à la période de référence.

Pour les horizons plus lointains, l’IG<sub>a</sub> médian de la zone 1 va atteindre 592 °CJ à l’horizon [2051-2080], soit une diminution de 44,7 % par rapport à 1971-2000. Quant aux autres zones d’études, l’IG<sub>a</sub> médian va diminuer entre 30 et 48 %. Quant à l’écart entre le 5<sup>e</sup> et le 95<sup>e</sup> percentile pour l’ensemble des zones, il s’accroît graduellement dans le futur et devient maximal à l’horizon [2051-2080]. Afin de faciliter la compréhension des résultats obtenus, la figure 4.8 présente les IG<sub>a</sub> du tableau 4.4 sous forme graphique.

Ce graphique illustre la décroissance des  $IG_a$  et l'augmentation de l'incertitude au cours des prochaines décennies. Les figures illustrant les résultats pour les autres zones d'études sont disponibles à l'annexe C. Sur le graphique de la figure 4.8, il est possible de voir que le résultat pour l'horizon [2001-2030] est associé à l'année 2015. Il est important de noter qu'il ne s'agit pas du résultat précis du changement attendu pour l'année 2015, mais bien du changement moyen d'une période de 30 ans centrée sur l'année 2015. Ainsi, le terme exact à utiliser est l'horizon 2015. Le tableau 4.5 présente les horizons équivalents (2015, 2025, 2035, 2045, etc.), correspondant aux résultats de simulations climatiques de chacune des périodes de 30 ans, soit [2001-2030], [2011-2040], [2021-2050], etc.

Tableau 4.5 : L'horizon équivalent (année) associée à chacun des horizons climatiques

Horizons climatique	Horizon équivalent
2001-2030	2015
2011-2040	2025
2021-2050	2035
2031-2060	2045
2041-2070	2055
2051-2080	2065

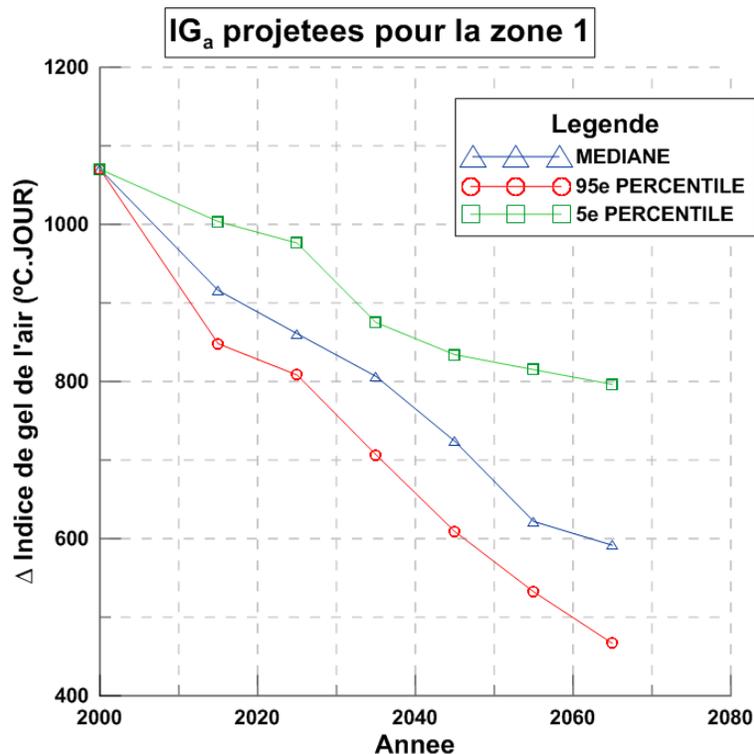


Figure 4-8: Indices de gel projeté jusqu'à l'horizon 2051-2080 pour la zone 1

### 4.3 Analyse des résultats des simulations climatiques

Une fois les résultats des simulations obtenus, il est important de vérifier leur représentativité par rapport à toute la variabilité de futurs possibles. En effet, comme il fut mentionné précédemment, le nombre de simulations effectué pour ce projet est de 22 par période projetée. Or ce nombre ne représente qu'un sous-groupe de l'ensemble des simulations disponibles. Ouranos garde en archive un grand nombre de simulations provenant de plusieurs centres de modélisation dans le monde (voir projet CMIP3). La limite de 22 du présent projet a été imposée par les horizons futurs sélectionnés. Or, pour certains horizons climatiques, les simulations sont plus nombreuses. Par exemple, pour les périodes [1976-1995] et [2046-2065], jusqu'à 101 projections sont disponibles. Ainsi, un moyen simple et efficace de situer notre sous-groupe dans l'ensemble est de comparer les 22 simulations sélectionnées par rapport aux 101 disponibles chez Ouranos en utilisant les périodes [1976-1995] et [2046-2065]. La figure 4.9 résume les résultats obtenus pour cette étude comparative.

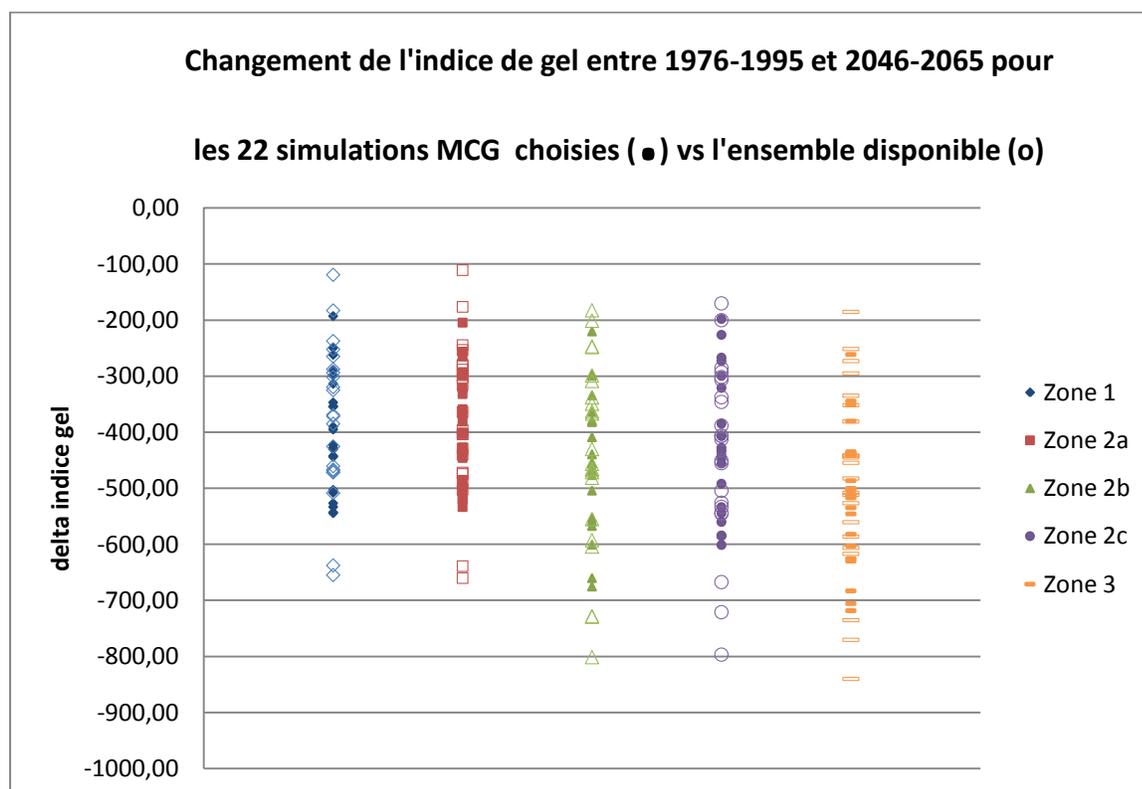


Figure 4-9: Résultats de l'étude comparative entre les données d' $\Delta IG_a$  projetées entre 1976-1995 et 2046-2065 par les 22 simulations utilisées pour le projet (symboles pleins) et les 101 disponibles chez Ouranos (symboles vides).

En analysant la dispersion de chacun des ensembles de la figure 4.9, les sous-ensembles constitués par les 22 simulations du projet semblent couvrir une bonne part de la variabilité de l'ensemble. Ainsi, ils sont statistiquement représentatifs des futurs possibles. Le tableau 4.6 affiche certaines données statistiques tirées de cette étude comparative. Dans ce tableau, l'étendue représente la différence entre la valeur maximale et minimale de chacun des ensembles en degrés-jours tandis que la couverture se traduit par le ratio entre l'étendue des 22 simulations et celle des 101. La couverture est un critère qui permet de vérifier le pourcentage de la variabilité que couvrent les 22 simulations par rapport à l'ensemble des simulations exécutées.

**Tableau 4.6 : Médiane, étendue et couverture de l'ensemble des simulations disponible (101) et des 22 réalisées pour le projet.**

	<b>Zone 1</b> (°C-J)	<b>Zone 2a</b> (°C-J)	<b>Zone 2b</b> (°C-J)	<b>Zone 2c</b> (°C-J)	<b>Zone 3</b> (°C-J)
Médiane (22)	-408,86	-401,90	-459,59	-433,76	-512,69
Médiane (101)	-411,53	-418,41	-493,59	-459,10	-549,26
Étendue (22)	351,40	328,88	455,05	403,24	457,15
Étendue (101)	602,78	670,89	694,22	694,74	763,75
Couverture	0,58	0,49	0,66	0,58	0,60

En examinant les valeurs des médianes obtenues, il est possible de constater que les résultats sont quelque peu conservateurs puisque les valeurs pour les 22 simulations du projet sont plus faibles que celles de l'ensemble. Ensuite, les valeurs de couverture indiquent que les projections réalisées pour le projet couvrent de 49 à 66 % de la variabilité totale des simulations. Par conséquent, cette étude comparative confirme que les résultats du sous-ensemble des 22 simulations du projet sont suffisamment représentatifs de l'ensemble total des résultats disponibles chez Ouranos. Elles sont ainsi considérées comme acceptables pour être utilisées pour le projet.

En comparant les résultats des simulations entre elles, la zone 3 possède une plus grande variabilité que les zones 1 et 2. La raison principale expliquant ce phénomène est que la zone 3 couvre un plus grand territoire et celui-ci contient une plus grande diversité de climat. Ensuite, il est également possible de voir que la zone 2c donne des deltas un peu plus faibles que les autres régions. La zone côtière gaspésienne est grandement influencée par l'océan qui a tendance à tempérer les changements climatiques de cette région.

Finalement, les Îles-de-la-Madeleine ne sont pas incluses dans la zone 2c. La résolution des modèles est trop grossière par rapport à la superficie de cet archipel. Elles sont donc invisibles aux yeux des MCG et ne sont pas prises en compte.

## 4.4 Conclusion

En somme, des projections climatiques ont été réalisées afin de connaître l'évolution future des  $IG_a$  durant la saison froide au Québec. Le sud de la province a été divisé en 5 zones distinctes en fonction de critères bien définis dans ce chapitre. Près de 110 simulations ont été réalisées pour chacune de ces régions, et ce, pour 6 horizons climatiques. Le nombre total de simulations exécutées est de 660. Les résultats obtenus montrent une diminution progressive des  $IG_a$  en fonction du temps. La variabilité (et l'incertitude) des simulations augmente lorsque les horizons climatiques sont plus éloignés. Une étude comparative démontre que les résultats des projections pour ce projet sont un peu conservateurs (peu de changements), mais ils restent tout de même représentatifs de l'ensemble des simulations disponibles. En comparant les secteurs d'étude entre eux, la variabilité des résultats obtenus pour la zone 3 est légèrement plus élevée que pour les autres secteurs en raison de sa superficie et de sa plus grande diversité de climat. Ensuite, les deltas de la zone 2c sont plus faibles que la moyenne puisque cette zone est tempérée par l'océan. Finalement, les résultats de changement climatique sont un élément clé de ce projet. Dans les prochains chapitres, ils serviront de différentes façons pour évaluer leurs impacts sur la performance des chaussées. Dans le prochain chapitre, il sera tout d'abord question du traitement des résultats nécessaires pour leur utilisation ainsi que du traitement des données climatiques pour évaluer l'évolution du nombre d'épisodes de redoux hivernaux au cours des prochaines décennies.

## Chapitre 5 Traitement des données climatiques

Après avoir fait l'acquisition des résultats d' $IG_a$  des projections climatiques. Il faut désormais effectuer quelques manipulations avec ces données pour qu'elles soient prêtes à être utilisées selon les besoins du projet, soit le développement d'un facteur de correction de l' $IG_a$  et d'un outil permettant d'estimer le nombre de redoux hivernaux attendu pour les prochaines décennies. Cet outil servira par la suite à quantifier l'endommagement associé à une augmentation du nombre d'épisode de redoux hivernal. Ce chapitre se veut ainsi un résumé du traitement des données effectué. D'une part, il sera question de la production de courbes tendances continues de l'évolution des  $IG_a$  projetés. Ces courbes serviront pour l'élaboration d'un facteur de correction de l'indice de gel actuel. D'autre part, ce chapitre présente le développement d'une corrélation entre les  $IG_a$  et le nombre de redoux hivernaux.

### 5.1 Développement de courbes tendances continues des $IG_a$ projetés

Les résultats acquis par simulations climatiques sont des changements moyens d' $IG_a$  pour 6 horizons climatiques. Comme il fut mentionné précédemment dans le chapitre 4, chacun de ces horizons représente une période de 30 ans et sont tous intercalés par un intervalle de 10 ans tel que présenté au tableau 4.2. Un point intéressant serait d'analyser la tendance évolutive des résultats des  $IG_a$  afin d'avoir une idée générale de leur diminution annuelle pour les prochaines décennies. Pour se faire, les résultats de changement d' $IG_a$  obtenus pour chacune des zones d'étude ont été illustrés sous forme graphique telle qu'à la figure 4.8. En observant ces graphiques, les courbes obtenues semblent évoluer linéairement en fonction du temps. Ainsi, des régressions linéaires ont été appliquées à la médiane, ainsi qu'au 95<sup>e</sup> et au 5<sup>e</sup> percentile des  $\Delta IG_a$  de chacune des zones d'études comme il est présenté à la figure 5.1. Cette figure présente les courbes de régression linéaires obtenues pour les résultats de la zone 1. Pour la confection de ces graphiques, seulement les valeurs de  $\Delta IG_a$  ont été utilisées. C'est pourquoi ces courbes débutent tous à 0 °C.J. Les valeurs de  $\Delta IG_a$  sont affichées au tableau 4.4. Les figures présentant les régressions pour les autres zones d'étude sont disponibles à l'annexe D.

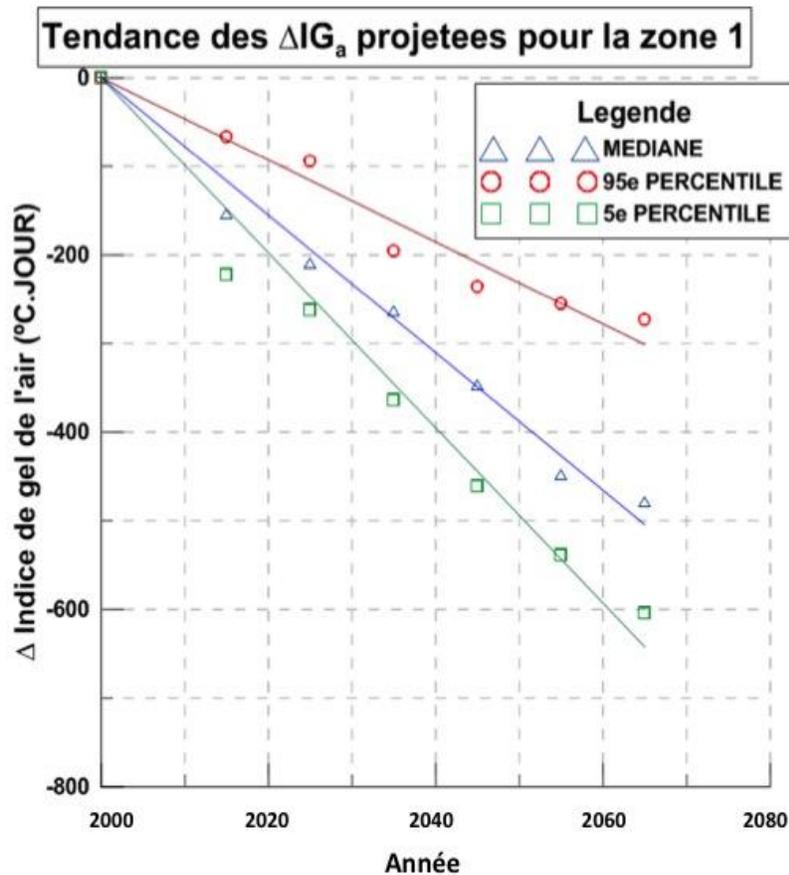


Figure 5-1: Évolution des  $\Delta IG_a$  projetés ( $^{\circ}C \cdot J$ ) avec l'application de régression linéaire pour la zone 1

Pour chacune des zones, l'application de régression linéaire semble bien concorder avec les  $\Delta IG_a$  médians et ceux du 5<sup>e</sup> et 95<sup>e</sup> percentile. Le tableau 5.1 présente les équations des régressions linéaires de l'ensemble des zones ainsi que leur coefficient de détermination.

Tableau 5.1: Équations et coefficients de corrélation pour chacune des courbes de tendance linéaire de la zone 1

Zone	Médiane		95 <sup>e</sup> percentile		5 <sup>e</sup> percentile	
	Équation	R <sup>2</sup>	Équation	R <sup>2</sup>	Équation	R <sup>2</sup>
1	$Y = -7.764 X$	0,996	$Y = -4.636 X$	0,988	$Y = -9.883 X$	0,993
2a	$Y = -7.610 X$	0,996	$Y = -4.863 X$	0,990	$Y = -9.529 X$	0,989
2b	$Y = -8.729 X$	0,997	$Y = -5.608 X$	0,991	$Y = -12.305 X$	0,999
2c	$Y = -8.317 X$	0,995	$Y = -4.586 X$	0,986	$Y = -10.992 X$	0,997
3	$Y = -9.656 X$	0,996	$Y = -6.462 X$	0,996	$Y = -13.179 X$	0,998

Selon le tableau 5.1, les coefficients de détermination ( $R^2$ ) varient entre 0,986 et 0,999. Ces valeurs de coefficient confirment l'hypothèse que l'application de régression de type linéaire est raisonnable. Les pentes des médianes varient entre -7,610 et -9,656 °CJ/an. Pour les 95<sup>e</sup> et 5<sup>e</sup> percentiles, les tendances varient de -4,586 à -6,462 °CJ/an et de -9,529 à -13,179 °CJ/an respectivement. Les pentes de courbe de régression linéaire permettront d'estimer l'évolution annuelle des  $IG_a$ . Ces courbes seront utiles pour établir une méthode d'ajustement des indices de gel utilisés en conception de chaussée. L'établissement de cette méthode sera détaillé au chapitre 6.

## 5.2 Corrélation entre les $IG_a$ et le nombre de redoux hivernaux

L'une des grandes problématiques de ce projet est l'effet des événements de redoux hivernaux sur la performance des chaussées. Réaliser des simulations climatiques évaluant le nombre de redoux hivernaux dans le futur peut s'avérer très complexe. Une multitude de paramètres influencent ce phénomène climatique et les résultats attendus pour ce type de variables risquent d'être non concluants en raison de la trop grande variabilité des résultats. Par conséquent, une autre approche a été priorisée, soit de faire une corrélation entre les  $IG_a$  et le nombre de redoux hivernaux. Pour ce faire, l'hypothèse suivante a été posée : le nombre d'épisodes de redoux hivernal a tendance à augmenter lorsque l' $IG_a$  diminue. Cela signifie qu'un hiver peu rigoureux a tendance à montrer davantage d'épisodes où la température moyenne oscille autour de la température seuil de 0 °C qu'un hiver ayant des températures plus froides. Cela s'explique par la variabilité naturelle de la température au quotidien. Que ce soit durant l'hiver ou durant l'été, cette variabilité peut occasionner de courtes périodes où les températures sont plus chaudes ou plus froides que la normale saisonnière. Cependant, plus la température moyenne de la saison hivernale est faible, c'est-à-dire plus qu'elle s'éloigne de la température seuil de 0 °C, plus la probabilité est faible que les périodes plus chaudes atteignent des températures de dégel. En somme, cette section détaille la procédure suivie pour vérifier cette hypothèse en établissant une corrélation entre les  $IG_a$  et le nombre de redoux hivernaux.

### 5.2.1 Détermination d'un indice de dégel de l'air significatif

Pour établir une corrélation entre les  $IG_a$  et le nombre de redoux hivernaux, il faut tout d'abord déterminer un indice de dégel suffisamment élevé pour affecter la fondation granulaire d'une structure de chaussée. Il

est donc très important d'établir la valeur seuil de l'indice de dégel de l'air ( $ID_a$ ) significatif. Cette valeur doit permettre le dégel de la chaussée à une profondeur suffisante et ainsi affecter la performance de la fondation granulaire, soit une profondeur d'environ 30 cm. Considérant que l'épaisseur moyenne de la couche de revêtement est d'environ 15 à 20 cm au Québec, la profondeur type de dégel pour l'affaiblissement de la couche de fondation est de 10 à 15 cm à l'intérieur de cette couche. Pour parvenir à déterminer la valeur de  $ID_a$ , une banque de données de dégels provenant de stations météorologiques routières (SMR) du MTQ a été utilisée. Cette approche est présentée dans la prochaine section.

#### 5.2.1.1 *Données de stations météorologiques routières*

Les données des SMR peuvent s'avérer très utiles pour déterminer un  $ID_a$  significatif, soit un dégel atteignant une profondeur minimale de 10 cm dans la couche de fondation. Une SMR est constituée d'un capteur de température atmosphérique qui relève la température de l'air. Elle est également composée d'une sonde de 3 mètres de profondeur au centre de la voie lente de la chaussée. Près de 18 thermistances sont disposées le long de la sonde dans le sol à 5 cm d'espacement. Les observations météorologiques du capteur de température atmosphérique et des thermistances sont prises à un taux horaire. Un total de 26 SMR a été examiné. Les données analysées étaient majoritairement des observations prises durant le mois de mars, soit la fin de la saison hivernale. La figure 5.2 présente le résumé des  $ID_a$  mesurés en fonction de la profondeur de dégel dans la chaussée. Une régression linéaire a été également imposée sur cette relation. Le coefficient de détermination ( $R^2$ ) obtenue est de 0,637. Il s'agit d'une valeur plutôt faible. Certains paramètres environnementaux tels que l'ensoleillement et la température initiale des matériaux avant dégel peuvent avoir une influence considérable sur l' $ID_a$ . Cependant, ces données étaient non disponibles. Par conséquent, considérant l'effet de la variabilité des conditions de chaussée, cette valeur peut être considérée comme acceptable.

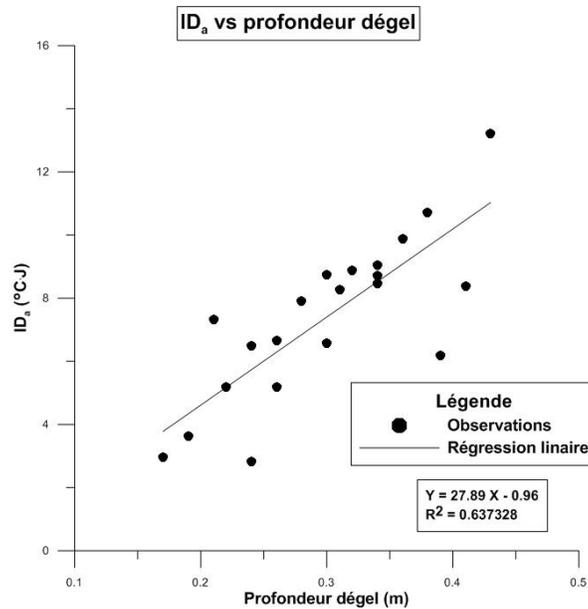


Figure 5-2 : Relation entre l'indice de dégel de l'air (ID<sub>a</sub>) et la profondeur de dégel dans la structure de chaussée réalisée à partir de SMR du MTQ

La régression linéaire a permis de déterminer la relation suivante :

Équation 5.1

$$ID_a = 27,89 \times Z_{\text{dégel}} - 0,96$$

Où  $Z_{\text{dégel}}$  désigne la profondeur de dégel (m) et  $ID_a$  est l'indice de dégel (°C.J). À l'aide de cette formule, il est possible d'estimer l' $ID_a$  correspondant à une profondeur de dégel voulue, soit 30 cm à partir de la surface de la structure de la chaussée. La valeur de l' $ID_a$  significatif est donc de 7,4 °C.J. Cette valeur de l' $ID_a$  a été comparée à celle provenant de l'article de Van Deusen et coll. (1998). Dans cette étude, basée sur des données provenant de SMR de l'état du Minnesota, il a été déterminé qu'un  $ID_a$  de 14 °C.J est suffisant pour entamer le dégel d'une chaussée à une profondeur de 15 cm. Cet  $ID_a$  est d'ailleurs utilisé par le département des transports du Minnesota pour décréter les périodes de restriction de charge au dégel. Bien que l' $ID_a$  provenant de cet article soit plus élevée que celle déterminée par la présente étude, la valeur de 7,4 °C.J est néanmoins jugée acceptable comme  $ID_a$  significatif pour l'avènement de redoux hivernaux.

## 5.2.2 Réalisation des corrélations

Une fois l' $ID_a$  significatif déterminé, il est désormais possible d'effectuer des corrélations entre des  $IG_a$  et le nombre de redoux hivernaux. Pour ce faire, près de 526 sites-hivers provenant de l'ensemble des zones d'études ont été examinés. Les  $IG_a$  analysés variaient de 625 à 3084 °C·J. Ces valeurs d' $IG_a$  ont été déterminées en faisant la somme des températures moyennes quotidiennes de chacune des périodes de gel. Le commencement et la fin des hivers ont été déterminés de même façon que pour la commande de simulations climatiques, soit à partir d'une moyenne mobile de 14 jours où la température de l'air descend sous 0 °C (commencement) ou monte au-dessus de 0 °C (fin). Pour chacun de ces hivers, le nombre d'évènements de redoux a été répertorié. Un redoux est défini comme une période continue d'au moins une journée où l' $ID_a$  doit être supérieur à 7,4 °C·J et doit nécessairement être suivie d'une période de gel. Le tableau 5.2 présente la compilation des résultats, soit le nombre de redoux en fonction de la médiane des  $IG_a$  de même que l'écart-type des valeurs. De plus, la figure 5.3 illustre cette corrélation ainsi que la courbe de tendance associée.

Tableau 5.2 : Résumé de l'analyse du nombre de redoux hivernaux en fonction de l'indice de gel de l'air

Nombre de redoux	Médiane $IG_a$ (°C·J)	Écart-type (°C·J)
0	1250,5	533,9
1	1285,0	563,2
2	1412,8	477,2
3	1189,0	388,4
4	1189,0	348,3
5	1115,9	132,9

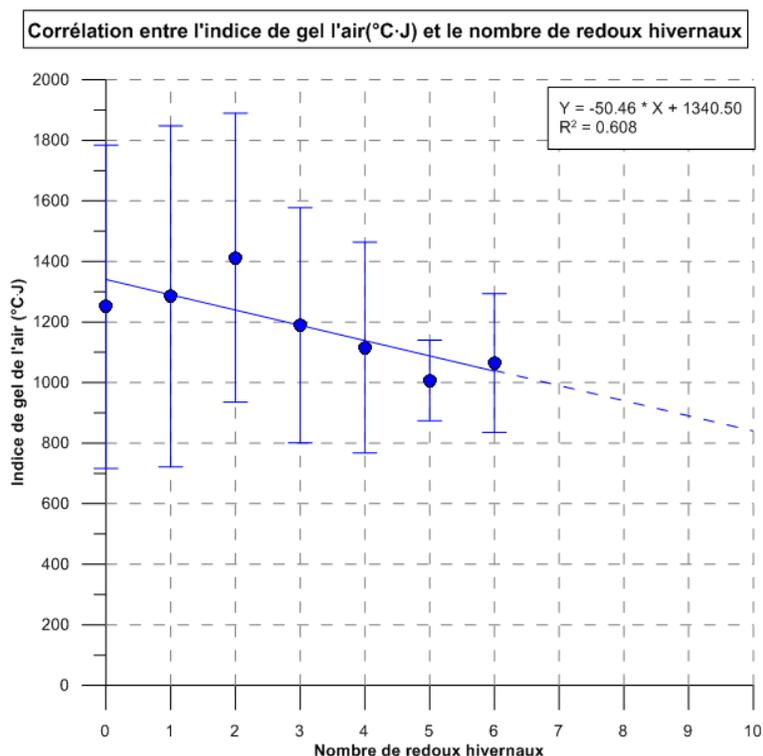


Figure 5-3: Graphique présentant la corrélation l'indice de gel de l'air et le nombre de redoux hivernaux

D'après la tendance obtenue sur la figure 5.3, l'hypothèse posée que le nombre de redoux hivernaux augmente avec l'abaissement de la médiane des  $IG_a$  semble être confirmée. La régression linéaire imposée a un coefficient de détermination de 0,60. L'écart-type élevé de chacune des valeurs de ce graphique témoigne du comportement aléatoire du climat. Par ailleurs, si la régression linéaire est imposée sur l'ensemble des  $IG_a$  au lieu des médianes de celles-ci, le coefficient de détermination obtenu est beaucoup plus faible ( $R^2=0,03$ ). Il faut noter qu'un très grand nombre de variables peuvent influencer l'avènement d'un épisode de redoux hivernal. Bien que la robustesse de cette relation reste discutable, et ce, en raison de sa très grande variabilité, elle reste le seul outil existant permettant de corréler le nombre de redoux hivernaux en fonction l' $IG_a$  pour les hivers au Québec. Comme il fut mentionné précédemment, les scénarios climatiques peuvent difficilement permettre de faire la projection des évènements de redoux, et ce, en raison de la grande variabilité des résultats attendus. Pour toutes ces raisons, cet outil est considéré comme acceptable pour la réalisation de ce projet. La relation donnée par la courbe de la figure 5.3 est la suivante :

## Équation 5.2

$$IG_a = -50,46 \times Nb_{rdx} + 1340,50$$

Où  $IG_a$  est l'indice de gel de l'air et  $Nb_{rdx}$  est le nombre d'épisodes de redoux hivernal associés. Selon la tendance obtenue, un hiver détenant un  $IG_a$  supérieur à 1341 °C·J ne connaîtra pas de redoux hivernal, tandis qu'un hiver ayant un  $IG_a$  de près de 1200 °C·J subira en moyenne 3 évènements de redoux. Finalement, la courbe de tendance a été extrapolée jusqu'à 10 évènements de redoux hivernaux tel qu'illustré par la ligne pointillée, l' $IG_a$  correspondant est équivalent à 836 °C·J.

### 5.2.3 Analyse de la durée et de l'apparition d'un redoux hivernal

L'analyse d'évènements de redoux hivernal a permis de faire ressortir certains paramètres très intéressants pour ce projet. Sur un total de 526 sites-hivers, près de 1059 épisodes de redoux hivernaux sont survenus. Le tableau 5.3 présente certains paramètres statistiques concernant la durée des périodes de gel et de redoux, dont la valeur moyenne et médiane, l'écart-type ainsi que les valeurs minimales et maximales.

**Tableau 5.3 : Résumé des paramètres de durée des périodes de gel pour un hiver de redoux hivernal pour l'ensemble des zones étudiées**

	Durée (Jours)	Écart-type (Jours)	$IG_a$ (°C·Jours)	Nombre d'épisodes analysés
<b>Redoux hivernaux</b>				
Générale	5,0	2,4	-	1059
<b>Période de gel</b>				
Toutes les zones	143,6	21,0	-	526
Zone 1	130,9	15,4	1070	219
Zone 2a	146,1	17,9	1285	81
Zone 2b	151,0	15,8	1527	68
Zone 2c	145,9	17,4	1065	79
Zone 3	173,4	18,6	2004	65

Pour l'ensemble des zones analysées, la durée médiane d'un hiver est de 143 jours, soit une période durant un peu plus de 4,5 mois. La zone 1 est celle détenant la saison hivernale la plus courte avec une valeur moyenne de 130,9 jours. Les zones 2a et 2c ont des durées moyennes respectives de 146,1 et de 145,9 jours. La zone 2b possède une période un peu plus longue que les deux précédentes avec une valeur moyenne de 151,0 jours. La zone 3 détient quant à elle la période de gel la plus longue avec une moyenne

de 173,4 jours, soit près de 5,7 mois. En ce qui concerne la durée d'un redoux hivernal, la valeur moyenne de celle-ci est de 5 jours.

À titre indicatif, une comptabilisation des moments durant lesquelles survenaient les évènements de redoux hivernaux a été réalisée. Cependant, en raison de la méthode de compilation utilisée précédemment pour bâtir l'équation 5.4, il était impossible d'obtenir les dates exactes auxquelles survenaient ces épisodes de redoux. En fait, seulement le jour depuis le commencement de la période de gel était disponible. Pour voir quand surviennent les épisodes de redoux, une compilation du nombre de redoux survenant à chaque intervalle de 30 jours depuis le commencement de la période de gel a été réalisée. À titre d'exemple, le premier intervalle [1-30] représente le premier mois de l'hiver. Les épisodes de redoux compilés prennent en compte les données de l'ensemble des zones d'étude. Au total, 6 intervalles réguliers de 30 jours ont été nécessaires, ce qui signifie que les hivers les plus rigoureux comptabilisés peuvent durer plus de 5 mois. Les résultats de cette analyse sont présentés au tableau 5.4.

**Tableau 5.4 : Résumé de la compilation du nombre de redoux hivernaux en fonction de la période d'hiver pour l'ensemble des zones (526 hivers).**

Intervalles Jours	Nombre de redoux hivernaux #	Proportion %
[1-30]	210	19,8
[31-60]	26	2,5
[61-90]	76	7,2
[91-120]	226	21,3
[121-150]	367	34,7
[151-180]	154	14,5
<b>Total</b>	<b>1059</b>	<b>100,0</b>

Il est possible de voir que 20 % des redoux hivernaux surviennent lors du premier mois de l'hiver, soit l'intervalle [1-30]. Ensuite, près de 10 % de l'ensemble des redoux ont lieu durant les 2<sup>e</sup> et 3<sup>e</sup> mois de l'hiver (intervalles [31-60] et [61-90]). Cette dernière période peut être définie comme le « milieu de l'hiver ». Pour les 4<sup>e</sup>, 5<sup>e</sup> et 6<sup>e</sup> mois de l'hiver, c'est-à-dire les intervalles [91-120], [121-150] et [151-180], ils représentent la période « fin d'hiver ». Cette période couvre la majorité des évènements de redoux hivernaux avec près de 70 % des épisodes compilés. Cependant, il est important de noter que les hivers évalués n'ont pas tous la même durée. Certains ne durent que 4 mois, tandis que d'autres durent plus de 5 mois. Ainsi, pour les données situées au 4<sup>e</sup> mois de l'hiver, il y a un certainement un mélange entre les données représentant les redoux associés au « milieu » et à la « fin » de la période de gel. De façon

générale, ce tableau indique clairement que les épisodes de redoux surviennent majoritairement en fin d'hiver.

La compilation des données climatiques au tableau 5.4 a permis de déterminer la durée de la saison hivernale de chacune des zones climatiques. Une donnée pertinente pour le projet serait de connaître la durée des hivers projetés. Pour ce faire, l'hypothèse suivante a été posée : la durée de l'hiver aura tendance à diminuer proportionnellement à l'indice de gel. Pour confirmer cette hypothèse, une corrélation entre l'IG<sub>a</sub> et la durée des périodes de gel a été réalisée. Plus de 500 hivers au Québec ont été examinés. La figure 5.4 présente les résultats obtenus :

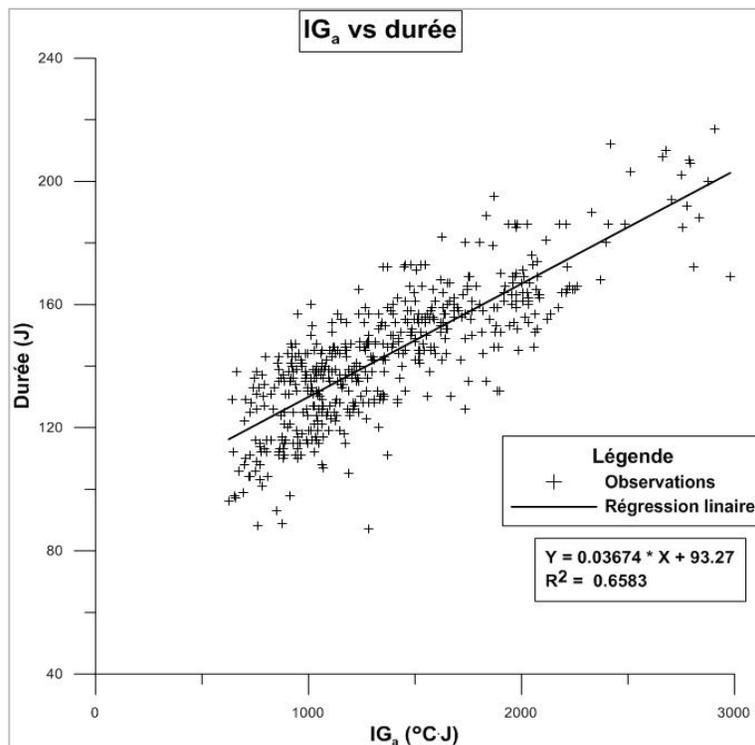


Figure 5-4 : Corrélation entre l'indice de gel de l'air (°C·J) et la durée de la période hivernale

La régression linéaire appliquée à la figure 5.4 a un coefficient de détermination de 0,6583, ce qui semble acceptable comme valeur en tenant compte du nombre d'hivers considérés et la variabilité du climat. L'équation liée à cette régression permet de déterminer la durée moyenne d'un hiver en fonction de l'IG<sub>a</sub>. Cette relation est donnée par l'équation suivante :

### Équation 5.3

$$D_{moy} = 0,03674 \times IG_a + 93,27$$

Où  $D_{moy}$  signifie la durée moyenne de l'hiver (jour) et  $IG_a$  est l'indice de gel de l'air ( $^{\circ}\text{C}\cdot\text{J}$ ). À l'aide de cette relation, il est désormais possible d'estimer la durée de l'hiver des périodes de référence et des périodes projetées pour chacune des zones climatiques. Afin de s'assurer de la fiabilité de cette relation, une analyse comparative a été effectuée en examinant la durée médiane des hivers calculés à partir des observations provenant des stations météorologiques pour la période de référence et la durée moyenne calculée à l'aide de relation développée. Le tableau 5.5 donne les valeurs obtenues pour chacune des zones, ainsi que la différence en pourcentage entre les deux résultats obtenus.

**Tableau 5.5 : Analyse de la durée de la période hivernale pour chacune des zones climatiques entre les résultats provenant de la corrélation et ceux calculés à partir des observations**

Zone	$IG_a$ moyen $^{\circ}\text{C}\cdot\text{Jour}$	Durée moyenne (corrélation) Jour	Durée moyenne calculée Jour	Différence %
1	1070	132	132	-0,41
2a	1285	140	141	0,40
2b	1527	149	154	3,04
2c	1065	132	145	8,72
3	2004	167	168	0,65

Selon les résultats présentés au tableau 5.5, la différence entre les deux méthodes est minime pour la zone 1, 2a et 3. La différence pour ces zones varie de -0,41 à 0,65 %. Les valeurs semblent un peu plus élevées pour la zone 2b et 2c avec des différences respectives de 3,04 et 8,72 %. De façon générale, cette relation semble assez fiable pour être utilisée lors de ce projet.

#### 5.2.4 Application des corrélations aux simulations climatiques

À l'aide de la corrélation développée à la figure 5.3, il est désormais possible d'avoir une idée du nombre d'évènements de redoux hivernaux en fonction de l'indice de gel. La corrélation a été appliquée aux  $IG_a$  de la période de référence de chacune des zones. Le tableau 5.6 présente les résultats obtenus.

**Tableau 5.6: Nombre de redoux hivernaux typique pour chacune des zones obtenues par l'application de la courbe de corrélation.**

Période de référence	
Zone	Nombre de redoux
1	5
2a	0
2b	0
2c	5
3	0

D'après le tableau ci-dessus, la zone 1 et 2c subissent en moyenne 5 redoux hivernaux par hiver tandis que les autres secteurs n'en connaissent généralement pas. Ces résultats peuvent paraître surprenants, mais il importe de noter que la corrélation développée comporte des simplifications pouvant diverger de la réalité et qu'elle est caractérisée par une forte variabilité. Les écarts-types des  $IG_a$  en fonction du nombre de redoux correspondants sont effectivement très élevés. Dans les circonstances actuelles, il s'agit du seul outil pour quantifier ces phénomènes. Par conséquent, l'application de cette corrélation est acceptable pour ce projet. En ce qui concerne l'évolution du nombre de redoux dans le futur, l'équation 5.4 est appliquée aux résultats des simulations climatiques développées au chapitre 4. Le tableau 5.7 présente le nombre de redoux attendus pour l'horizon climatique [2011-2040]. Ils sont présentés pour chacune des zones et en fonction de la médiane, du 95<sup>e</sup> et du 5<sup>e</sup> percentile des  $IG_a$  projetés. Les résultats obtenus pour les autres horizons climatiques sont disponibles à l'annexe E.

**Tableau 5.7 : Nombre de redoux hivernaux attendu pour l'horizon 2011-2040 (2025)**

Zone	Horizon 2011-2040		
	Médiane	95e percentile	5e percentile
1	10	7	11
2a	5	3	6
2b	1	0	2
2c	10	7	11
3	0	0	0

Les résultats du tableau 5.7 présentent l'augmentation attendue du nombre d'épisodes de redoux hivernaux pour l'horizon [2011-2040] à partir de l'équation 5.4. Selon ces résultats, la zone 1 et 2c subiront près de deux fois plus de redoux hivernaux (de 7 à 11 redoux par hiver). La zone 2a verra son nombre de redoux augmenter de 3 à 6, tandis que la zone 2b ne connaîtra qu'une faible augmentation allant de 0 à 2. Quant à la zone 3, elle ne subira aucune augmentation de son nombre d'épisodes de redoux puisque que ses  $IG_a$  pour l'horizon [2011-2040] sont tous supérieurs à 1341 °C.J.

Pour faciliter la visualisation de l'augmentation du nombre de redoux dans le futur, l'évolution du nombre d'épisodes de redoux a été mise sous forme graphique pour chacune des zones. La figure 5.5 présente l'augmentation du nombre de redoux pour la zone 1. Les graphiques présentant l'évolution pour les autres zones sont disponibles à l'annexe F, tandis que le tableau 5.8 fait une synthèse des projections du nombre de redoux des 95<sup>e</sup> et 5<sup>e</sup> percentiles des scénarios climatiques.

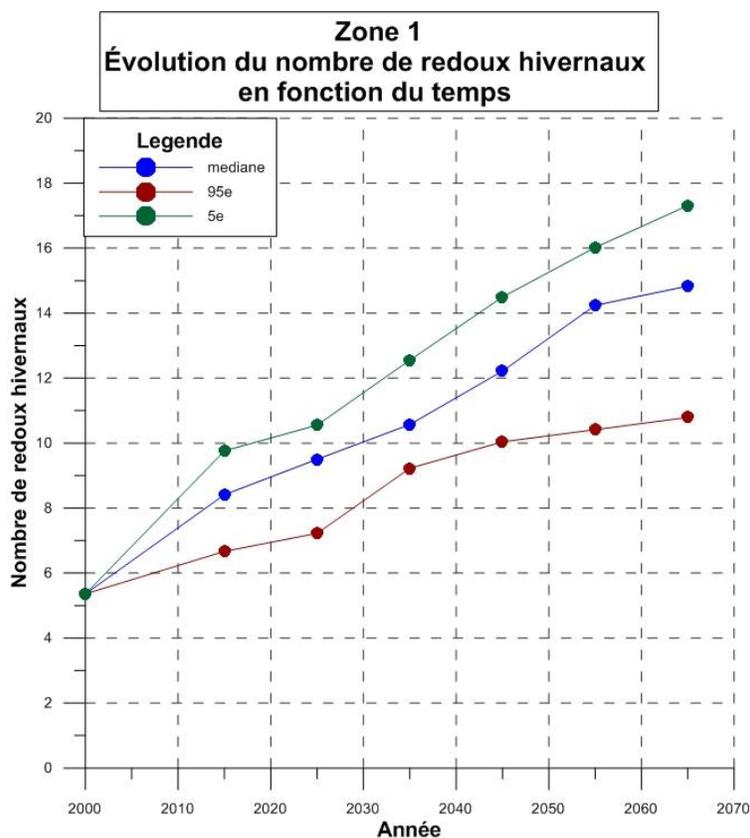


Figure 5-5 : Projection du nombre d'évènements de redoux hivernaux en fonction de l'indice de gel de l'air pour la zone 1

Tableau 5.8 : Synthèse des projections de redoux hivernaux pour les horizons 2001-2030 à 2051-2080 pour chacune des zones d'étude

Zone	1971-2000	2001-2030		2011-2040		2021-2050		2031-2060		2041-2070		2051-2080	
		95 <sup>e</sup>	5 <sup>e</sup>										
1	5	7	10	7	11	9	13	10	14	10	16	11	17
2a	0	0	1	3	6	5	8	6	10	2	7	7	12
2b	0	0	1	0	2	0	5	0	7	0	10	0	12
2c	5	6	10	7	11	9	13	10	15	11	18	11	19
3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

En observant les résultats du tableau 5.8 pour chacune des zones d'étude, la zone 1 et 2c sont les deux zones les plus susceptibles de connaître la plus grande augmentation du nombre de redoux hivernaux.

Pour l'horizon [2051-2080], leur nombre de redoux hivernaux augmentera de façon constante pour atteindre respectivement une répétition annuelle allant de 11 à 17 et de 11 à 19 fois. La zone 2a connaîtra une forte hausse du nombre d'épisodes de redoux pour l'horizon 2011-2040. Elle subira ensuite une augmentation plus faible, mais constante d'ici l'horizon [2051-2080] pour atteindre ultimement de 7 à 13 évènements de redoux par hiver. En ce qui concerne la zone 2 b, le nombre d'évènements de redoux appréhendé est très variable. D'ici l'horizon [2051-2080], le nombre d'évènements pourra varier de 0 à 12 en se basant sur les 95<sup>e</sup> et 5<sup>e</sup> percentiles des résultats de simulation, respectivement. Quant à la zone 3, elle ne connaîtra aucune augmentation du nombre de redoux hivernaux d'ici l'horizon [2051-2080], puisque ses  $IG_a$  restent toujours supérieurs à 1341 °C·J. Normalement, selon les observations des données climatiques, cette zone pourrait également connaître des périodes de redoux en début et fin d'hiver. Cependant, la corrélation ne fait pas transparaître cette réalité. Il s'agit donc d'un des points faibles de cette relation.

### 5.3 Conclusion

En somme, le traitement des données climatiques a permis de développer une courbe continue de l'évolution des  $IG_a$  en fonction du temps. Initialement, les résultats obtenus étaient des changements moyens pour chacun des horizons climatiques s'échelonnant sur des périodes de 30 ans. Par la suite, des régressions linéaires ont été appliquées afin d'obtenir le déclin annuel des  $IG_a$ . L'ensemble des résultats de ce traitement de données sera particulièrement utile pour le chapitre suivant, soit celui décrivant la procédure du développement d'un facteur de correction pour les indices de gel utilisés dans la conception de chaussée.

La deuxième partie du traitement de données concernait l'élaboration d'une courbe de corrélation entre les indices de gel et le nombre annuel de redoux hivernaux. La première étape consistait à déterminer un indice de dégel significatif capable de dégeler la fondation granulaire à une profondeur considérable pour la rendre vulnérable à l'endommagement causé par le trafic. Pour ce faire, des données de dégel provenant du MTQ ont été analysées. Il a été possible de conclure que l'indice de dégel de 7 °C·J était la valeur seuil pour avoir un redoux hivernal. Ensuite, une courbe de tendance a été créée à l'aide de données climatiques de plus de 500 hivers québécois ayant des  $IG_a$  variant entre 625 à 3084 °C·J. La corrélation a ensuite été utilisée pour déterminer le nombre futur de redoux hivernaux en fonction des résultats des simulations

climatiques. Ces données auront des applications très pratiques pour l'analyse d'endommagement concernant les redoux hivernaux présentée au chapitre 11.



## **Chapitre 6 Méthode d'ajustement pour les indices de gel**

En régions froides, l'indice de gel (IG) est un paramètre très important pour la conception d'une chaussée. De façon générale, il sert à déterminer l'épaisseur nécessaire des couches granulaires pour assurer une protection adéquate du sol d'infrastructure contre l'endommagement causé par les effets du gel. Au ministère des Transports du Québec (MTQ), la valeur de l'IG utilisée en conception est un IG moyen déterminé à partir de l'historique des observations d'une station météorologique.

Afin d'augmenter le niveau de confiance du choix de IG, une période de récurrence y est ajoutée. Elle permet d'ajouter un certain nombre d'écart-type à l'IG sélectionné. La structure a donc une protection supplémentaire pour supporter l'avènement d'une période de gel ayant un IG particulièrement élevé.

Les résultats des scénarios climatiques indiquent une diminution progressive des valeurs d'IG au cours des prochaines décennies. Cette observation apporte un nouvel aspect pour la conception des chaussées puisque l'indice de gel doit désormais être considéré comme un élément changeant dans le temps, au même titre que le trafic. Une économie en coût de matériaux pourrait être réalisée en appliquant un facteur de correction à l'indice de gel au lieu d'utiliser la méthode habituelle du MTQ. Par conséquent, l'un des objectifs de ce projet est de déterminer un facteur de correction pour les IG qui prendrait en considération les changements climatiques pour la conception de structure de chaussées. Pour ce faire, il faut premièrement avoir une bonne idée de l'évolution de la profondeur de gel, du soulèvement au gel et de l'endommagement associé à ces phénomènes. Une analyse descriptive permettra d'élaborer un facteur de correction réaliste pour les IG utilisés en conception. Ce chapitre se veut un résumé de l'ensemble de cette procédure.

### **6.1 Détermination du comportement de la chaussée en fonction du temps et des changements climatiques**

La première étape pour élaborer un facteur de correction est d'examiner l'évolution de la profondeur de gel sous l'effet des changements climatiques. Il a été démontré dans le chapitre 5 que les évolutions des

$\Delta IG_a$  de chacune des régions semblent suivre des tendances linéaires. Pour cette analyse, il serait intéressant d'appliquer ces régressions afin d'avoir une diminution annuelle et progressive des  $IG_a$ . Par mesure de simplicité, seulement les pentes des régressions linéaires des  $\Delta IG_a$  médians seront utilisées. Les valeurs de ces pentes sont disponibles au tableau 5.1.

### 6.1.1 Description des paramètres utilisés pour les simulations

Pour estimer l'évolution de la profondeur et du soulèvement au gel, le logiciel *Chaussée2* a été utilisé. Il s'agit du programme de conception de structure de chaussées utilisé par le MTQ. Il permet de déterminer l'épaisseur des couches nécessaires selon le type de routes, du climat et de la durée de vie envisagée. Pour cette analyse, trois types de chaussées ont été sélectionnés, soient des routes de type nationale, régionale et locale. Ces types de structure sont tous constitués d'une couche de roulement en béton bitumineux (B.B.), ainsi que d'une fondation granulaire de MG-20 et d'une sous-fondation granulaire de MG-112. Les épaisseurs de ces couches varient en fonction du trafic et de la protection nécessaire contre le gel du sol d'infrastructure. La route de type nationale sélectionnée pour cette étude est conçue pour un débit de trafic quotidien variant de 5000 à 20 000 véhicules, une durée de vie estimée 30 ans et 5 millions d'équivalents de charge axiale simple (ÉCAS). La route de type régionale est dimensionnée pour un débit de circulation allant de 2000 à 3000 véhicules par jour, une durée de vie de 25 ans et 2 millions d'ÉCAS. En ce qui concerne la route de type locale, le débit de circulation utilisé pour le dimensionnement est inférieur à 1 000 véhicules par jour. La durée de vie est également de 25 ans et elle peut supporter jusqu'à 500 000 ÉCAS. Le tableau 6.1 résume les caractéristiques de chacun de ces types de route.

**Tableau 6.1: Type de routes utilisées pour l'étude**

Type de route	Classe de trafic	Durée ans	Écas M
Nationale	5 000 – 20 000	30	5,0
Régionale	2 000 – 3 000	25	2,0
Locale	< 1 000	25	0,5

Par la suite, afin d'augmenter la représentativité de ces simulations, trois types de sol fréquemment retrouvés au Québec ont été utilisés. Il s'agit d'une argile inorganique de faible plasticité (CL), d'un sable silteux contenant plus de 30 % de particules fines (SM fin) et d'un mélange de gravier-sable-silt-argile (GC-GM) associé aux tills retrouvés au Québec. Chacun de ces sols a des propriétés physiques et

mécaniques différentes. La variation du type de sol permet d'analyser si cette variable peut avoir une influence significative sur le comportement des chaussées subissant des changements climatiques.

Le critère prédominant pour évaluer l'épaisseur minimale des couches pour assurer une capacité structurale adéquate, selon la durée de vie assignée, est le module réversible effectif ( $M_r$  effectif). Le matériau CL détient le module réversible effectif le plus faible avec un  $M_r$  de 36 MPa. Les sols de type SM fin et GC-GM possèdent respectivement un  $M_r$  de 45 MPa et de 87 MPa. Nécessairement, selon les principes du dimensionnement structural selon la méthode AASHTO, pour assurer la capacité structurale minimale associée à un type de route et sa durée de vie, l'épaisseur de la sous-fondation est ajustée en fonction de la valeur de  $M_r$  du sol d'infrastructure. Ainsi, pour un type de route donné, l'épaisseur de la sous-fondation sera plus élevée pour un sol de type CL qu'un sol GC-GM, par exemple.

Il est nécessaire par la suite de déterminer l'épaisseur des couches de matériaux en fonction de l'intensité de la période de gel et des propriétés des matériaux. Les effets du gel agissant sur le sol d'infrastructure ont pour conséquence d'endommager le revêtement de la chaussée par fissuration au gel (lézardes) et par déformation de surface (Saint-Laurent, 2006). Le mécanisme principal causant ces types de détérioration est le soulèvement au gel de la chaussée. Ce dernier est particulièrement néfaste lorsqu'il n'est pas uniforme, c'est-à-dire qu'il y a variation du soulèvement dans le sens longitudinal de la chaussée (soulèvement différentiel). Le potentiel de ségrégation ( $SP_0$ ) est la propriété associée à la gélivité du matériau, c'est-à-dire sa susceptibilité à créer des lentilles sous l'effet du gel menant à un gonflement de la couche et au soulèvement de la structure de chaussée. En règle générale, plus la valeur du  $SP_0$  augmente, plus la susceptibilité au gel du sol est élevée. Pour minimiser l'endommagement causé par le soulèvement au gel, des critères de soulèvements admissibles ont été instaurés par le MTQ. Celui-ci indique que les soulèvements différentiels sont négligeables lorsque le soulèvement global est inférieur à 50 mm et qu'ils deviennent problématiques lorsqu'ils dépassent 80 mm (Saint-Laurent, 2006). Ainsi, le programme considère les soulèvements au gel comme admissibles lorsqu'ils varient entre 50 et 70 mm selon le type de route. La méthode utilisée pour limiter le soulèvement au gel à ces valeurs seuils est d'augmenter l'épaisseur de la couche de sous-fondation. Cela a pour effet de créer une couche tampon pour minimiser la pénétration du front de gel dans le sol d'infrastructure et, par le fait même, de limiter le soulèvement au gel. Le tableau 6.2 présente les limites de soulèvement au gel tolérées pour les trois types de route utilisés dans cette analyse.

Tableau 6.2 : Limite maximale de soulèvement au gel permis par le MTQ en fonction du type de route

Type de route	Soulèvement maximal (mm)
Nationale	55
Régionale	60
Locale	70

En ce qui concerne les valeurs de potentiel de ségrégation ( $SP_0$ ) utilisées pour les simulations, elles sont de 5, 4 et 2  $\text{mm}^2/\text{°K}\cdot\text{h}$  pour les sols CL, SM et GC-GM, respectivement. Le tableau 6.3 résume les valeurs des paramètres mentionnés ci-dessus en plus des autres propriétés physiques et thermiques associées à chacun des types de sol d'infrastructure et qui entrent dans les calculs associés au dimensionnement au gel : le coefficient de surcharge ( $a$ ), la masse volumique sèche ( $\rho_d$ ), la conductivité thermique à l'état non gelé ( $K_u$ ) et gelé ( $K_f$ ), le pourcentage de saturation ( $S_r$ ) et la chaleur latente ( $L_f$ ). Il est à noter que ces valeurs proviennent toutes du logiciel *Chaussée2* et sont considérées comme représentatives pour le Québec.

Tableau 6.3: Propriétés des sols d'infrastructure utilisés pour l'étude

Type de sol	$M_r$ effectif MPa	$SP_0$ $\text{mm}^2/\text{°K}\cdot\text{h}$	$a$ $\text{MPa}^{-1}$	$\rho_d$ $\text{Kg}/\text{m}^3$	$k_u$ $\text{J}/\text{s}\cdot\text{m}\cdot\text{°K}$	$k_f$ $\text{J}/\text{s}\cdot\text{m}\cdot\text{°K}$	$S_r$ %	$L_f$ $\text{Wh}/\text{m}^3$
CL $I_p \leq 12$ ( $IL < 0,9$ )	36	5,0	10,0	1300	1,26	2,29	99	42 265
SM fin	45	4,0	11,0	1800	1,85	2,39	82	21 802
GC-GM	87	2,0	15	1800	1,57	2,14	79	21 519

La dernière étape pour déterminer l'épaisseur des couches en fonction des types de chaussées et des sols d'infrastructure consiste à sélectionner les  $IG_a$  de départ pour chacun des secteurs d'étude. Afin d'avoir un climat de départ représentatif du climat actuel en date de la réalisation de ce présent projet, les  $IG_a$  sélectionnés ont été ajustés à l'année 2010 à l'aide des simulations climatiques. Pour ce faire, les équations des régressions linéaires appliquées sur les résultats des simulations climatiques ont été utilisées. Le tableau 6.4 regroupe, pour les zones 1, 2 et 3, l' $IG_a$  de référence ainsi que l' $IG_a$  ajusté pour l'année 2010.

Tableau 6.4 :  $IG_a$  initiaux utilisés pour les simulations servant à déterminer un facteur de correction de l'indice de gel

Zone	$IG_a$	$IG_a$
	1971-2000 °C·J	2010 °C·J
1	1070	992
2	1240	1158
3	2004	1907

Sur le tableau ci-dessus, il est possible d'observer les valeurs d'indices de gel estimées pour 2010. L' $IG_a$  de la zone 1 est de 992 °C·J, celui de la zone 2 est égal à 1158 °C·J, tandis que l' $IG_a$  de zone 3 est de 1907 °C·J. Il est à noter qu'aucune période de récurrence n'a été appliquée sur ces  $IG_a$ .

À l'aide de l'ensemble des informations recueillies, il est désormais possible d'utiliser le logiciel *Chaussée2* pour déterminer l'épaisseur des couches de chacune des structures de chaussées qui seront soumises aux simulations de changement de climat. Le tableau 6.5 résume l'épaisseur de chacune des couches pour l'ensemble des structures de chaussées simulées.

Tableau 6.5 : Épaisseur des couches en fonction du type de route et du sol d'infrastructure pour les zones 1, 2 et 3

Sol	Route	Couche	Zone1 Épaisseur (mm)	Zone 2 Épaisseur (mm)	Zone 3 Épaisseur (mm)	
CL	Nationale	B.B.		170		
		MG-20		250		
		MG-112	850	1 025	1725	
	Régionale	B.B.			130	
		MG-20			225	
		MG-112	875	1 050	1725	
Locale	B.B.		90			
MG-20			200			
MG-112	825	1 000	1650			
SM	Nationale	B.B.		170		
		MG-20		250		
		MG-112	300	300	700	
	Régionale	B.B.			130	
		MG-20			225	
		MG-112	300	300	650	
Locale	B.B.		90			
MG-20			200			
MG-112	300	300	450			
GC-GM	Nationale	B.B.		170		
		MG-20		250		
		MG-112	300	300	300	
	Régionale	B.B.			130	
		MG-20			225	
		MG-112	300	300	300	
Locale	B.B.		90			
MG-20			200			
MG-112	300	300	300			

Selon le tableau ci-dessus, il est possible de remarquer que, pour un même type de route et un même type de sol, les épaisseurs de la couche de béton bitumineux et de fondation granulaire sont équivalentes pour les trois zones d'études. En fait, seule la couche de sous-fondation a tendance à augmenter en fonction de l'IG<sub>a</sub> considéré. Ensuite, l'épaisseur de la couche de béton bitumineux et de fondation augmente en fonction de l'importance du type de chaussée. La durée de vie des trois types de route est exprimée en ÉCAS. Les épaisseurs de ces deux couches sont plus élevées pour une route nationale (5M ÉCAS) que pour une route régionale (2M ÉCAS). Finalement, pour la même zone d'étude et le même type de route, l'épaisseur de la couche de sous-fondation varie en fonction de la gélivité du sol. Par exemple, dans la zone 1, l'épaisseur de la sous-fondation d'une route locale bâtie sur sol GC-GM est de 300 mm ( $SP_0 = 2 \text{ mm}^2/\text{°k}\cdot\text{h}$ ), tandis qu'elle est de 825 mm pour la même route construite sur un sol CL ( $SP_0 = 5 \text{ mm}^2/\text{°k}\cdot\text{h}$ ). En fonction de la rigueur du climat, la route locale construite sur un matériau CL voit l'épaisseur de la sous-fondation augmenter. Elle passe à 1000 et à 1650 mm pour les zones 2 et 3 respectivement. Cependant, une route locale bâtie sur un matériau GC-GM ne montre aucune augmentation de l'épaisseur

de la sous-fondation en fonction du climat. En fait, elle conserve une épaisseur minimale de 300 mm, ce qui permet d'assurer la capacité structurale de la chaussée, le sol d'infrastructure étant trop peu gélif pour influencer l'épaisseur de la sous-fondation. La prochaine section présente le comportement au gel de ces différents types de chaussées lorsqu'elles sont soumises à l'effet d'une diminution progressive de l' $IG_a$ .

### 6.1.2 Détermination de l'évolution de la profondeur de gel et du soulèvement au gel associé

Une fois la conception des chaussées réalisée, il est désormais possible d'exécuter les simulations. Comme il a été mentionné précédemment, les simulations consistent à abaisser progressivement l' $IG_a$  en fonction du temps selon les taux annuels de réduction des  $IG_a$  obtenus au chapitre 4. Il est ainsi possible d'analyser le comportement de l'ensemble des chaussées par rapport à une réduction progressive de l' $IG_a$ . La période d'analyse choisie est de 40 ans et suit l'évolution des chaussées entre 2010 et 2050. Dans un premier temps, la profondeur de gel est analysée. Les résultats obtenus sont présentés sous forme de graphique. La figure 6.1 ci-dessous présente l'évolution de la profondeur de gel pour une route régionale dans la zone 1, où les trois types sols sont représentés. Il est possible de voir que la profondeur de gel est maximale en 2010 et minimale en 2050. L'évolution de la réduction de la profondeur de gel dans la structure de chaussée suit une trajectoire linéaire. L'ensemble des résultats pour chacune des zones est disponible à l'annexe G. Toutes les chaussées simulées montrent le même comportement, soit une réduction continue et linéaire de la profondeur de gel.

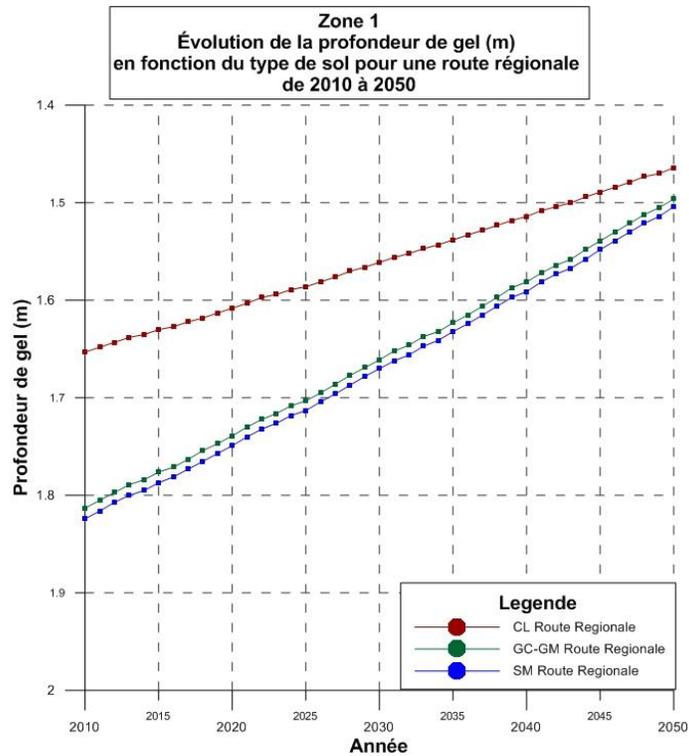


Figure 6-1 : Évolution de la profondeur de gel en fonction du temps et du type de sol pour une route régionale de 2010 à 2050

La prochaine étape consiste à vérifier, de la même façon, l'évolution du soulèvement au gel associé à la diminution de la profondeur de gel. La figure 2 présente les résultats de l'évolution du soulèvement en fonction du temps et pour une route régionale dans la zone 1. Sur cette figure, trois courbes sont illustrées, soit celles pour une route construite sur un sol CL, SM fin et GC-GM. Encore une fois, il est possible de constater que les courbes d'évolution du soulèvement décroissent toutes linéairement. L'ensemble des résultats, tous semblables, pour chacune des zones et des types de routes est disponible à l'annexe G.

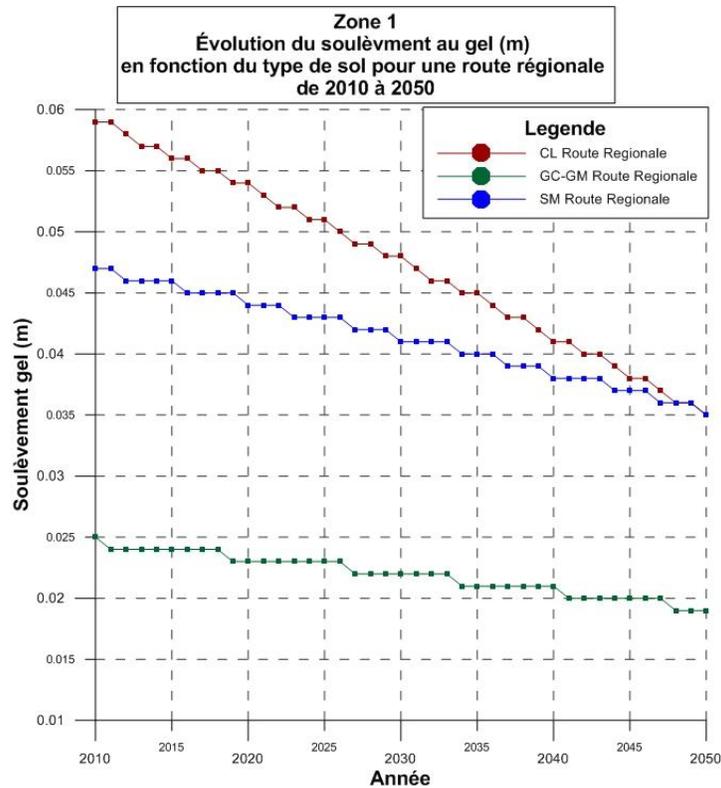


Figure 6-2 : Évolution du soulèvement au gel en fonction du temps et du type de sol pour la zone 1 pour la période 2010-2050

## 6.2 Quantification de l'endommagement lié à l'abaissement du soulèvement au gel

La prochaine étape consiste à analyser l'endommagement associé à une diminution du soulèvement au gel. Cette analyse a pour but de quantifier la détérioration des différentes structures de chaussées simulées en fonction du soulèvement au gel et en contexte de changements climatiques. De plus, cette quantification de l'endommagement liée au soulèvement permettra également d'évaluer la performance des routes conçues à l'aide d'un facteur de correction de l'IG<sub>a</sub>. Les résultats de performance obtenus permettront ainsi de faire une étude comparative de l'utilisation du modèle actuel par rapport à l'application d'un facteur de correction. Cette section présente ce modèle d'endommagement ainsi que les résultats d'endommagement obtenus pour les simulations précédentes.

## 6.2.1 Modèle d'endommagement $\Delta IRI$ versus soulèvement au gel

Pour évaluer l'endommagement des chaussées associé au soulèvement au gel, une relation (figure 6.3) a été établie dans Doré et Zubeck (2009). Il s'agit d'un graphique mettant en relation le soulèvement au gel (mm) par rapport au taux de détérioration annuelle de l'uni (quantifié par l'Indice de Rugosité International IRI) de la chaussée (m/km/an). Ainsi, pour un soulèvement donné, un taux de détérioration de l'indice de rugosité international est donné ( $\Delta IRI/\Delta t$ ). Cette relation est basée sur l'observation de différentes sections de route au Québec.

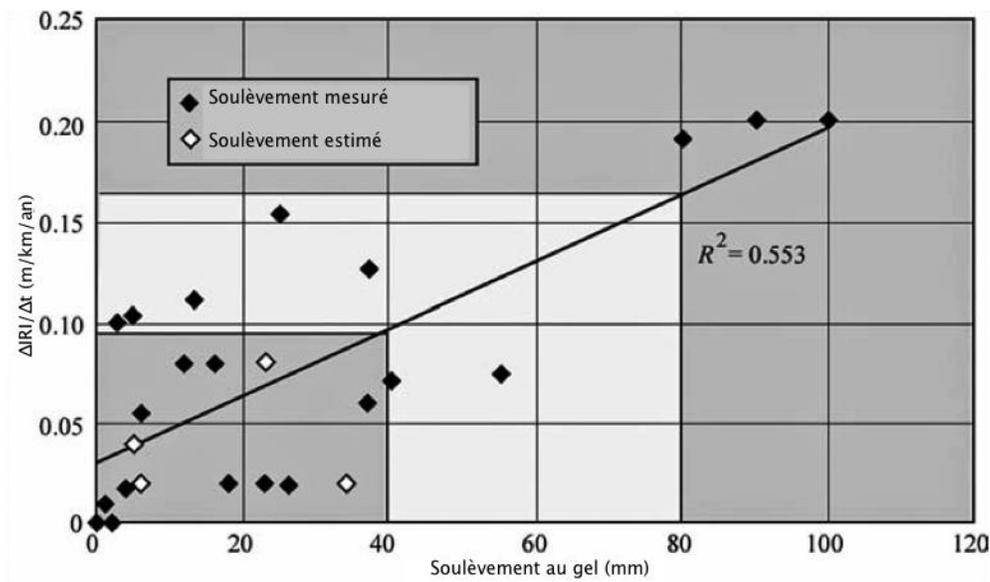


Figure 6-3: Relation entre le soulèvement au gel et l'évolution du taux de détérioration de l'IRI pour différentes sections de routes au Québec (Tirée de Doré et Zubeck, 2009)

La relation tirée de ces mesures expérimentales sur les chaussées est donnée la suivante :

Équation 6.1

$$\Delta IRI/\Delta t = 0,0017 * h + 0,0297$$

Où  $\Delta IRI/\Delta t$  est le taux annuel de détérioration de l'IRI (m/km/an) et  $h$  est le soulèvement au gel (mm). La valeur du coefficient de détermination liée à cette tendance est 0,553. Cette valeur peut être expliquée par la dispersion considérable des points sur ce graphique reliée au fait que le soulèvement au gel n'est pas le seul facteur causant la détérioration de l'uni de la chaussée. La fissuration transversale, l'effet du trafic, le

soulèvement au gel des fissures, de même que la variabilité des propriétés des sols d'infrastructure et des matériaux sont tous des facteurs qui peuvent également avoir une influence sur le taux d'augmentation du  $\Delta IRI$  (Doré et Zubeck, 2009). Cependant, étant donné le peu d'outils existant pour évaluer les conséquences du soulèvement au gel sur une chaussée, cette relation est considérée comme acceptable.

## 6.2.2 Détermination de l'évolution de l'endommagement

Une fois la relation d'endommagement déterminée, il est désormais possible de quantifier l'endommagement associé aux soulèvements au gel pour les routes simulées dans ce chapitre. Pour ce faire, il est nécessaire d'évaluer le  $\Delta IRI/\Delta t$  lié aux valeurs annuelles de soulèvement au gel en fonction du type de route et de sol analysé. La figure 6.4 présente l'évolution du taux d'endommagement en fonction du temps pour une route régionale construite dans la zone 1. Encore une fois, il est possible de voir que le taux d'endommagement en fonction du temps suit une tendance linéaire. Les résultats obtenus pour les autres types de route ainsi que pour les autres zones sont disponibles à l'annexe G.

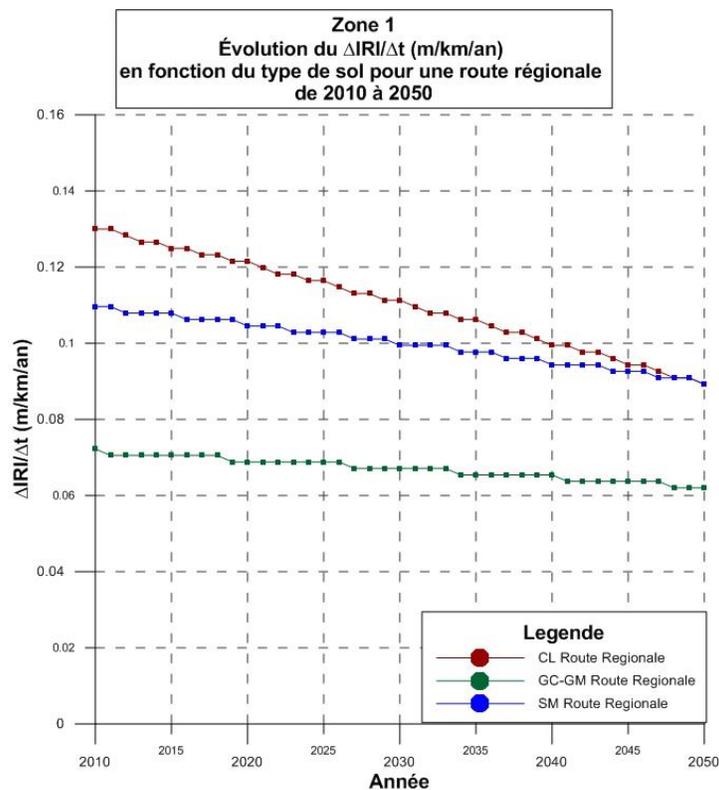


Figure 6-4 : Évolution du taux d'endommagement du  $\Delta IRI$  en fonction du temps et du type de sol pour la zone 1

### 6.3 Établissement d'une méthode d'ajustement des $IG_a$

Dans les sections précédentes, des simulations évaluant le comportement de différents types de chaussées soumis à l'effet d'une diminution de l' $IG_a$  ont été réalisées. Les résultats obtenus indiquent que l'évolution de la profondeur de gel, du soulèvement au gel ainsi que du taux annuel de détérioration du  $\Delta IRI$  évoluent linéairement en fonction du temps. À l'aide de cette information, il est désormais envisageable d'établir une méthode d'ajustement des  $IG_a$  pour tenir compte de leur diminution en fonction du temps lorsqu'ils sont utilisés en conception de chaussées. La première méthode envisagée était d'élaborer un « facteur de réduction » composé. Celui-ci agirait sur la prédiction de l' $IG$  de conception de la même façon que le facteur d'accroissement utilisé pour du calcul de volume de trafic. Cependant, puisque les réductions de l' $IG_a$  et de l'endommagement évoluent de façon linéaire, il semblait plus convivial d'utiliser l'indice de gel moyen ( $IG_{a\text{ moy}}$ ) qui serait déterminé à partir de la durée de vie utile de la chaussée conçue. Cette méthode consiste à prendre l'indice de gel de la période de référence ( $IG_{a\text{ ref}}$ ) et d'y soustraire le changement de l'indice de gel de l'air ( $\Delta IG_a$ ) attendu à l'année coïncidant avec la moitié de la durée de vie utile de la chaussée. Selon cette approche, l' $IG_{a\text{ moy}}$  peut être déterminé à l'aide des deux formules suivantes :

#### Équation 6.2

$$IG_{a\text{ moy}} = IG_{\text{ref}} - \Delta IG_a$$

#### Équation 6.3

$$\Delta IG_a = (A_a - A_r)m + (n * m) / 2$$

Où  $A_a$  est l'année actuelle de conception,  $A_r$  est l'année de l'indice de gel de référence (2000),  $m$  est la pente de l'évolution du changement de l'indice de gel (déterminée au chapitre 5) et  $n$  est la durée de vie utile de la chaussée. Ainsi, l'application d'un  $IG_{a\text{ moy}}$  pour la conception d'une chaussée impliquerait des dommages plus importants en début de vie en raison du sous-dimensionnement de la couche de sous-fondation. Cependant, cet endommagement serait par la suite compensé par des soulèvements moins importants dans la deuxième moitié de vie, puisque la sous-fondation serait surdimensionnée par rapport

au climat. La prochaine section fait la comparaison des performances et des économies entre une chaussée dimensionnée avec l'IG<sub>a</sub> normal et celle conçue avec un IG<sub>a moy</sub>.

### 6.3.1 Analyse comparative d'une conception de chaussée avec la méthode de correction de l'IG<sub>a</sub>

Une fois que la méthodologie de correction de l'IG<sub>a</sub> a été établie, il est important de vérifier quel impact celle-ci est susceptible d'avoir sur le dimensionnement des chaussées, selon les conditions considérées (trafic, climat). De plus, il serait intéressant de comparer la performance des chaussées conçues avec un IG<sub>a</sub> par rapport à celles dimensionnées avec un IG<sub>a</sub> corrigé (IG<sub>a moy</sub>). Ces analyses sont présentées dans les deux prochaines sections.

### 6.3.2 Analyse de l'économie en coût de matériaux utilisés

Lorsqu'une chaussée est conçue à l'aide d'un IG<sub>a</sub> plus faible que celui normalement utilisé, il y a de fortes chances que l'épaisseur de la couche de protection contre le gel soit plus faible. Une analyse comparative a été faite entre des chaussées dimensionnées avec l'IG<sub>a</sub> de 2010 et celui corrigé pour les zones 1, 2 et 3. Encore une fois, les trois types de routes (nationale, régionale et locale) ont été utilisés avec les trois mêmes types de sol (CL, SM, GC-GM). Il est important de noter qu'aucune période de récurrence n'a été appliquée lors de ces simulations. Les résultats obtenus sont présentés au tableau 6.6. Il est possible d'y retrouver les épaisseurs de la couche de sous-fondation (SF) nécessaire pour assurer une protection adéquate de la chaussée contre le gel pour les types de conceptions considérées (IG<sub>a</sub> et IG<sub>a moy</sub>). Les valeurs d'IG<sub>a moy</sub> ont été établies selon la méthodologie présentée et calculées selon les périodes de conception associées aux types de routes considérées. Le soulèvement initial (h) est indiqué pour la chaussée dimensionnée en fonction de l'IG<sub>a</sub> normal. Pour ce qui est de la chaussée conçue avec l'IG<sub>a moy</sub>, le soulèvement au gel moyen (h<sub>moy</sub>), c'est-à-dire le soulèvement attendu à la moitié de la durée de vie est indiquée. Finalement, le tableau montre l'économie en coût de matériau (\$/m<sup>2</sup>) réalisée lorsque l'IG<sub>a moy</sub> est utilisé, la référence du coût du matériau de sous-fondation provient du logiciel *Chaussée2*.

Tableau 6.6 : Épaisseur de la couche de protection contre le gel en fonction du type d'IG<sub>a</sub> utilisé

Zone	Sol	Type route	SF IG <sub>a</sub> (mm)	h (m)	SF IG <sub>a,moy</sub> (mm)	h <sub>moy</sub> (m)	ΔSF (mm)	Gain (\$/m <sup>2</sup> )
1	CL	Nationale	850	0,055	725	0,055	125	1,125
		Régionale	875	0,059	775	0,059	100	0,900
		Locale	825	0,070	725	0,070	100	0,900
	SM	Nationale	300	0,048	300	0,044	0	0
		Régionale	300	0,051	300	0,048	0	0
		Locale	300	0,055	300	0,052	0	0
	GC-GM	Nationale	300	0,022	300	0,021	0	0
		Régionale	300	0,024	300	0,023	0	0
		Locale	300	0,026	300	0,025	0	0
2	CL	Nationale	1025	0,055	900	0,055	125	1,125
		Régionale	1050	0,060	950	0,060	100	0,900
		Locale	1000	0,070	900	0,070	100	0,900
	SM	Nationale	300	0,053	300	0,049	0	0
		Régionale	300	0,056	300	0,053	0	0
		Locale	300	0,060	300	0,057	0	0
	GC-GM	Nationale	300	0,025	300	0,023	0	0
		Régionale	300	0,027	300	0,025	0	0
		Locale	300	0,028	300	0,027	0	0
3	CL	Nationale	1725	0,055	1625	0,055	100	0,900
		Régionale	1725	0,060	1650	0,060	75	0,675
		Locale	1650	0,069	1575	0,069	75	0,675
	SM	Nationale	675	0,055	600	0,055	75	0,675
		Régionale	625	0,060	550	0,060	75	0,675
		Locale	450	0,070	375	0,070	75	0,675
	GC-GM	Nationale	300	0,032	300	0,031	0	0
		Régionale	300	0,034	300	0,033	0	0
		Locale	300	0,035	300	0,034	0	0

D'après les résultats obtenus, une certaine économie en coût de matériau est réalisée avec l'IG<sub>a,moy</sub> lorsque le sol d'infrastructure est un matériau gélif. En effet, dans le cas des chaussées construites sur un matériau CL, l'épaisseur de la sous-fondation peut diminuer de 100 mm pour l'ensemble des zones climatiques, ce qui correspond à une économie de 0,90 \$/m<sup>2</sup> en coûts de matériaux. Cette économie en matériau représente une diminution, en fonction du type de route, de l'ordre de 2 à 4 % du coût total des matériaux pour 1 m<sup>2</sup> de structure de chaussée. Cependant, un matériau peu gélif comme le GC-GM ne montrera aucune diminution de l'épaisseur des couches de sous-fondation puisque le soulèvement associé est bien en dessous des seuils de soulèvement appliqués par le MTQ. En fait, l'épaisseur de 300 mm est assignée pour maintenir la capacité structurale minimale de la chaussée. Il s'agit de l'épaisseur nécessaire pour assurer son fonctionnement tout au long de la durée de vie. Il en est de même pour les routes bâties sur un matériau SM dans les zones 1 et 2. Cependant, dans la zone 3, l'IG<sub>a</sub> est assez rigoureux pour que l'épaisseur de la couche de sous-fondation varie en fonction du critère de soulèvement au gel. En effet, les trois types de chaussées bâties sur un matériau SM dans cette zone doivent limiter leur soulèvement au gel en augmentant l'épaisseur de leur sous-fondation. Ainsi, il est possible de calculer une économie de matériaux lorsqu'un IG<sub>a,moy</sub> est utilisé. L'économie en matériaux utilisés est alors de 0,68 \$/m<sup>2</sup>, soit une

réduction, en fonction du type de route, de l'ordre de 2 à 3 % du coût total des matériaux pour la confection de 1 m<sup>2</sup> de structure de chaussée.

### 6.3.3 Analyse comparative de l'endommagement

Afin de vérifier la fiabilité du facteur de correction, l'analyse comparative de l'endommagement par soulèvement au gel a été effectuée entre les chaussées dimensionnées avec l'IG<sub>a</sub> de référence et celles conçues à l'aide d'un IG<sub>a moy</sub>. Pour ce faire, le modèle de Doré (Doré et Zubeck, 2009) présenté à l'équation 6.1 a été utilisé. Les structures de chaussées analysées sont exactement les mêmes que celles analysées pour le calcul des économies en coûts de matériaux. Pour la chaussée dimensionnée avec l'IG<sub>a</sub> non corrigé, le ΔIRI/Δt a été comptabilisé pour chacune des années de la durée de vie utile de la chaussée, soit de [2010 à 2040] pour les routes nationales et de 2010 à 2035 pour les routes régionales et locales. Pour les chaussées dimensionnées avec un IG<sub>a moy</sub>, l'endommagement total a été calculé en notant le soulèvement moyen attendu à la moitié de la durée de vie utile de la chaussée, cette valeur est ensuite multipliée par la durée de vie de la route. Il est à noter qu'aucune période de récurrence n'a été appliquée sur les IG<sub>a</sub> lors de ces simulations. Le tableau 6.7 présente une compilation des résultats obtenus pour les différents types de routes de la zone 1, 2 et 3. Dans ce tableau, l'endommagement total (ΣΔIRI) est affiché pour les chaussées construites à l'aide d'un IG<sub>a</sub> normal et d'un IG<sub>a moy</sub>. Les valeurs des IG<sub>a moy</sub> et des ΔIRI/Δt moyens y sont également présentées. Finalement, le ratio (%) de l'endommagement total entre une chaussée conçue avec l'IG<sub>a</sub> normal et l'IG<sub>a moy</sub> est donné. Il permet de vérifier la performance d'une chaussée dimensionnée avec un IG<sub>a moy</sub> par rapport à un dimensionnement normal de la chaussée. Ce ratio est donné par la relation suivante :

Équation 6.4

$$Ratio (\%) = \frac{\Sigma \Delta IRI_{IG_a}}{\Sigma \Delta IRI_{IG_a \text{ moy}}} \times 100$$

Tableau 6.7: Comparaison de l'endommagement total par soulèvement différentiel obtenu avec des chaussées conçue avec l'IG<sub>a</sub> normal et moyen pour la zone 1

	Sol	Type route	Durée (ans)	IG <sub>a</sub>		IG <sub>a</sub> moy				Ratio	(%)
				ΣΔIRI (m/km)		IG <sub>a</sub> moy (°C·J)	ΔIRI/ΔI <sub>moy</sub> (m/km/an)	ΣΔIRI moy (m/km)	ΣΔIRI <sub>moy</sub> (m/km)		
Zone 1	CL	Nationale	30	3,347		876	0,123	3,696		90,6	93,3
		Régionale	25	3,071	3,315	899	0,130	3,250	3,555	94,5	
		Locale	25	3,528		899	0,149	3,718		94,9	
	SM	Nationale	30	3,212		876	0,105	3,135		102,5	103,1
		Régionale	25	2,885	3,047	899	0,111	2,783	2,957	103,7	
		Locale	25	3,043		899	0,118	2,953		103,1	
	GC-GM	Nationale	30	2,024		876	0,065	1,962		103,2	103,5
		Régionale	25	1,787	1,893	899	0,069	1,720	1,829	103,9	
		Locale	25	1,867		899	0,072	1,805		103,4	
Zone 2	CL	Nationale	30	3,374		1035	0,123	3,696		91,3	93,1
		Régionale	25	3,077	3,321	1059	0,132	3,293	3,569	93,5	
		Locale	25	3,513		1059	0,149	3,718		94,5	
	SM	Nationale	30	3,493		1035	0,113	3,390		103,0	103,6
		Régionale	25	3,125	3,297	1059	0,120	2,995	3,183	104,3	
		Locale	25	3,275		1059	0,127	3,165		122,2	
	GC-GM	Nationale	30	2,148		1035	0,069	2,064		104,1	104,3
		Régionale	25	1,893	2,002	1059	0,072	1,805	1,920	104,8	
		Locale	25	1,964		1059	0,076	1,890		103,9	
Zone 3	CL	Nationale	30	3,505		1763	0,123	3,696		94,8	97,0
		Régionale	25	3,207	3,448	1792	0,132	3,293	3,555	97,4	
		Locale	25	3,632		1792	0,147	3,675		98,8	
	SM	Nationale	30	3,615		1763	0,123	3,696		97,8	99,2
		Régionale	25	3,266	3,542	1792	0,132	3,293	3,569	99,2	
		Locale	25	3,744		1792	0,149	3,718		100,7	
	GC-GM	Nationale	30	2,536		1763	0,082	2,472		102,6	103,2
		Régionale	25	2,209	2,341	1792	0,086	2,145	2,268	103,0	
		Locale	25	2,278		1792	0,088	2,188		104,2	

Dans cette analyse, il est important de noter que seulement les routes bâties sur un matériau CL et celles construites sur un sol SM dans la zone 3 ont une épaisseur de protection contre le gel diminuée lorsque l'IG<sub>a</sub> moy est utilisé. Les autres types de chaussées ont exactement les mêmes épaisseurs de couches pour les deux IG<sub>a</sub> utilisés. Pour les chaussées ayant un matériau CL comme sol d'infrastructure, le ratio de l'endommagement moyen varie de 93,08 à 97,02 % pour les trois zones. Cela signifie approximativement que l'endommagement total du ΔIRI est supérieur de 0,25 m/km lorsqu'un IG<sub>a</sub> moy corrigé est utilisé. L'endommagement est donc très semblable pour les deux méthodes. En ce qui concerne les chaussées construites sur un matériau SM dans la zone 3, le ratio est de 99,24 %, ce qui signifie que l'endommagement total en ΔIRI d'une chaussée dimensionnée avec IG<sub>a</sub> moy est supérieur de seulement

0,03 m/km. L'endommagement est donc également similaire pour les deux types de conception. Finalement, pour les chaussées bâties sur un matériau GC-GM des zones 1, 2 et 3 de même que celles construites sur un SM dans les zones 1 et 2, l'épaisseur de protection contre le gel demeure inchangée dans les deux cas considérés. L'endommagement total devrait donc être le même, peu importe le type d' $IG_a$  moy. Les ratios obtenus varient de 103,07 à 104,28 % pour ces chaussées, ce qui signifie que la différence d'endommagement total en  $\Delta IRI$  est 0,08 m/km. L'endommagement obtenu est donc aussi très similaire, ce qui signifie que la méthode de correction semble cohérente.

## 6.4 Conclusion

Dans ce chapitre, il a été possible de déterminer un facteur de correction de l' $IG_a$  permettant de prendre en compte l'effet de l'augmentation du réchauffement hivernal sur les routes au cours des prochaines décennies. Pour ce faire, il a tout d'abord fallu déterminer les effets du gel sur la chaussée en fonction du temps. Des simulations exécutées à l'aide du logiciel *Chaussée2* ont permis de conclure que la profondeur de gel, le soulèvement au gel de même que l'endommagement associé vont tous évoluer de façon linéaire dans le futur. Il a ainsi été possible de déterminer qu'un  $IG_a$  pris à la moitié de la durée de vie de la chaussée ( $IG_a$  moy) semble cohérent. Il permet notamment de faire une certaine économie en coûts de matériaux en réduisant l'épaisseur de la couche de protection contre le gel sans nécessairement augmenter l'endommagement de façon significative. Cependant, il est important de considérer que les méthodes d'évaluation d'endommagement sont très limitées. Par conséquent, il serait souhaitable de soumettre cette méthode de dimensionnement à d'autres analyses d'endommagement si celles-ci s'avèrent disponibles.



# Chapitre 7 Évaluation des effets positifs des changements climatiques sur les structures de chaussées

Les résultats des simulations climatiques présentés au chapitre 3 démontrent clairement une augmentation soutenue des températures hivernales au cours des prochaines décennies. Tout porte à croire que cette tendance pourra avoir certains effets bénéfiques sur les structures de chaussées, notamment par la réduction du soulèvement au gel durant l'hiver. Dans ce chapitre, une analyse des effets potentiellement positifs du réchauffement hivernal est réalisée. Ce chapitre se divise en deux parties. La première section décrit la méthodologie utilisée pour quantifier la diminution du soulèvement au gel sur les chaussées au Québec. La seconde section détaille la méthode sélectionnée pour quantifier l'endommagement attendu et l'augmentation de la durée de vie relative des structures de chaussées pour les différentes zones d'étude. Les résultats de soulèvement, d'endommagement et d'augmentation de durée de vie relative qui ont été obtenus sont présentés et discutés à la fin de chacune de ces deux parties.

## 7.1 Quantification du soulèvement au gel

Une diminution progressive des  $IG_a$  pour le sud du Québec signifie que les hivers deviendront de moins en moins rigoureux au cours des prochaines décennies. La pénétration du front de gel dans les sols d'infrastructures des routes sera moins importante. Il est alors possible de s'attendre à une diminution progressive du soulèvement au gel. Comme il a été mentionné précédemment, celui-ci est essentiellement causé par la formation de glace de ségrégation dans les sols ayant une forte gélivité. Par conséquent, le réchauffement hivernal devrait impliquer une réduction des soulèvements au gel, et plus particulièrement le soulèvement au gel différentiel, une cause importante de la dégradation de l'uni des chaussées. Pour confirmer cette hypothèse, une série de simulations évaluant le comportement au gel des chaussées a été effectuée à l'aide du programme de conception des chaussées flexibles *Chaussée2*. La méthodologie appliquée lors de ces simulations est décrite dans les prochaines sous-sections.

### 7.1.1 Utilisation du logiciel *Chaussée2*

Comme il a été mentionné au chapitre 5, le logiciel *Chaussée2* permet de faire la conception de chaussées selon différents paramètres tels que le type de route, la durée de vie, le type de sol d'infrastructure, etc. Pour quantifier la diminution du soulèvement au gel, les simulations réalisées font varier le type de sols et de routes pour chacune des zones climatiques à l'étude. Il s'agit des mêmes paramètres de conception sélectionnés que pour les simulations effectuées au chapitre 5. Ainsi, trois types de routes ont été choisis, soit des routes de type national, régional et local. Ce choix permet d'avoir une vue générale du comportement des chaussées pour l'ensemble du réseau routier du sud du Québec. La classe de trafic et leur durée de vie, exprimées en termes d'année et d'ÉCAS, sont affichées au tableau 7.1. Les sols d'infrastructures choisis sont, quant à eux, un CL, un SM et un GC-GM, soient trois matériaux représentatifs de ceux retrouvés sur le territoire québécois. La gélivité de ces trois matériaux peut être considérée respectivement comme élevée, moyenne et faible. Les caractéristiques physiques et thermiques de ces matériaux sont données au tableau 7.2.

**Tableau 7.1 : Type de routes analysées pour la quantification d'une réduction du soulèvement au gel**

Type de route	Classe de trafic	Durée ans	Écas M
Nationale	5 000 – 20 000	30	5,0
Régionale	2 000 – 3 000	25	2,0
Locale	< 1 000	25	0,5

**Tableau 7.2: Caractéristiques des sols d'infrastructure utilisés pour la quantification d'une réduction du soulèvement au gel**

Type de sol	Mr effectif MPa	SP <sub>0</sub> mm <sup>2</sup> /°kh	a MPa <sup>-1</sup>	ρ <sub>d</sub> Kg/m <sup>3</sup>	k <sub>f</sub> J/s.m.°k	S <sub>r</sub> %	L <sub>f</sub> Wh/m <sup>3</sup>
CL I <sub>p</sub> ≤ 12 (IL < 0,9)	36	5,0	10,0	1300	2,29	99	42 265
SM fin	45	4,0	11,0	1800	2,39	82	21 802
GC-GM	87	2,0	15	1800	2,14	79	21 519

#### 7.1.1.1 Utilisation des résultats des simulations climatiques

Une fois les paramètres de base sélectionnés, il faut maintenant dimensionner l'épaisseur de la sous-fondation pour assurer la protection nécessaire contre le soulèvement au gel. Pour déterminer l'épaisseur des chaussées analysées, l'IG<sub>a</sub> de la période de référence [1971-2000] pour chacune des zones d'étude a été choisie. Les valeurs de ces IG<sub>a</sub> sont disponibles au tableau 7.3. Les dimensions finales de chacune des chaussées qui seront soumises aux simulations sont données au tableau 7.4.

Tableau 7.3 : Indice de gel de l'air moyen pour les périodes de référence pour chacune des zones d'études

Zone	IG <sub>a</sub> (°C·J) 1971-2000
1	1070
2a	1285
2b	1527
2c	1065
3	2004

Tableau 7.4 : Épaisseur des couches des chaussées analysées pour quantifier l'effet d'une réduction du soulèvement au gel

Sol	Route	Couche	Zone 1 Épaisseur (mm)	Zone 2a Épaisseur (mm)	Zone 2b Épaisseur (mm)	Zone 2c Épaisseur (mm)	Zone 3 Épaisseur (mm)
CI	Nationale	E.B.			170		
		MG-20			250		
		MG-112	925	1150	1375	925	1825
CI	Régionale	E.B.			130		
		MG-20			225		
		MG-112	950	1175	1400	950	1825
CI	Locale	E.B.			90		
		MG-20			200		
		MG-112	900	1125	1325	900	1750
SM	Nationale	E.B.			170		
		MG-20			250		
		MG-112	600	625	650	600	725
SM	Régionale	E.B.			130		
		MG-20			225		
		MG-112	550	600	500	550	675
SM	Locale	E.B.			90		
		MG-20			200		
		MG-112	525	550	575	525	625
GC-GM	Nationale	B.B.			170		
		MG-20			250		
		MG-112	325	350	375	325	425
GC-GM	Régionale	E.B.			130		
		MG-20			225		
		MG-112	325	350	375	325	400
GC-GM	Locale	E.B.			90		
		MG-20			200		
		MG-112	325	325	350	325	375

Dans le tableau 7.4, il est possible de voir que les épaisseurs des couches de revêtement et de fondation granulaire sont toujours les mêmes puisqu'elles sont calculées en fonction de la capacité structurale nécessaire selon les paramètres de la chaussée. La couche de sous-fondation quant à elle est ajustée en fonction du critère du soulèvement au gel admissible spécifié par les normes du MTQ. Pour une route ayant les mêmes paramètres, il est possible de constater que l'épaisseur de la sous-fondation a tendance à augmenter proportionnellement à la valeur de l'IG<sub>a</sub>.

Une fois les chaussées dimensionnées, il est désormais possible de faire varier le climat en imposant les  $IG_a$  projetés des prochaines décennies sur les chaussées dimensionnées avec *Chaussée2*. Pour chacune des périodes projetées, les scénarios optimistes, pessimistes et médians sont appliqués dans les simulations pour mesurer la profondeur et le soulèvement au gel associé. Il est important de noter que ces trois scénarios sont définis par le 95<sup>e</sup>, le 5<sup>e</sup> et le 50<sup>e</sup> percentile des résultats des simulations climatiques réalisées pour ce projet. Les  $IG_a$  utilisés pour ces simulations sont affichés au tableau 7.5.

**Tableau 7.5 : Changement de l'indice de gel en fonction des années pour l'ensemble des zones**

Zone	Période	Médiane (°C·J)	95e percentile (°C·J)	5e percentile (°C·J)
1	2001-2030	-154	-67	-222
	2011-2040	-209	-94	-262
	2021-2050	-264	-195	-363
	2031-2060	-346	-236	-461
2a	2001-2030	-148	-82	-228
	2011-2040	-205	-108	-265
	2021-2050	-253	-203	-365
	2031-2060	-344	-243	-444
2b	2001-2030	-175	-72	-228
	2011-2040	-223	-122	-301
	2021-2050	-313	-240	-419
	2031-2060	-390	-275	-540
2c	2001-2030	-176	-36	-227
	2011-2040	-233	-95	-271
	2021-2050	-293	-178	-376
	2031-2060	-368	-222	-494
3	2001-2030	-193	-95	-253
	2011-2040	-262	-144	-333
	2021-2050	-338	-265	-459
	2031-2060	-432	-293	-579

### 7.1.2 Résultats obtenus

Les simulations avec *Chaussée2* ont permis d'obtenir une estimation de la profondeur et du soulèvement au gel pour chacun des horizons climatiques projetés. Les résultats obtenus pour la profondeur de gel de zone 1 sont affichés au tableau 7.6 et ceux du soulèvement au tableau 7.7. Les résultats des autres zones d'études sont présentés à l'annexe H. Les valeurs de profondeur de gel et du soulèvement associé sont maximales pour la période de référence et diminuent progressivement avec l'éloignement des horizons

climatiques. Les valeurs de soulèvement les plus importantes ont lieu dans les routes ayant un CL comme sol d'infrastructure, ce qui est normal puisqu'il s'agit du matériau ayant la plus forte gélivité. Les soulèvements ont tendance à diminuer selon la gélivité du sol d'infrastructure. Ainsi, les simulations pour les routes bâties sur un SM montrent plus de soulèvements que celles construites sur un GC-GM. De plus, la moyenne des soulèvements pour les sols peu gélifs a tendance à être plus élevée lorsque les chaussées se trouvent dans des zones montrant des  $IG_a$  plus élevés. Par exemple, les soulèvements des chaussées de la zone 3 bâties sur un matériau GC-GM sont plus importants que ceux des équivalents des zones 1 et 2.

**Tableau 7.6 : Estimation de la profondeur de gel (m) en fonction du type de route et de sol d'infrastructure pour différents horizons climatiques de la zone 1**

Période	CL								
	95 <sup>e</sup> percentile			5 <sup>e</sup> percentile			Médiane		
	Nationale	Régionale	Locale	Nationale	Régionale	Locale	Nationale	Régionale	Locale
1971-2000	1,747	1,740	1,700	1,747	1,740	1,700	1,747	1,740	1,700
2001-2030	1,711	1,704	1,662	1,622	1,612	1,565	1,661	1,653	1,607
2011-2040	1,694	1,686	1,643	1,599	1,588	1,540	1,630	1,620	1,574
2021-2050	1,638	1,628	1,583	1,539	1,526	1,474	1,598	1,588	1,540
2031-2060	1,614	1,604	1,557	1,479	1,465	1,409	1,550	1,538	1,487
<b>SM</b>									
1971-2000	1,935	1,933	1,941	1,935	1,933	1,941	1,935	1,933	1,941
2001-2030	1,876	1,873	1,880	1,727	1,721	1,725	1,793	1,789	1,794
2011-2040	1,848	1,845	1,851	1,687	1,680	1,684	1,741	1,735	1,740
2021-2050	1,754	1,748	1,746	1,583	1,572	1,574	1,686	1,679	1,683
2031-2060	1,713	1,707	1,711	1,476	1,463	1,462	1,602	1,592	1,594
<b>GC-GM</b>									
1971-2000	1,889	1,898	1,909	1,889	1,898	1,909	1,889	1,898	1,909
2001-2030	1,830	1,838	1,848	1,679	1,685	1,694	1,746	1,753	1,763
2011-2040	1,802	1,809	1,820	1,638	1,644	1,653	1,692	1,699	1,708
2021-2050	1,706	1,712	1,722	1,530	1,535	1,543	1,637	1,699	1,651
2031-2060	1,665	1,671	1,680	1,420	1,424	1,430	1,550	1,555	1,563

**Tableau 7.7 : Estimation du soulèvement au gel (mm) en fonction du type de route et de sol d'infrastructure pour différents horizons climatiques de la zone 1**

Période	CL								
	95 <sup>e</sup> percentile			5 <sup>e</sup> percentile			Médiane		
	Nationale	Régionale	Locale	Régional			Nationale	Régionale	Locale
1971-2000	0,055	0,059	0,069	0,055	0,059	0,069	0,055	0,059	0,069
2001-2030	0,050	0,053	0,065	0,041	0,045	0,054	0,046	0,050	0,059
2011-2040	0,048	0,050	0,063	0,039	0,043	0,052	0,043	0,046	0,056
2021-2050	0,043	0,043	0,056	0,032	0,036	0,045	0,039	0,043	0,052
2031-2060	0,040	0,041	0,053	0,027	0,030	0,039	0,033	0,037	0,046
<b>SM</b>									
1971-2000	0,043	0,049	0,053	0,043	0,049	0,053	0,043	0,049	0,053
2001-2030	0,041	0,045	0,051	0,037	0,041	0,046	0,039	0,043	0,049
2011-2040	0,040	0,043	0,050	0,036	0,040	0,045	0,038	0,042	0,047
2021-2050	0,038	0,040	0,047	0,033	0,037	0,042	0,036	0,04	0,045
2031-2060	0,036	0,039	0,046	0,030	0,034	0,039	0,033	0,037	0,042
<b>GC-GM</b>									
1971-2000	0,025	0,027	0,030	0,025	0,027	0,030	0,025	0,027	0,03
2001-2030	0,024	0,026	0,029	0,023	0,024	0,026	0,024	0,025	0,028
2011-2040	0,024	0,025	0,028	0,022	0,024	0,026	0,023	0,025	0,027
2021-2050	0,023	0,024	0,027	0,021	0,022	0,024	0,022	0,024	0,026
2031-2060	0,022	0,023	0,026	0,019	0,021	0,023	0,021	0,022	0,025

Il est possible de comparer la différence de soulèvement entre la période de référence et les périodes projetées pour les simulations d'une même zone, et ce, en faisant varier différents critères. Par exemple, pour des chaussées ayant le même type de sol, la différence de soulèvement est minime bien que l'influence du type de route soit négligeable. Cependant, le type de sol d'infrastructure a une influence considérable sur la différence de soulèvement entre la période de référence et les périodes projetées. Pour la zone 1, la différence moyenne de soulèvement entre la période initiale et celle de [2011-2040] pour des chaussées construites sur des matériaux CL, SM et GC-GM est respectivement de 9, 5 et 2 mm. Des constats similaires sont observés pour les chaussées situées dans les autres zones d'études.

Les résultats obtenus sont également présentés sous forme graphique. Les figures 7.1 et 7.2 résument la moyenne des profondeurs de gel et de soulèvement pour chacun des scénarios de la zone 1. Les graphiques équivalents pour les autres zones d'étude sont disponibles à l'annexe H.

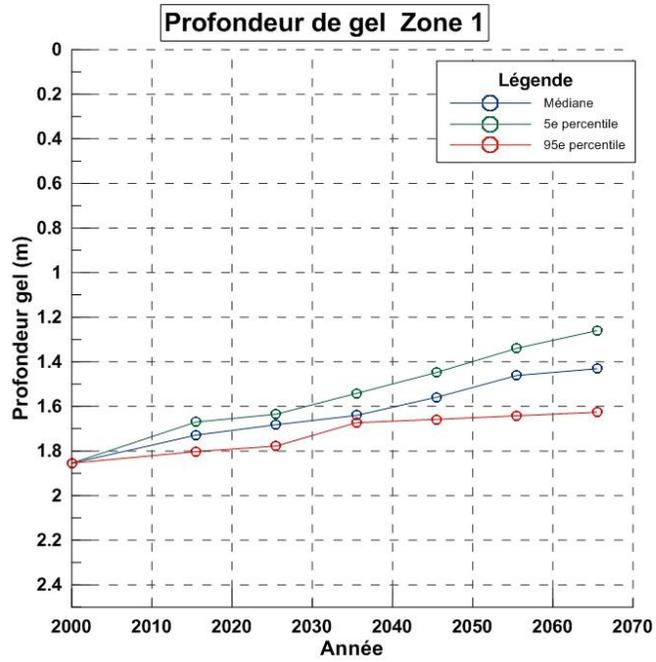


Figure 7-1 : Évolution de la profondeur de gel moyenne pour la zone 1

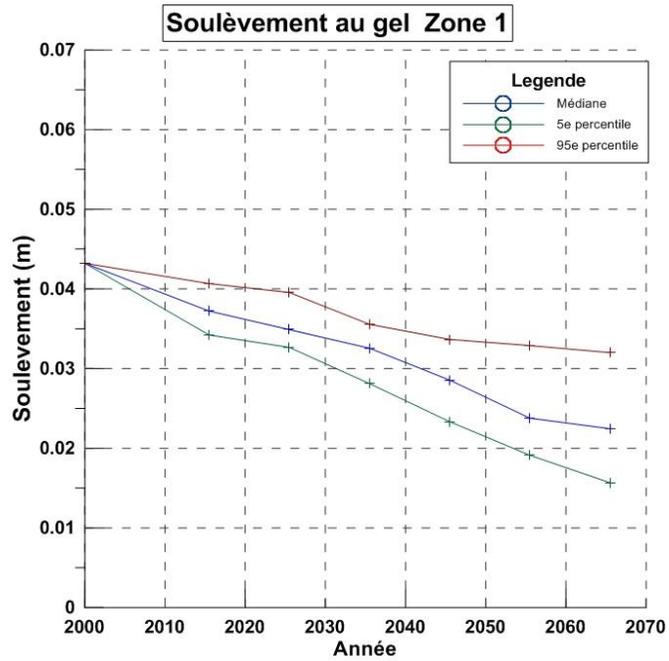


Figure 7-2 : Évolution du soulèvement au gel moyen pour la zone 1

Ayant désormais connaissance des soulèvements moyens attendus durant les prochaines décennies pour les différentes zones d'études, il est maintenant nécessaire de quantifier la réduction de l'endommagement associé à ce phénomène. La prochaine section décrit la méthode utilisée.

## 7.2 Quantification de l'endommagement

La méthode choisie pour quantifier l'endommagement est la même que celle appliquée à la section 6.3.1, soit une analyse comparative de l'endommagement associé à l'utilisation d'une méthode d'ajustement de l'IG<sub>a</sub>. L'outil utilisé est le modèle développé par Doré (Doré et Zubeck, 2009) présenté à la figure 6.3. Le calcul de l'endommagement associé au soulèvement de chacune des simulations de chaussées a été réalisé à l'aide de l'équation 6.1. Les résultats obtenus pour la zone 1 sont affichés au tableau 7.8. Les résultats de  $\Delta\text{IRI}/\Delta t$  obtenus pour les autres zones sont disponibles à l'annexe H. La figure 7.3 résume sous forme graphique les résultats du taux annuel d'endommagement du  $\Delta\text{IRI}$  attendu en fonction des scénarios optimistes, pessimistes et médians pour la zone 1. Les graphiques illustrant les résultats des autres zones sont présentés à l'annexe H. Selon les résultats obtenus, la différence d'endommagement entre la période de référence et celles projetées semble assez similaire.

**Tableau 7.8 : Résultats du taux annuel de détérioration du  $\Delta\text{IRI}/\Delta t$  (m/km/an) pour l'ensemble des chaussées simulées pour la zone 1**

Période	CL								
	95 <sup>e</sup> percentile			5 <sup>e</sup> percentile			Médiane		
	National	Régional	Local	National	Régional	Local	National	Régional	Local
1971-2000	0,123	0,132	0,149	0,123	0,132	0,149	0,123	0,132	0,149
2001-2030	0,116	0,123	0,140	0,096	0,105	0,120	0,105	0,113	0,130
2011-2040	0,113	0,120	0,137	0,093	0,099	0,115	0,099	0,106	0,122
2021-2050	0,101	0,108	0,125	0,079	0,086	0,101	0,091	0,099	0,115
2031-2060	0,096	0,103	0,118	0,065	0,072	0,086	0,081	0,088	0,103
<b>SM</b>									
1971-2000	0,094	0,103	0,111	0,094	0,103	0,111	0,094	0,103	0,111
2001-2030	0,091	0,099	0,108	0,082	0,091	0,098	0,086	0,094	0,103
2011-2040	0,089	0,098	0,106	0,081	0,088	0,096	0,082	0,091	0,099
2021-2050	0,084	0,093	0,099	0,074	0,082	0,089	0,079	0,088	0,096
2031-2060	0,081	0,089	0,098	0,067	0,074	0,082	0,074	0,082	0,089
<b>GC-GM</b>									
1971-2000	0,069	0,072	0,076	0,069	0,072	0,076	0,069	0,072	0,076
2001-2030	0,067	0,071	0,074	0,064	0,067	0,069	0,065	0,069	0,072
2011-2040	0,067	0,071	0,072	0,062	0,065	0,069	0,064	0,067	0,071
2021-2050	0,064	0,067	0,071	0,059	0,062	0,065	0,062	0,067	0,069
2031-2060	0,064	0,065	0,069	0,057	0,059	0,062	0,060	0,062	0,065

Le tableau 7.8 montre une diminution notable du taux de détérioration de l'IRI pour périodes projetées par rapport à la période de référence. En comparant la différence d'endommagement entre la période de référence et celle de [2011-2040], il est possible d'observer que la réduction de l'endommagement est plus importante pour les chaussées bâties sur un matériau CL. De plus, la différence d'endommagement diminue en fonction de la gélivité des sols. À titre d'exemple, pour les simulations utilisant le 95<sup>e</sup> percentile, la différence moyenne du  $\Delta IRI/\Delta t$  est de 0,011 m/km/an pour les routes ayant un CL comme sol d'infrastructure, elle est de 0,005 et de 0,002 m/km/an pour les chaussées conçues sur des matériaux SM et GC-GM respectivement. La figure 7.3 résume l'abaissement du taux d'endommagement moyen pour les simulations effectuées dans la zone 1. Les figures semblables présentant les résultats pour les autres zones sont disponibles à l'annexe H.

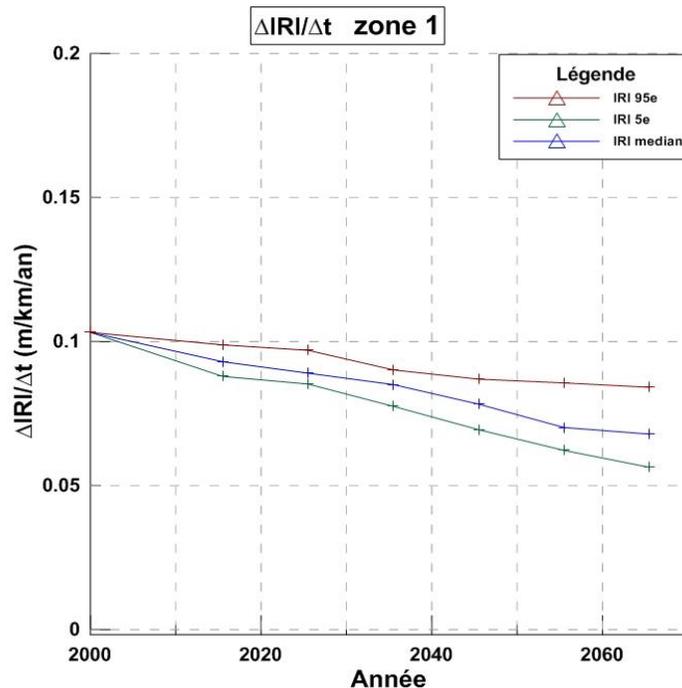


Figure 7-3 : Moyenne de l'évolution du taux d'endommagement annuel du  $\Delta IRI/\Delta t$  en fonction du 95<sup>e</sup>, du 5<sup>e</sup> et du 50<sup>e</sup> percentile des simulations climatiques de la zone 1

Une fois les résultats d'endommagement déterminés, il est nécessaire de quantifier l'impact de ces résultats. Dans ce cas-ci, il s'agit d'estimer le pourcentage d'augmentation de durée de vie relative des chaussées causé par une diminution du soulèvement au gel. La prochaine section décrit la méthode utilisée.

## 7.3 Détermination de l'augmentation de durée de vie relative

Les résultats de la section précédente montrent une diminution significative du taux de détérioration de l'IRI pour la période [2011-2040], et ce, par rapport à la période de référence. Bien que des résultats d'endommagement aient été obtenus pour d'autres périodes projetées ([2001-2030], [2021-2050] et [2031-2060]), la période d'intérêt pour ce projet est celle de [2011-2040]. Le choix de cette période repose sur le fait qu'il s'agit de la période actuelle et qu'il convient de quantifier l'impact des C. C. pour l'environnement bâti d'aujourd'hui pour les années à venir.

Une approche simple et efficace pour quantifier la diminution du soulèvement au gel est d'analyser le pourcentage d'augmentation de durée de vie relative. Pour ce faire, il faut tout d'abord déterminer la durée de vie des chaussées de la période de référence qui ne subiraient pas les effets des C. C. Ensuite, il faut effectuer le même exercice, mais pour des chaussées soumises à une réduction du soulèvement au gel par l'effet des C. C. Le rapport entre la durée de vie des chaussées de la période de référence et celle des chaussées soumises au climat des périodes projetées permettra de déterminer l'augmentation de durée de vie relative.

### 7.3.1 Utilisation du seuil d'intervention de l'IRI

Pour déterminer la durée de vie d'une chaussée en ne tenant compte que de l'IRI, il est possible d'utiliser les seuils de tolérance avant intervention établis par le MTQ. Chaque année, l'IRI d'une chaussée a tendance à augmenter dû à l'action combinée des charges et du climat. Le modèle de Doré (Doré et Zubeck, 2009) en est un bon exemple avec l'effet des soulèvements différentiels. Les seuils d'intervention des chaussées ont tendance à diminuer proportionnellement avec l'augmentation de l'importance de la route. Le seuil d'intervention pour une route nationale est de 2,5 m/km, tandis que celle d'une route régionale est de 3 m/km. L'information sur le seuil d'intervention pour une route locale n'est pas disponible au MTQ selon les recherches effectuées. Il a donc été estimé à 4 m/km puisque son importance est plus faible qu'une route collectrice dont le seuil est fixé à 3,5 m/km. Il est à noter qu'une route à l'état neuf montre un IRI d'environ 1 m/km. Le tableau 7.9 résume les seuils d'interventions utilisés pour ce projet en fonction de l'importance de la route.

Tableau 7.9 : Seuil d'intervention utilisé par le MTQ (sauf pour route de type Locale)

IRI initial (m/km)	Type route	IRI final (m/km)
1,0	Nationale	2,5
	Régionale	3,00
	Locale	4,00

Pour déterminer la durée de vie des chaussées avant l'atteinte de leur seuil d'intervention, il suffit de soustraire l'IRI initial à la valeur seuil de l'IRI selon le type de route, puis de diviser la valeur obtenue par le taux détérioration annuel déterminé avec le modèle de Doré (Doré et Zubeck, 2009). L'équation 7.1 résume cette démarche pour évaluer la durée de vie de la chaussée.

Équation 7.1

$$\text{Durée de vie} = \frac{IRI_{final} - IRI_{initial}}{\Delta IRI / \Delta t}$$

Dans cette équation, la durée de vie est donnée en année, l' $IRI_{final}$  représente le seuil d'intervention (m/km), l' $IRI_{initial}$  est égal à 1 m/km et le  $\Delta IRI / \Delta t$  est le taux de détérioration annuel (m/km/an) déterminé en fonction du soulèvement au gel. Les durées vie des chaussées de la zone 1 pour la période de référence sont données au tableau 7.10. Il est possible de voir que la durée de vie d'une chaussée construite sur un sol gélif est moins grande que celle d'une chaussée bâtie sur un sol non gélif. De plus, la durée de vie avant intervention a tendance à augmenter lorsque l'importance de la route diminue. Par exemple, selon les calculs effectués à l'aide des modèles suggérés, une route nationale construite sur un CL aura une durée de vie de 12,2, tandis qu'une route locale bâtie sur un sol GC-GM aura une durée de vie de 39,7 années. Suite à ces périodes, les chaussées atteindraient théoriquement un seuil d'IRI nécessitant une intervention sur la chaussée. Encore une fois, il est important de retenir que seul l'effet de la détérioration par le soulèvement au gel différentiel a été retenu pour évaluer l'endommagement dans cette analyse. Les durées de vie des chaussées situées dans les autres zones d'études sont disponibles à l'annexe H.

Tableau 7.10: Durée de vie des chaussées de la zone 1 (en année) avant intervention pour la période de référence

Sol	Nationale	Régionale	Locale
CL	12,2	15,2	20,2
SM	15,9	19,5	27,0
GC-GM	21,8	27,7	39,7

La même méthode a été appliquée pour obtenir la durée de vie des chaussées avant intervention pour la période 2011-2040. Les résultats des chaussées situées dans la zone 1 sont présentés au tableau 7.11. Les résultats obtenus pour les autres zones sont disponibles à l'annexe H. Encore une fois, les valeurs de durée augmentent avec la diminution de l'importance de la route ainsi qu'avec la réduction de la gélivité du sol.

**Tableau 7.11 : Durée de vie (en année) avant intervention des chaussées de la zone 1 pour la période 2011-2040**

Matériaux	95 <sup>e</sup> percentile			5 <sup>e</sup> percentile			Médian		
	National	Régional	Local	National	Régional	Local	National	Régional	Local
CL	13,3	16,7	21,9	16,2	20,1	26,2	15,1	18,8	24,7
SM	16,8	20,5	28,2	18,6	22,9	31,3	18,2	22,0	30,2
GC-GM	22,4	28,4	41,6	24,2	30,6	43,6	23,5	29,8	42,6

### 7.3.2 Résultats de la durée de vie relative

Pour évaluer l'augmentation de durée de vie relative, il suffit de faire le rapport de la durée de vie avant intervention de la période 2011-2040 sur celle de la période de référence comme il est indiqué à l'équation suivante :

**Équation 7.2**

$$\text{Durée de vie relative (\%)} = \frac{\text{Durée de vie avant intervention}_{2011-2040}}{\text{Durée de vie avant intervention}_{1971-2000}} \times 100$$

Ainsi, une valeur de 100 % signifie que la durée de vie de la chaussée est la même pour les deux périodes, alors qu'une durée de vie supérieure à 100 % indique une augmentation de la durée de vie relative par rapport à la période de référence. Le tableau 7.12 montre les pourcentages d'augmentation de durée de vie relative obtenus pour les chaussées de la zone 1. Selon les 95<sup>e</sup> et 5<sup>e</sup> percentiles respectivement, l'augmentation moyenne de durée de vie relative serait de 109,2 à 131,7 % pour chaussées construites sur un matériau gélif (CL), de 105,2 à 116,8 % pour les chaussées bâties sur un matériau moyennement gélif (SM) et de 103,2 à 110,4 % pour les routes construites sur un matériau peu gélif (GC-GM). Les résultats obtenus pour les autres zones sont disponibles à l'annexe H.

**Tableau 7.12 : Durée de vie relative causés par la diminution du soulèvement au gel pour la période 2011-2040 dans la zone 1**

Matériaux	95 <sup>e</sup> percentile			5 <sup>e</sup> percentile			Médian		
	National	Régional	Local	National	Régional	Local	National	Régional	Local
CL	109,0	109,9	108,7	133,0	132,5	129,6	123,9	124,0	122,4
SM	105,7	105,2	104,8	116,9	117,5	115,9	114,4	113,1	112,0
GC-GM	102,5	102,4	104,7	111,0	110,4	109,9	108,0	107,6	107,2

Il est également possible de réduire le nombre de résultats en effectuant la moyenne des pourcentages d'augmentation en fonction du type de sol d'infrastructure. Les résultats du tableau 7.12 montrent que le pourcentage d'augmentation de durée de vie dépend bien plus de la gélivité du sol que du type de route. Ainsi, les résultats ont été résumés en fonction du type de sol pour chacune des zones d'étude au tableau 7.13. Il est possible de voir que les pourcentages d'augmentation les plus faibles se retrouvent à la zone 3 en raison des hivers plus rigoureux et des soulèvements plus importants. Les zones les plus au sud, soit la zone 1 et 2c sont celles qui obtiennent les pourcentages d'augmentation les plus élevés. De plus, les augmentations de durée de vie relative sont plus importantes pour les chaussées construites sur des matériaux de forte gélivité. Ainsi, le pourcentage d'augmentation a tendance à diminuer avec la gélivité du matériau. Cela s'expliquerait par l'épaisseur beaucoup plus importante des couches de sous-fondation des chaussées construites sur les sols gélifs. Avec le réchauffement des températures hivernales provoqué par les C. C., le front de gel pénètre moins en profondeur dans les chaussées ayant des épaisseurs de sous-fondation importantes.

**Tableau 7.13 : Durée de vie relative des chaussées de chacune des zones d'études en fonction du type de sol d'infrastructure pour la période 2011-2040**

Zone	Matériaux	95 <sup>e</sup> percentile	5 <sup>e</sup> percentile	Médian
1	CL	109,2	131,7	123,4
	SM	105,2	116,8	113,2
	GC-GM	103,2	110,4	107,6
2a	CL	110,5	126,4	119,3
	SM	106,5	113,9	110,0
	GC-GM	103,8	108,0	105,5
2b	CL	110,9	123,3	112,6
	SM	104,5	111,7	108,2
	GC-GM	102,2	106,9	104,5
2c	CL	109,3	133,4	121,7
	SM	105,8	118,3	112,0
	GC-GM	103,2	111,3	106,8
3	CL	108,3	122,2	116,8
	SM	103,2	109,1	106,5
	GC-GM	102,8	106,5	104,2

Finalement, afin d’avoir une vue d’ensemble des impacts positifs pour l’ensemble des zones étudiées, la figure 7.4 présente sous forme d’histogramme les résultats moyens d’augmentation de durée de vie relative pour chacune des zones d’étude, chaque type de sols et chaque type de routes. De façon générale, l’augmentation moyenne de durée de vie relative varie de 105,9 à 116,7 % pour l’ensemble du Québec selon les scénarios optimistes (95<sup>e</sup> percentile) et pessimistes (5<sup>e</sup> percentile) des simulations climatiques.

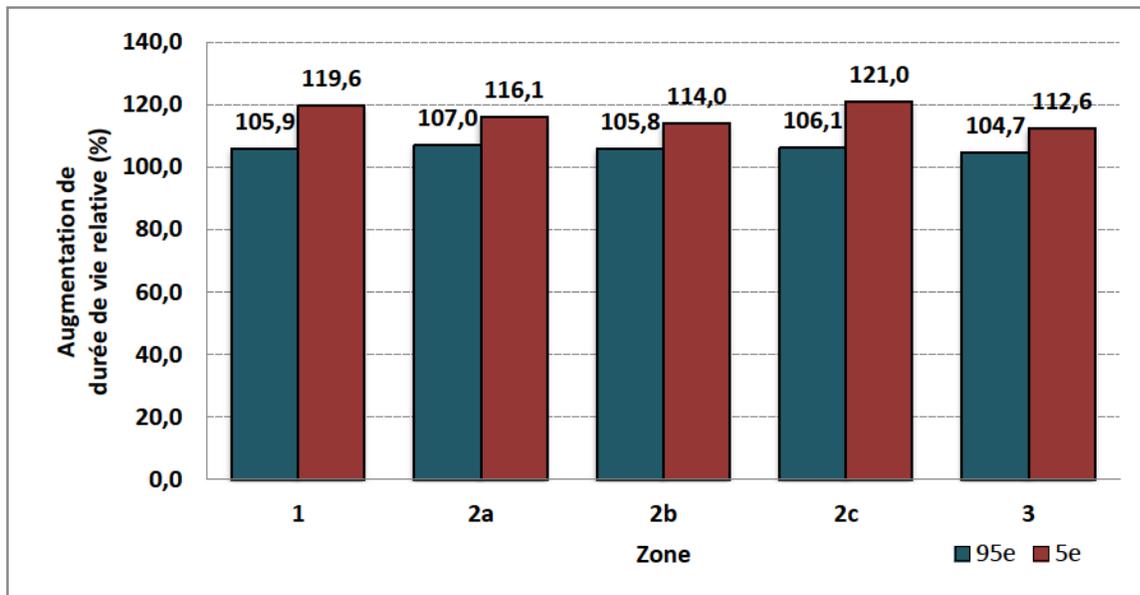


Figure 7-4 : Histogramme des pourcentages moyens d’augmentation de durée de vie relative (95<sup>e</sup> et 5<sup>e</sup> percentile) pour chacune des zones d’étude

## 7.4 Conclusion

En somme, des simulations sur des chaussées typiques ont démontré qu’une diminution du soulèvement au gel et de l’endommagement associé est attendue pour les prochaines décennies. Cet endommagement a été quantifié à l’aide du modèle de Doré (Doré et Zubeck, 2009). Par la suite, la durée de vie de ces chaussées a été évaluée en utilisant les valeurs seuils d’intervention de l’IRI établies par le MTQ. Finalement, la durée de vie relative des chaussées a été évalué. Pour ce faire, le ratio entre la durée de vie des chaussées des périodes futures [2011-2040] et celles de la période de référence [1971-2000] a été calculé. Il a été montré que l’effet du type de route a peu d’influence sur la durée de vie comparativement à la gélivité du sol d’infrastructure et de la zone climatique évaluée. De façon générale, le pourcentage

d'augmentation de durée de vie relative prévu pour les chaussées au Québec varie de 105,9 à 116,7 % selon les 95<sup>e</sup> et 5<sup>e</sup> percentiles des résultats des simulations climatiques.

Voici ce qui conclut pour les bénéfices qui seront attendus avec l'avènement des changements climatiques. Dans les prochains chapitres, il est question des effets négatifs appréhendés. Plus précisément, ces chapitres examinent l'effet d'une augmentation du nombre d'épisodes de redoux hivernaux. Comme il a été mentionné précédemment, les redoux hivernaux provoquent le dégel de la partie supérieure des structures de chaussée. La couche de revêtement sera affectée par une augmentation de son endommagement par fatigue, tandis que la couche de fondation granulaire subira une augmentation de sa détérioration par déformation permanente. Pour évaluer la déformation permanente, une série d'essais en laboratoire est réalisée. Le chapitre 8 fait la description des matériaux granulaires soumis à ces essais. Il résume l'ensemble des essais de caractérisation effectués sur ces matériaux. Par la suite, les chapitres 9 et 10 font respectivement une description de la méthodologie appliquée en laboratoire et la présentation des résultats obtenus.



## Chapitre 8 Matériaux étudiés

Afin de vérifier le comportement mécanique des fondations de chaussées soumises à des essais en laboratoire, il est important de faire une caractérisation détaillée des matériaux sélectionnés. Une connaissance approfondie des propriétés de ces matériaux permet un meilleur contrôle des effets analysés expérimentalement. Ainsi, ce chapitre fait la description de l'ensemble des matériaux soumis aux essais de laboratoire. Tout d'abord, les deux principaux effets analysés sur les MG-20 sont détaillés, soit l'effet de la source et de la granulométrie. Ensuite, ce chapitre résume la méthode choisie pour faire la reconstitution des courbes granulométriques examinées. Finalement, les résultats des essais de caractérisation des différents matériaux sont présentés et analysés.

### 8.1 Source des granulats

Pour analyser les effets des dégels partiels sur les fondations granulaires, trois matériaux granulaires de type MG-20 ont été sélectionnés. Ces matériaux sont tous issus de familles minéralogiques différentes, soit un calcaire (source sédimentaire), un basalte (source volcanique) et un gneiss granitique (source plutonique métamorphisée). Il s'agit de trois sources de matériaux couramment utilisées en contexte québécois. Parmi celles-ci, le calcaire est considéré comme le matériau de référence. La principale raison de ce choix est sa grande disponibilité proche des grands centres urbains tels que Montréal, Québec et Trois-Rivières. Ainsi, la majorité des essais de performances mécaniques prévus pour ce projet seront effectués exclusivement sur le calcaire, notamment les essais triaxiaux portant sur l'influence granulométrique, l'influence du niveau de contrainte, ainsi que les essais de simulateur de charge roulante. Cependant, il est tout à fait possible que ce matériau présente de moins bonnes performances qu'un autre type de matériau. De plus, il est à noter que l'utilisation de seulement trois sources de granulats limite les conclusions obtenues dans le cadre de ce projet. Elles seront difficilement généralisables pour tout type de granulats, mais permettront d'apprécier des tendances générales.

Les MG-20 à l'étude proviennent tous de carrières. Ils détiennent tous un pourcentage de fracturation de 100 %. Une fiche décrivant le lieu et la date de prélèvement de chacun de ces matériaux est disponible à l'annexe I. Le tableau 8.1 présente des caractéristiques intrinsèques de chacun des MG-20, les normes utilisées sont inscrites dans le tableau.

**Tableau 8.1 : Caractéristique intrinsèques et de fabrication des granulats**

		<b>Calcaire</b>	<b>Basalte</b>	<b>Gneiss Granitique</b>
Micro-Deval	(LC 21-070)	15 % Grade B	14 % Grade B	15 % Grade B
Los Angeles	(LC 21-400)	21 % Grade B	18 % Grade B	30 % Grade B
% Plate/Allongées	(LC 21-265)	22,7/42,5	16,6/42,5	9,26/41,42
% Fracturation		100	100	100

Les MG-20 utilisés ont été soumis à la norme 2560-114 (BNQ 2002). Cette norme permet de classer les granulats en fonction de leurs caractéristiques intrinsèques (résistance à l'usure et aux chocs) et de fabrication. Le calcaire, le basalte et le gneiss sont tous des granulats de catégorie 1c. Ainsi, ces MG respectent tous l'exigence minimale (5e) et peuvent être utilisés comme matériau de fondation.

## 8.2 Granulométrie

Un facteur important à considérer pour les essais en laboratoire est l'influence de la granulométrie. Comme il a été mentionné précédemment, les MG-20 sont des matériaux à granulométrie étalée. Les proportions de gravier, de sable et de particules fines contenues dans ces matériaux ont une influence sur leur comportement mécanique. La granulométrie peut certainement jouer un rôle sur le matériau lorsque celui-ci est soumis à différentes conditions environnementales (saturation, gel, dégel, etc.). Ainsi, l'influence de la granulométrie des MG-20 est évaluée dans le cadre des essais de laboratoire. Pour ce faire, cette étude utilise le fuseau granulométrique recommandé pour les MG-20 par la norme NQ 2560-114. Ce fuseau sert principalement à vérifier la conformité des granulométries des MG-20 produits par les manufacturiers pour leur utilisation comme matériaux de fondation. De plus, elle sert également de référence pour la confection d'échantillons à granulométrie contrôlée. Pour ce projet, il semblait intéressant d'évaluer l'effet de la granulométrie sur la performance des matériaux. Ainsi, trois courbes granulométriques sont évaluées.

- CI : Courbe de la limite inférieure du fuseau granulométrique
- CS : Courbe de la limite supérieure du fuseau granulométrique
- CN : Courbe naturelle de production du manufacturier

Par rapport à un matériau CI, un matériau CS contient un plus grand pourcentage de particules de faibles dimensions. Sa quantité de particules fines est également plus élevée (7 %) comparativement à une

granulométrie CI (2 %). Ces essais permettront d'apprécier les effets produits par l'utilisation des deux limites du fuseau granulométrique. Quant au matériau CN, il permettra de voir le comportement d'un matériau tel que typiquement produit par un manufacturier. De plus, une granulométrie contrôlée permet d'examiner d'autres effets en minimisant ceux induits par la taille des particules (effet de la minéralogie, effet des contraintes, etc.).

## 8.2.1 Analyse granulométrique

Pour effectuer la recomposition des courbes granulométriques voulues. La première étape consiste à faire l'analyse granulométrique des matériaux. Pour ce faire, la norme CAN/BNQ 2501-025 (1987) : « *Analyse granulométrique par tamisage* » a été utilisée. Cet essai permet de connaître le pourcentage passant et retenu de chacune des fractions granulométriques des matériaux examinés. L'ouverture des mailles des tamis utilisés était normalisée selon les dimensions suivantes : 40 mm, 31,5 mm, 20 mm, 14 mm, 10 mm, 5 mm, 2,5 mm, 1,25 mm, 0,630 mm, 0,315 mm, 0,160 mm et 0,080 mm. Un tamiseur *Gilson* à vibration tridimensionnelle et un tamiseur *RoTap* à vibration rotative ont été utilisés. Il est important de noter que les matériaux analysés se divisent en deux catégories, soit les MG-20 dédiés pour les essais triaxiaux à chargements déviatoriques répétés et les autres matériaux utilisés pour les essais de simulateur de charge roulante. L'ensemble de ces essais sera détaillé dans les sections suivantes.

### 8.2.1.1 MG-20 pour essais triaxiaux

Mis à part le calcaire CN, les MG-20 soumis aux essais triaxiaux ont tous des granulométries recomposées. Pour reconstruire les courbes granulométriques, les matériaux doivent être tamisés puis séparés en fractions granulométriques distinctes. Chacune de ces portions granulométriques est ensuite lavée puis séchée.

Le temps requis pour effectuer ce travail peut s'avérer excessivement long et ce, tout spécialement pour l'accumulation des quantités requises pour les plus petites fractions granulométriques, soit celles retenues aux tamis 0,315 mm, 0,160 mm et 0,080 mm. Il est assumé que, par rapport aux autres tailles de particules sableuses passant le tamis 0,630 mm, les particules fines (<0,080 mm) sont celles ayant le plus d'importance pour le comportement des MG-20. Par souci d'économie de temps, le tamisage du granulat pour la reconstitution des courbes s'est arrêté aux particules retenues au tamis 0,630 mm. Ainsi, pour

chacun des matériaux servant à la reconstitution des courbes granulométriques (calcaire, basalte et gneiss), il restait une portion non tamisée, soit celle passant le tamis 0,630 mm. Connaissant la teneur naturelle en particules fines de chacun de ces matériaux, il a été possible d'ajuster la quantité nécessaire de passant 0,630 mm pour obtenir la quantité de particules fines requise, soit 2 et 7 % selon les courbes CI et la CS respectivement. Ainsi, lors de la reconstitution de ces courbes, il n'a pas été possible de contrôler de façon exacte les quantités de particules retenues aux tamis 0,315 mm, 0,160 mm et 0,080 mm. Cependant, les granulométries obtenues à l'aide de cette technique montrent que les quantités à ces trois tamis sont très proches des quantités spécifiées. Les courbes reconstituées sont ainsi acceptables pour la poursuite du projet. Le tableau 8.2 présente les granulométries obtenues pour les différents MG-20 qui seront soumis aux essais triaxiaux. Les valeurs sont exprimées sous forme de pourcentage passant (%). De plus, ces granulométries sont illustrées sous forme de courbe par rapport au fuseau granulaire de recommandation (en gris) pour les MG-20 à la figure 8.1.

Tableau 8.2: Limites du fuseau granulométrique (CS et CI) et granulométries des MG-20 soumis aux essais triaxiaux à chargements déviatoriques répétés

Diamètre	CS	CI	Calcaire CN	Calcaire CI	Calcaire CS	Basalte CS	Gneiss CS
(mm)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
31,5	100	100	100	100	100	100	100
20	100	90	96,7	90	100	100	100
14	93	68	84,8	68	93	93	93
10	80	54	74,6	54	80	80	80
5	60	35	54,4	35	60	60	60
2,5	48	26	37,4	26	48	48	48
1,25	38	19	24,4	19	38	38	38
0,63	26	13,5	16,2	13,5	26	26	26
0,315	17	9	11,1	9,2	17,7	21,6	17,9
0,16	13	5	7,8	6,5	12,5	14,8	8,6
0,08	7	2	5,8	2	7	7	7

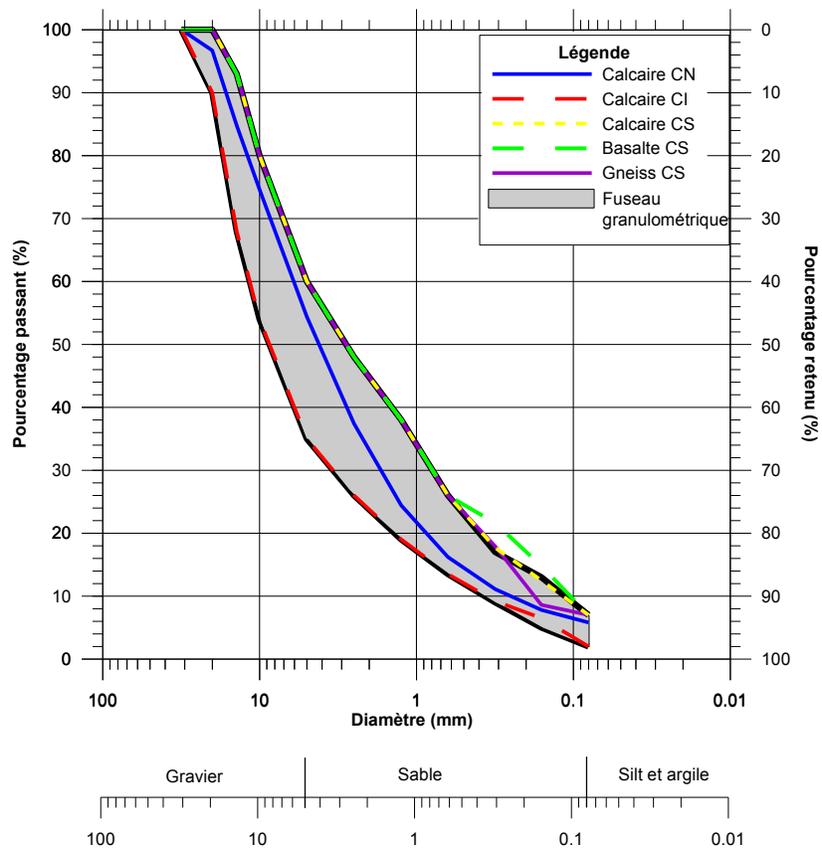


Figure 8-1: Courbes granulométriques des MG-20 soumis aux essais triaxiaux

Dans le tableau 8.2 et la figure 8.1, il est possible de voir que le pourcentage passant des particules fines de chacune des courbes reconstituées respecte le critère de 2 % pour la courbe CI et de 7 % pour la courbe CS. Parmi les matériaux suivants, la courbe supérieure du fuseau, le Calcaire CS est celui respectant le mieux les valeurs requises de pourcentage passant au tamis 0,315 et 0,160 mm. Le basalte CS est le seul matériau à dépasser la limite du fuseau granulométrique avec des valeurs respectives de 21,6 et 14,8 % pour les tamis 0,315 et 0,160 mm. Le Gneiss CS, quant à lui, détient un pourcentage passant de 8,6 % au tamis 0,160 mm, tandis qu'il devrait normalement être de 13 %. En ce qui concerne le Calcaire CI, toutes ses fractions granulométriques respectent les valeurs requises par la courbe inférieure du fuseau mis à part le pourcentage passant au tamis 0,160 mm qui contient 1,5 % plus que la quantité voulue. Finalement, le Calcaire CN se situe au centre du fuseau granulométrique. Il est le seul matériau à l'essai dont la granulométrie n'est pas reconstituée et contient près de 5,8 % de particules fines.

Le tableau 8.3 présente les principales caractéristiques des granulométries pour chacun des MG à l'étude. Ce dernier présente le coefficient d'uniformité  $C_u$  donné par le ratio  $d_{60}/d_{10}$  ainsi que le coefficient de courbure  $C_c$  obtenue par le ratio  $d_{30}^2/(d_{10}*d_{60})$ . Dans ces expressions, les variables  $d_{60}$ ,  $d_{30}$  et  $d_{10}$  signifient le diamètre des grains (en mm) correspondant respectivement à 60 %, 30 % et 10 % de particules passantes. De plus, les pourcentages de gravier (%G), de sable (%S) et de fines (%F) contenues dans chacun des MG sont définis dans ce tableau. Pour chacune de ces fractions granulométriques ( $G$  pour *gravier*,  $S$  pour *sable* et  $F$  pour *fines*), le  $d_{50}$ , les coefficients  $C_u$  et  $C_c$  ainsi que leurs paramètres respectifs pour les calculer ( $d_{60}$ ,  $d_{30}$  et  $d_{10}$ ) sont disponibles.

**Tableau 8.3: Paramètres de granulométrie des MG-20 étudiés**

	Calcaire CN	Calcaire CI	Calcaire CS	Basalte CS	Gneiss CS
	SW-SM	GW	SW-SM	SW-SM	SW-SM
$d_{max}$ (mm)	31,50	31,50	20,00	20,00	20,00
$d_{60}$ (mm)	6,10	10,08	5,00	5,00	5,00
$d_{50}$ (mm)	4,10	8,50	2,80	2,80	2,80
$d_{30}$ (mm)	1,70	3,05	0,79	0,79	0,79
$d_{10}$ (mm)	0,24	0,34	0,11	0,10	0,17
%Gravier (%G)	45,60	65,00	40,00	40,00	40,00
% Sable (%S)	48,60	33,00	53,00	53,00	53,00
% Fines (%F)	5,80	2,00	7,00	7,00	7,00
$C_u$	25,42	29,65	47,62	50,00	29,41
$C_c$	1,97	2,71	1,19	1,25	0,73

Tous les MG-20 possèdent des coefficients d'uniformité supérieurs à 25, ce qui signifie qu'ils possèdent tous des granulométries étalées. En ce qui concerne le coefficient de courbure, il est possible de voir qu'ils

possèdent tous de  $C_c$  variant de 1,19 à 2,71, sauf pour le Gneiss CS dont le  $C_c$  est égale à 0,73. Selon la classification USCS, les MG suivant la courbe CS ainsi que le calcaire CN sont classés comme SW-SM. Le calcaire CI est, quant à lui, classé GW.

Finalement, une analyse granulométrique par sédimentation a été réalisée pour chacun des MG-20. Les essais ont été exécutés selon la norme NQ 2501-025. Les résultats obtenus sont présentés au tableau 8.4, les courbes sont illustrées à la figure 8.2. Le pourcentage de particules fines plus petites que  $2\ \mu\text{m}$  désigne le pourcentage de particules de la taille des argiles dans chacun des MG.

**Tableau 8.4: Résultats des analyses granulométriques des particules par sédimentations**

Diamètre (mm)	Calcaire CN (%)	Calcaire CI (%)	Calcaire CS (%)	Basalte CS (%)	Gneiss CS (%)
0,0800	7,00	2,00	5,80	7,00	7,00
0,0356	2,24	2,00	4,02	4,70	2,34
0,0225	2,08	1,53	3,35	3,81	2,09
0,0131	1,48	1,10	2,45	2,91	1,53
0,0093	1,18	0,99	2,03	2,20	1,36
0,0066	1,07	0,64	1,76	2,20	1,27
0,0047	0,77	0,31	1,18	1,64	0,85
0,0033	0,77	0,28	1,18	1,49	0,69
0,0024	0,77	0,30	1,18	1,31	0,45
0,0014	0,56	-0,06	0,88	0,92	0,10

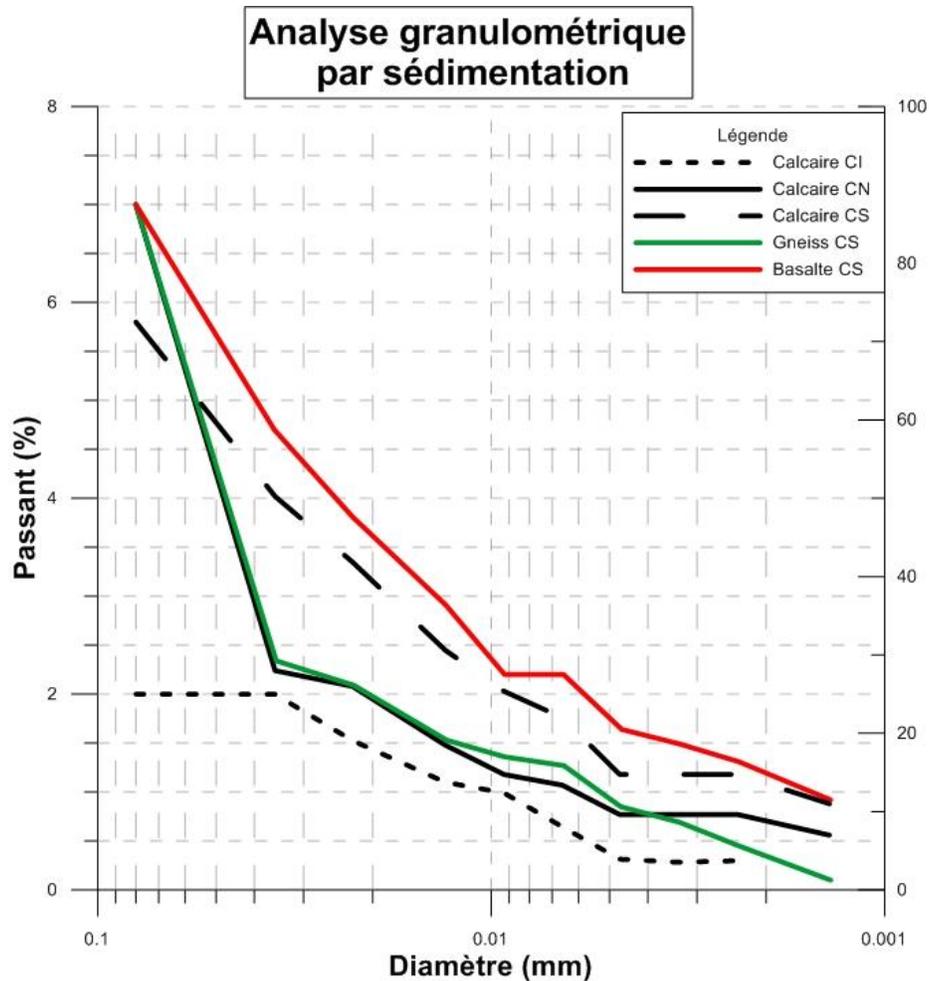


Figure 8-2: Courbes granulométriques des fractions fines pour chacun des MG-20

Le basalte CS est le matériau contenant le plus de particules plus petites que  $2\ \mu\text{m}$  avec un pourcentage passant de 1,31%, tandis que le gneiss est celui en contenant le moins (0,45 %). L'ensemble des fiches d'analyse granulométrique par sédimentation est disponible à l'annexe I.

### 8.2.1.2 Matériaux pour le simulateur de charge roulante

En ce qui concerne l'essai du simulateur de charge roulante, trois matériaux ont été utilisés, soit un MG-20, un MG-112 et un sol fin. Une analyse granulométrique a été réalisée à l'aide du même appareillage que les MG-20 des essais triaxiaux et de la norme CAN/BNQ 2501-025 (1987). Le tableau 8.5 présente les résultats obtenus pour chacun des matériaux. Encore une fois, les valeurs sont exprimées sous forme de pourcentage passant (%) pour chacun des tamis utilisés. De plus, une analyse granulométrique par

sédimentation a été réalisée sur le sol d'infrastructure afin d'obtenir plus de précision sur sa formulation granulométrique. Ces résultats sont donnés au tableau 8.6. À la figure 8.3, l'ensemble des résultats sont résumés sous forme de courbe granulométriques.

**Tableau 8.5: Granulométries des matériaux utilisés pour les essais de simulateur de charge roulante**

<b>Diamètre</b>	<b>MG-20</b>	<b>MG-112</b>	<b>Sol d'infrastructure</b>
<b>(mm)</b>	<b>Calcaire CN</b>	<b>Gneiss granitique</b>	<b>CL</b>
	<b>(%)</b>	<b>(%)</b>	<b>(%)</b>
<b>40,0</b>	100	92,50	98,25
<b>31,5</b>	100	89,47	97,19
<b>20,0</b>	98,93	83,30	94,63
<b>14,0</b>	78,79	80,00	93,13
<b>10,0</b>	63,80	77,42	92,05
<b>5,0</b>	41,88	73,36	90,38
<b>2,5</b>	27,95	70,60	89,30
<b>1,25</b>	17,20	67,94	87,97
<b>0,63</b>	10,93	63,10	85,24
<b>0,315</b>	7,26	47,11	77,94
<b>0,16</b>	5,09	17,46	65,33
<b>0,08</b>	3,88	4,87	58,69

**Tableau 8.6: Résultats des analyses granulométriques par sédimentation du sol d'infrastructure**

<b>Diamètre</b>	<b>Sol infrastructure</b>
<b>(mm)</b>	<b>(%)</b>
0,0719	40,10
0,0506	35,76
0,0355	30,84
0,0226	24,77
0,0131	20,14
0,0093	14,64
0,0066	11,46
0,0047	9,14
0,0033	7,12
0,0024	6,25

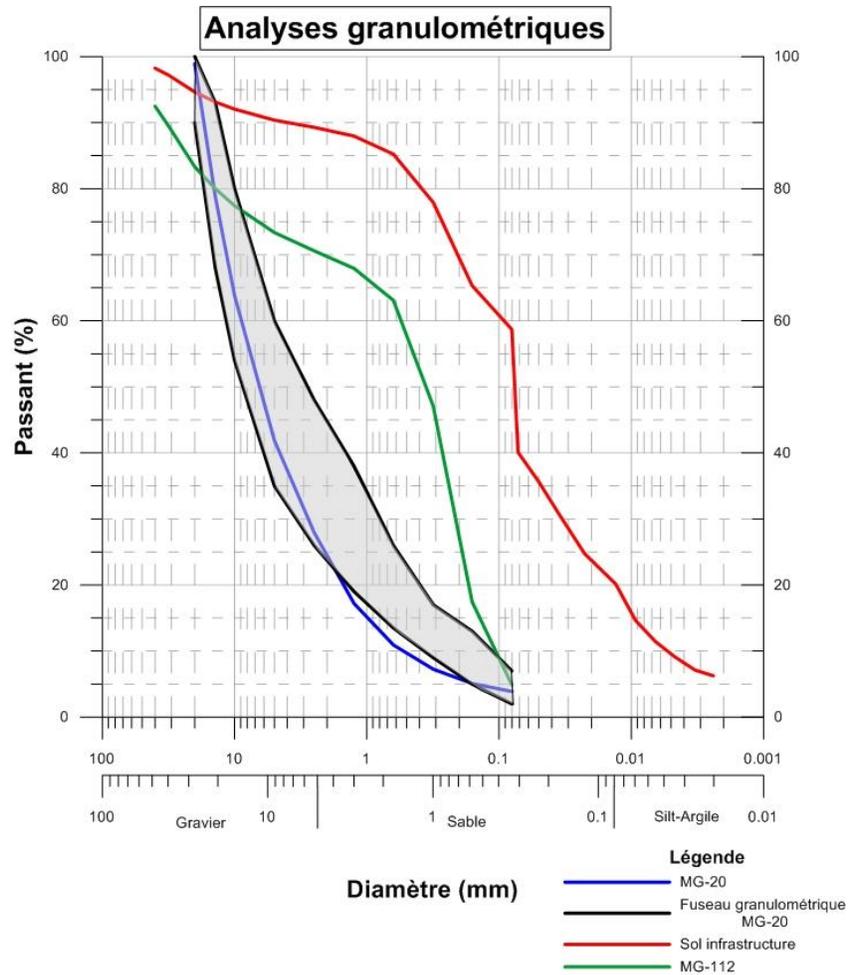


Figure 8-3 : Courbes granulométriques des matériaux pour l'essai du simulateur de charge roulante

Le MG-20 utilisé pour le simulateur respecte le fuseau granulométrique sauf sur pour sa portion sable. Le pourcentage passant minimal des tamis 1,25 mm, 0,630 mm et 0,315 mm est respectivement de 19 %, 13,5 % et 9 %, tandis que le MG-20 obtient des pourcentages respectifs de 17,20 %, 10,93 % et 7,26 %. Le pourcentage de particules fines obtenu est de 3,88 % pour le MG-20, 4,87 % pour le MG-112 et de 58,69 % pour le sol d'infrastructure. Le tableau 8.7 affiche les paramètres granulométriques de chacun de ces matériaux.

Tableau 8.7 : Paramètres granulométriques des matériaux pour l'essai simulateur de charge roulante

	MG-20	MG-112	Sol infrastructure
	GW	SP	CL
$d_{max}$	20	40	40
$d_{60}$ (mm)	8,8	0,51	0,09
$d_{50}$ (mm)	7,5	0,38	-
$d_{30}$ (mm)	2,8	0,204	0,0305
$d_{10}$ (mm)	0,52	0,101	0,0051
% Gravier (%G)	58,12	26,64	9,62
% Sable (%S)	38,00	68,49	31,69
% Fines (%F)	3,88	4,87	58,69
$C_u$	16,92	5,05	17,65
$C_c$	1,71	0,81	2,03

Le MG-20 a un  $C_u$  de 16,02 % et un  $C_c$  de 1,71, ce qui signifie que le matériau a une granulométrie étalée. Selon le classement USCS, le MG-20 est un GW. Le MG-112 a un  $C_u$  de 5,05 et un  $C_c$  de 0,81. Il s'agit d'un SP selon la classification USCS. Le sol d'infrastructure détient quant à lui un  $C_u$  de 17,65 et  $C_c$  de 2,03. Ce dernier détient un pourcentage passant de particules fines supérieur à 50 %. Pour déterminer la nature de ce sol, il a été nécessaire de réaliser l'essai de limites de consistance (limites d'Atterberg) selon la norme BNQ 2501-092. Il a été possible de conclure que le sol avait une limite de liquidité ( $W_L$ ) de 34,71 % et une limite de plasticité ( $W_p$ ) de 23,83 %. Son indice de plasticité ( $I_p$ ) est quant à lui de 10,88 %. Selon la classification USCS, il s'agirait d'une argile inorganique de faible plasticité (CL).

### 8.3 Caractérisation des matériaux

Une batterie d'essais de caractérisation a été effectuée sur chacun des matériaux étudiés. Les propriétés les plus importantes de chacun des matériaux pourront ainsi être obtenues. Elles permettront de faire un montage adéquat des échantillons et enrichiront l'analyse des résultats des essais de laboratoire. Les essais réalisés sont les suivants :

- Proctor modifié (BNQ 2501-255)
- Densité et absorption du gros granulat (BNQ 2560-067)
- Densité et absorption du granulat fin (BNQ 2560-065)
- Densité relative (BNQ 2501-070)
- Valeur au bleu de méthylène VB (LC 21-255 et BNQ 2560-114)

### 8.3.1 Résultats des essais de caractérisation

Les résultats des essais réalisés sur les MG-20 des essais en conditions triaxiales sont présentés au tableau 8.8. L'essai Proctor modifié sert à déterminer la masse volumique sèche maximale ( $\rho_{\square \max}$ ) et de la teneur en eau optimale ( $w_{\text{opt}}$ ), soit deux paramètres importants pour le contrôle de la compaction et de la teneur en eau pour les essais mécaniques du projet. Il est possible de voir plus en détail les résultats de ces essais à l'annexe I. Ensuite, des essais de densité (masse volumique des grains solide  $\rho_s$ ) et d'absorption (*Abs.*) ont été exécutés. Deux méthodes d'essais existent selon la taille des granulats. Il y a un essai de caractérisation pour les gros granulats définis par des particules de diamètre supérieur à 5 mm ( $>5 \text{ mm}$ ) et un pour le granulat fin, soit des particules ayant diamètre inférieur à 5 mm ( $<5 \text{ mm}$ ). Une moyenne pondérée est ensuite effectuée sur les paramètres  $\rho_s$  et *Abs* afin d'acquérir un résultat représentatif pour l'ensemble du matériau. Finalement, des essais de la valeur au bleu de méthylène corrigé au tamis 400 ( $VB_{400}$ ) ont également été réalisés. Il est important de noter que la solution de bleu de méthylène de 10 g/L doit avoir été préparée selon CAN/BNQ 2560-25 (CAN/BNQ 1987). Le résultat de la valeur au bleu permet de déterminer la surface spécifique des matériaux ( $S_sF$ ) selon la formule de Konrad (1999) :

#### Équation 8.1

$$S_sF = S_sF (VB_{400}) \times [\%P_{400} / [\%P_{80} ]$$

Où  $S_sF (VB_{400})$  représente la surface spécifique des particules passant le tamis 400  $\square$ m. La valeur de  $S_sF (VB_{400})$  s'obtient en multipliant par 21 la valeur de  $VB_{400}$ . Les symboles  $\%P_{400}$  et  $\%P_{80}$  représentent respectivement le pourcentage passant des tamis 400 et 80  $\mu\text{m}$ . Il est important de noter que la solution de bleu de méthylène de 10 g/L doit avoir été préparée selon CAN/BNQ 2560-25 (CAN/BNQ 1987). Elle permet d'apprécier la quantité et la qualité des particules argileuse contenue dans l'échantillon, car celle-ci tient compte de la proportion des particules fines de l'échantillon par rapport aux autres particules.

Tableau 8.8 : Résultats des essais de caractérisation des MG-20 pour les essais triaxiaux

Matériaux		$\rho_{d\ max}$	$W_{opt}$	$\rho_s$ >5/<5 (mm)	$\rho_s$	Abs. >5/<5 (mm)	Abs.	$VB_{400}$	$S_sF$
		(kg/m <sup>3</sup> )	(%)	(kg/m <sup>3</sup> )	(kg/m <sup>3</sup> )	(%)	(%)	(cm <sup>3</sup> /g)	(m <sup>2</sup> /g)
Calcaire	CI	2228,00	6,36	2664/2570	2630,33	0,81/2,30	1,05	0,031	3,42
	CN	2201,87	6,64	2659/2547	2596,87	0,88/2,66	1,38	0,061	2,78
	CS	2231,39	5,37	2657/2592	2617,61	0,94/1,89	1,34	0,119	7,22
Gneiss	CS	2264,38	5,04	2765/2765	2765,00	0,62/0,53	0,56	0,014	0,87
Basalte	CS	2299,57	6,73	2776/2623	2682,13	1,67/2,90	2,24	0,066	4,52

Au tableau 8.9, les résultats des essais de caractérisation pour les matériaux utilisés pour le simulateur de charge sont présentés. Encore une fois, des essais Proctor modifiés chacun les trois matériaux ont été réalisés. Des essais de densité et d'absorption des gros granulats et des granulats fins ont été réalisés pour le MG-20 et le MG-112. Le sol d'infrastructure a quant à lui fait l'objet d'un essai de densité relative. Les normes utilisées sont celles du BNQ et sont spécifiées au début de la présente section.

Tableau 8.9 : Caractérisation des matériaux utilisés pour l'essai de simulateur de charge roulante

	$\rho_{d\ max}$	$W_{opt}$	$\rho_s$ >5/<5 (mm)	$\rho_s$	Abs. >5/<5 (mm)	Abs.
	(kg/m <sup>3</sup> )	(%)	(kg/m <sup>3</sup> )	(kg/m <sup>3</sup> )	(%)	(%)
<b>MG-20</b>	2180	5,01	2657/2571	2622	0,88/2,27	1,16
<b>MG-112</b>	1930	11,18	2645/2642	2643	0,55/0,65	0,54
<b>Sol infrastructure</b>	1825	13,51	-	2794	-	-

### 8.3.2 Analyse des résultats de caractérisation des MG-20 dédiés aux essais en condition triaxial

Les matériaux étudiés ont des caractéristiques propres selon leur minéralogie et leur courbe granulométrique. Le mode de production est semblable pour les trois sources des MG-20, soit une production de granulats par dynamitage et concassage. Par conséquent, les trois sources granulaires ont un

pourcentage de fracturation de 100 %. Le « *Filler* » utilisé pour reconstituer la courbe du gneiss CS est également issu d'une production similaire en carrière.

Grâce aux essais Proctor modifiés, il est possible de voir l'effet de la courbe granulométrique par rapport aux valeurs de masses volumiques maximales obtenues pour chacun des matériaux. En ce qui concerne les MG-20 utilisés pour les essais triaxiaux, le calcaire CS et CI ont des  $\rho_{d,max}$  très semblables avec des valeurs respectives de 2228 et 2231 kg/m<sup>3</sup>. Le calcaire CN a obtenu un  $\rho_{d,max}$  de 2202 kg/m<sup>3</sup>. Les  $w_{opt}$  pour les calcaires CI, CS et CN se situent entre de 5,37 et 6,64 %, ce qui est normal pour des MG-20. En ce qui concerne le basalte, il a obtenu les valeurs les plus élevées de  $\rho_{d,max}$  et de  $w_{opt}$  à 2300 kg/m<sup>3</sup> et 6,73 %. Les valeurs respectives de  $\rho_{d,max}$  et de  $w_{opt}$  du gneiss CS sont de 2264 kg/m<sup>3</sup> et 5,04 %. Pour ce qui est des matériaux dédiés à l'essai du simulateur de charge, le MG-20 obtient un  $\rho_{d,max}$  et un  $w_{opt}$  2180 kg/m<sup>3</sup> et 5,01 %.

Les valeurs de  $\rho_s$  obtenues varient de 2597 à 2765 kg/m<sup>3</sup> pour l'ensemble des MG-20. Les pourcentages d'absorption pour le calcaire se situent entre 1,04 et 1,38 %. Le gneiss détient la valeur d'absorption la plus faible avec 0,56 %. Le basalte a quant à lui la valeur la plus élevée avec 2,24 %.

Les valeurs au bleu corrigées au tamis 400 ( $VB_{400}$ ) permettent d'estimer la quantité et la qualité des particules argileuses présentes dans chacun des MG-20. Une valeur de  $VB_{400}$  supérieure à 0,1 cm<sup>3</sup>/g signifie une quantité considérable de particules argileuses dans le matériau. Le calcaire CI et le gneiss CS ne détiennent pas de particules argileuses puisque les valeurs maximales de  $VB_{400}$  retrouvée pour ces deux matériaux sont respectivement de 0,031 et 0,014 cm<sup>3</sup>/g. Pour ce qui est du calcaire CN et du basalte CS, les valeurs de  $VB_{400}$  se situent aux alentours de 0,06 cm<sup>3</sup>/g. Il est probable que ces matériaux contiennent des particules argileuses, mais en moins grande quantité. Selon les résultats obtenus, seul le calcaire CS obtient un  $VB_{400}$  supérieur à 0,1 cm<sup>3</sup>/g avec une valeur de 0,119 cm<sup>3</sup>/g. Ces résultats ne concordent pas avec l'analyse granulométrique réalisée par sédimentation. Dans cette analyse, le calcaire CN et le basalte CS étaient les deux matériaux avec le plus de particules argileuses (<2  $\mu$ m), leur pourcentage respectif de particule <2  $\mu$ m étaient de 18,5 et 17 % sur le total des particules fines. Le calcaire CS a obtenu un résultat un peu plus faible avec un pourcentage de particule <2  $\mu$ m de 10 %. Les détails des essais de valeur au bleu sont présentés à l'annexe I.

### 8.3.3 Analyse des résultats de caractérisation des MG-20 dédiés aux essais de simulateur de charge roulante

Pour ce qui est des matériaux dédiés à l'essai du simulateur de charge, le MG-20 obtient un  $\rho_{d,max}$  et un  $w_{opt}$  de 2180 kg/m<sup>3</sup> et 5,01 %. Le MG-112 a obtenu des valeurs de  $\rho_{d,max}$  et un de  $w_{opt}$  de 1930 kg/m<sup>3</sup> et de 11,18 %, soit des résultats standards pour ce type de matériaux. Le sol d'infrastructure a quant à lui obtenu des valeurs de  $\rho_{d,max}$  et de  $w_{opt}$  de 1825 kg/m<sup>3</sup> et de 13,51 %.

En ce qui concerne les  $\rho_s$  et les pourcentages d'absorption, le Mg-20 a obtenu des valeurs de  $\rho_s$  de 2622 kg/m<sup>3</sup> et de 1,16 %, tandis que le MG-112 a obtenu des valeurs de  $\rho_s$  de 2643 kg/m<sup>3</sup> et de 0,54 %. Il s'agit d'une valeur acceptable pour ces deux types de matériaux. Finalement, le sol d'infrastructure a obtenu une valeur de densité  $\rho_s$  de 2794 kg/m<sup>3</sup>. Dans le prochain chapitre, la méthodologie des essais laboratoire auxquelles seront soumis les matériaux dans ce présent chapitre sera détaillée. Essais en laboratoire en déformation permanente

L'effet des cycles de redoux hivernaux soumet les matériaux granulaires (MG) de fondation à des conditions de dégel qui peuvent réduire de façon considérable leur performance en déformation permanente. Les effets du gel et du dégel sont multiples. Ils provoquent une déstructuration granulaire, une augmentation de l'indice des vides, une hausse du niveau de saturation et un drainage déficient. Tous ces effets risquent d'augmenter l'endommagement des MG par déformation permanente. La littérature traitant des effets du gel et du dégel sur la performance du comportement plastique des MG de fondation est limitée. Celle traitant de l'effet d'une répétition du nombre d'épisode de gel et de dégel est pratiquement inexistante. C'est pourquoi il s'est avéré nécessaire de réaliser des essais de laboratoire. Ces expérimentations ont pour but de quantifier l'effet des redoux hivernaux sur le comportement plastique des MG de fondation. Ces essais se veulent une simulation des conditions climatiques produisant une répétition du nombre d'épisodes de redoux hivernaux. Ils se divisent en deux catégories, soit des essais en cellule triaxiale à chargements déviatoriques répétés et deux essais effectués à l'aide d'un simulateur de charge roulante. Ce chapitre se veut un résumé des méthodologies appliquées pour ces deux essais.



## Chapitre 9 Essais de déformation permanente en conditions triaxiales

Les essais en condition triaxiale ont été réalisés à l'aide d'une presse hydraulique UTM-100. Ils permettent d'évaluer le comportement plastique des MG grâce à l'application cyclique d'une charge axiale sur un échantillon. Ces chargements simulent l'endommagement accéléré occasionné par le passage de véhicules lourds sur le matériau. Il est à noter que l'effet de rotation des contraintes relié au passage d'une roue sur un élément de matériau de fondation ne peut être considéré dans cet essai.

Les expérimentations réalisées se veulent une simulation d'une répétition de redoux hivernaux sur une chaussée flexible. Pour ce faire, l'échantillon est premièrement amené à un fort taux de saturation pour ensuite être gelé. Le premier redoux est simulé en imposant un dégel à l'échantillon. Une fois l'échantillon entièrement dégelé, une série de 12 500 cycles de chargements en condition non drainée est appliquée. La condition non drainée permet simuler la déficience du drainage de la fondation en condition de dégel partiel. L'eau de fonte reste prisonnière de la couche de fondation granulaire en raison des couches sous-jacentes toujours gelées et de la couche de revêtement qui n'est que très peu perméable. Une fois que la série de chargement est terminée, l'échantillon est gelé de nouveau, ce qui complète le premier épisode de redoux hivernal. Au total, 4 épisodes de redoux sont appliqués à l'échantillon. Par la suite, le MG à l'essai subit un dernier cycle de gel dégel. Il est suivi d'une série de 50 000 cycles de chargement en condition drainé, ce qui permet de simuler le dégel complet survenant au printemps. La condition drainée de l'échantillon représente l'état de la structure de la chaussée où l'eau peut être évacuée du système multicouche de chaussée. Au total, 100 000 cycles de chargement sont appliqués à l'échantillon. Le tableau 9.1 suivant résume le protocole des essais triaxiaux.

Tableau 9.1 : Résumé du protocole d'essai en condition triaxiale à chargement répétés

Cycle gel-dégel	Nombre de chargement	Condition	Simulation
1 à 4	12 500	Non-drainée	Redoux hivernal
5	50 000	Drainé	Dégel au printemps

Comme il a été mentionné dans le chapitre 8, l'effet de la minéralogie et de la granulométrie des MG est évalué à l'aide de cet essai. Pour évaluer l'effet de la minéralogie, un basalte, un gneiss et un calcaire sont utilisés. Afin d'avoir un contrôle sur la variable granulométrique, ces trois MG suivent tous la courbe supérieure du fuseau granulométrique recommandé par le MTQ. En ce qui concerne l'effet de la

granulométrie, les courbes inférieures (CI) et supérieures (CS) du fuseau granulométrique sont analysées. Le matériau utilisé pour l'analyse de cet effet est le Calcaire. De plus, la courbe naturelle (CN) de ce matériau est aussi analysée. Par la suite, un essai évaluant l'effet des contraintes a également été examiné à l'aide du Calcaire CS.

La liste suivante résume les matériaux soumis à l'essai triaxial :

- Basalte CS
- Gneiss CS
- Calcaire CS
- Calcaire CI
- Calcaire CN
- Effet de la contrainte (Calcaire CS)

Pour évaluer l'effet de la minéralogie et de la granulométrie, il fallait tout d'abord déterminer les valeurs de contraintes appliquées pour simuler le passage d'un véhicule lourd dans la couche de fondation granulaire. Pour ce faire, l'étude de Schwarz (2009) ainsi que celle de Poupart (2013) ont été utilisées. Ces études utilisent une contrainte déviatorique de 100 kPa et une pression de confinement constante de 20 kPa pour le même type d'essai triaxial sur des MG de fondation. Ces valeurs ont été déterminées par Schwarz (2009) à l'aide de simulation effectuée sur le logiciel *WinJULEA*, un logiciel d'analyse basé sur l'analyse multicouche de systèmes linéaires élastiques. La fréquence de chargement de la contrainte déviatorique est de 2 Hz et son application suit une forme haversine telle que représentée sur la figure suivante :

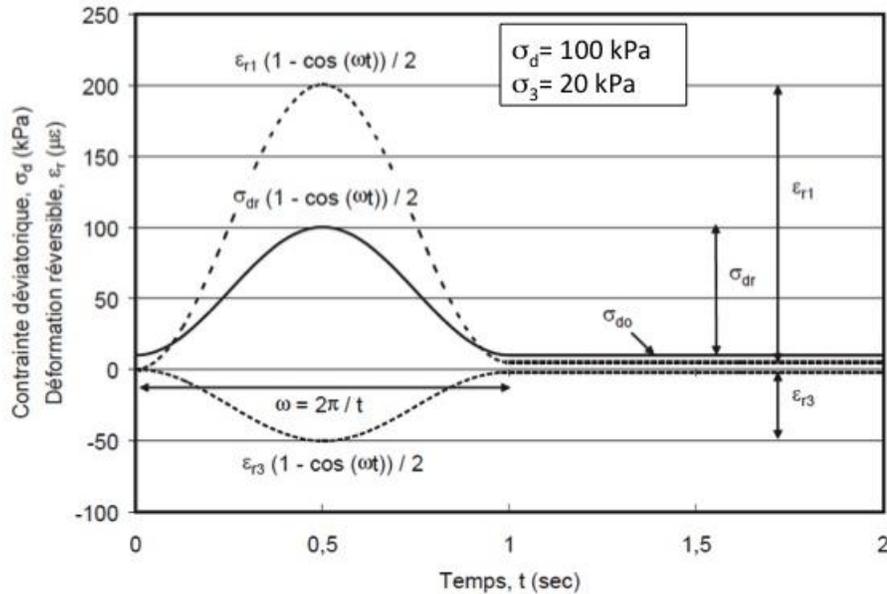


Figure 9-1 : Illustration de la fréquence et de la forme du chargement exécuté pour l'essai en condition triaxiale, (Tirée de la méthode d'essai LC 22-400)

En ce qui concerne l'essai évaluant l'effet des contraintes, il est axé sur l'évaluation d'une méthode de mitigation permettant possiblement de contrer l'effet de l'affaiblissement de la couche de fondation par les redoux hivernaux. L'idée consiste à augmenter l'épaisseur de la couche de béton bitumineux pour induire une diminution des contraintes appliquées sur la couche de MG de fondation. La méthodologie pour sélectionner les niveaux de contraintes est basée sur l'article de Bilodeau et coll. (2013). Dans cet article, une simulation réalisée à l'aide du logiciel *WinJULEA* illustre l'état des contraintes en fonction de la profondeur dans la couche de fondation pour une chaussée flexible typique retrouvée au Canada. Les résultats de cette simulation sont illustrés sous forme graphique à la figure 9.2. Chacune des courbes de cette figure représente une épaisseur différente de la couche de revêtement. Les contraintes retrouvées dans la couche de fondation sont donc fonction de l'épaisseur de la couche de revêtement.

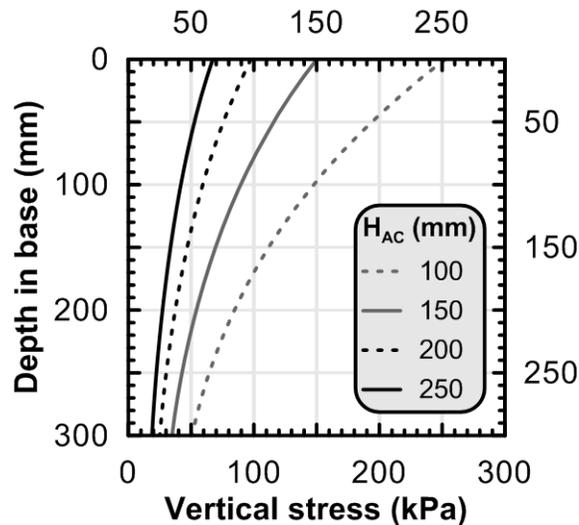


Figure 9-2 : Résultats de simulation de la contrainte verticale dans la couche de fondation en fonction l'épaisseur de la couche de revêtement (Tirée de Bilodeau et al. (2013))

Selon le graphique ci-dessus, les valeurs de contraintes retrouvées à la surface de la couche de fondation se situent entre 80 et 250 kPa en fonction de l'épaisseur du revêtement. Plus l'épaisseur de la chaussée augmente, plus les contraintes verticales retrouvées dans la fondation sont faibles. L'épaisseur moyenne d'une couche d'enrobé pour une chaussée flexible retrouvée au Québec est d'environ 150 mm, ce qui correspond à une contrainte verticale de 150 kPa à la surface de la fondation, de 30 kPa à la base et légèrement inférieure à 100 kPa au niveau du tiers supérieur. Par conséquent, il a semblé acceptable de sélectionner des contraintes déviatoriques de 50 et de 100 kPa pour évaluer l'effet des contraintes en condition triaxiale.

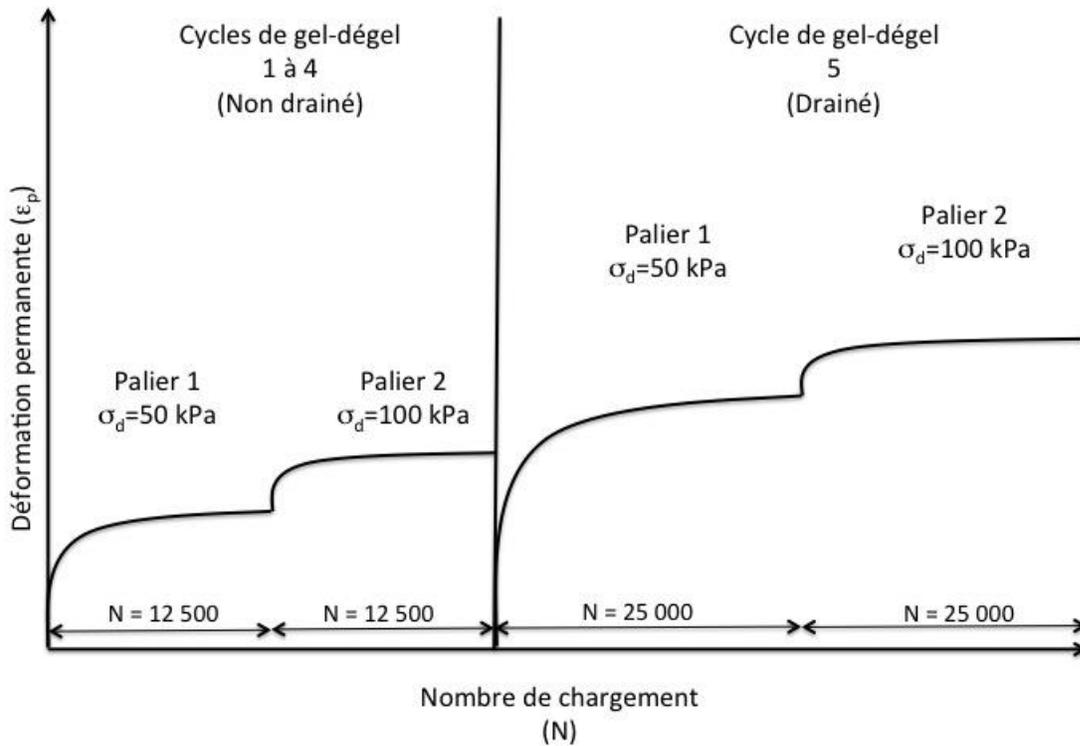
La méthodologie de cet essai se base sur les travaux de Gidel et coll. (2001). Ces travaux démontrent que la déformation finale d'un échantillon est avant tout dépendante l'état de contrainte appliquée sur celui-ci. Elle est ainsi indépendante du chargement appliqué au palier précédent., ce qui signifie qu'un échantillon soumis à plusieurs paliers de contraintes croissants obtient une déformation finale équivalente à l'application d'un seul niveau de contrainte. Cette méthode a l'avantage de voir le comportement d'un MG sous l'effet de différents niveaux de contrainte à l'aide d'un seul échantillon. Ainsi, pour réaliser cet essai, deux niveaux de contraintes sont appliqués, soit une contrainte déviatorique de 50 et de 100 kPa.

Comme pour les autres essais triaxiaux, 4 cycles de gel-dégel séparés par une série de chargements ont été réalisés en condition non drainée, puis un dernier cycle de gel-dégel suivi d'une série de chargements en condition drainée. Deux paliers de chargement sont effectués de façon consécutive au lieu d'un seul à

chacun des cycles de gel-dégel pour les 4 premiers cycles de gel-dégel, la contrainte déviatorique appliquée au premier palier est de 50 kPa et compte 12 500 chargements. Le deuxième palier détient le même nombre de chargements, mais la contrainte déviatorique imposée est de 100 kPa. Pour le cinquième cycle de gel-dégel, les contraintes appliquées au premier et au deuxième palier sont toujours de 50 et 100 kPa. Cependant, le nombre de chargements est augmenté à 25 000. Le tableau 9.2 et la figure 9.3 suivant résument le protocole pour cet essai :

**Tableau 9.2 : Résumé du protocole d'essai en condition triaxiale pour l'analyse de l'effet des contraintes**

Cycle de gel-dégel	Nombre de chargement par cycle	Contrainte déviatorique palier 1	Contrainte déviatorique palier 2	Condition	Simulation
1 à 4	12 500	50 kPa	100 kPa	Non-drainée	Redoux hivernal
5	25 000	50 kPa	100 kPa	Drainé	Dégel au printemps



**Figure 9-3 : Schéma de l'essai de chargement en condition triaxiale pour l'analyse de l'effet de contrainte.**

### 9.1.1 Préparation des échantillons

Cette section présente la méthodologie utilisée pour le montage des échantillons soumis à l'essai en condition triaxiale à l'aide de la presse UTM hydraulique. Elle se divise en trois parties : la confection de l'échantillon, la saturation et les cycles de gel et de dégel imposés avant chacun des chargements.

#### 9.1.1.1 Confection de l'échantillon

La procédure utilisée pour le moulage de l'échantillon s'est largement inspirée de l'étude de Poupart (2013) et de la norme LC-22-400 : «*Détermination du module réversible et du coefficient de Poisson réversible des matériaux granulaires à l'aide d'une cellule triaxiale à chargement déviatorique répété*». La première étape consiste à humidifier le MG à une teneur en eau de 1 % inférieure à son optimum Proctor tout en s'assurant que cette valeur soit supérieure de 2 % à l'absorption des granulats. Dans un moule d'acier inoxydable de 152,4 mm de diamètre, le MG est compacté en 7 couches uniformes et de mêmes épaisseurs. Cette compaction s'effectue à l'aide d'un compacteur à marteau vibrant *HILTI TE 1000-AVR* (figure 9.4).



Figure 9-4 : Moule d'acier inoxydable et compacteur à marteau vibrant utilisés pour le moulage de l'échantillon

Le temps de compaction pour chacune des couches est de 1 minute. La hauteur visée de l'échantillon est de 300 mm avec une tolérance maximale de  $\pm 10$  mm. À la base du moule, un plateau inférieur est

préalablement installé. Celui-ci est muni de petits trous de très faibles dimensions et distribué uniformément sur sa surface. Ces perforations permettent une répartition uniforme de l'écoulement de l'eau sur la base de l'échantillon lorsque celui-ci est en situation de drainage ou de saturation. Un géotextile et deux papiers filtres sont également installés sur le plateau inférieur (figure 9.5).

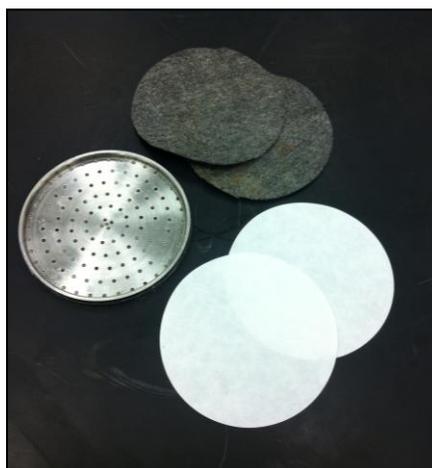


Figure 9-5 : Plateau inférieur, géotextiles et papiers filtres utilisés pour la confection de l'échantillon

Lors de la saturation, le géotextile sert à maximiser la dispersion de l'eau, tandis que les papiers filtres minimisent la remontée des particules fines. Afin de connaître la masse de l'échantillon, les masses du moule vide et après la compaction sont notées. Le sol résiduel est utilisé pour déterminer la teneur en eau selon la norme LC 21-201 : « *Détermination de la teneur en eau par séchage* ». L'échantillon peut désormais être démoulé et installé sur le socle de la cellule triaxiale (figure 9.6).

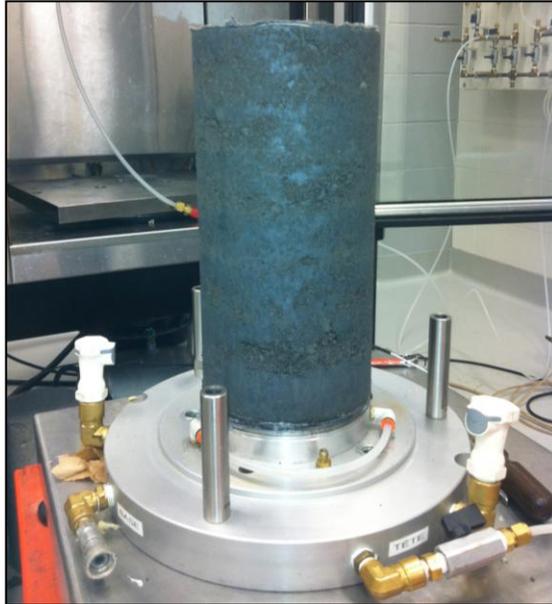


Figure 9-6 : Échantillon de MG-20 installé sur le socle de la cellule avant la mise en place de la membrane et du plateau supérieur de chargement

Le plateau de chargement supérieur est déposé à la surface de l'échantillon. Encore une fois, un géotextile et deux papiers filtres sont installés entre l'échantillon et le plateau pour les mêmes raisons mentionnées précédemment. Le plateau supérieur est muni d'un canal de drainage pour l'eau et d'un circuit interne permettant le passage d'un liquide réfrigérant utilisé lors du gel et du dégel de l'échantillon (figure 9.7).

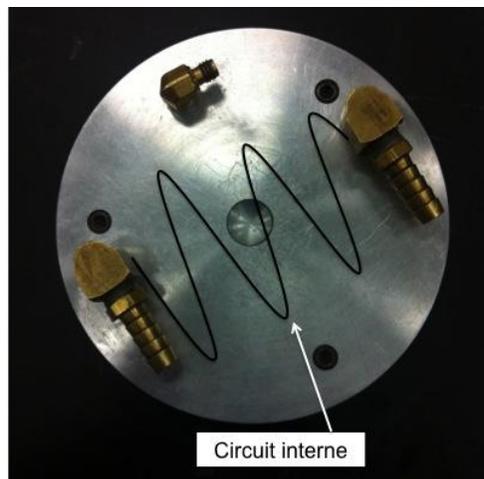


Figure 9-7 : Plateau de chargement supérieur avec la représentation du circuit interne du liquide refroidissant

Par la suite, il faut poser deux membranes imperméables sur l'échantillon. Elles assurent l'étanchéité de celui-ci lorsqu'il est soumis à des pressions de confinement à l'intérieur de la cellule triaxiale. Les ouvertures des membranes à la base et à la tête de l'échantillon sont fermées à l'aide de deux joints toriques. Afin de maximiser l'étanchéité, de la graisse de silicone est appliquée sur la bordure des plateaux inférieurs et supérieurs (figure 9.8).

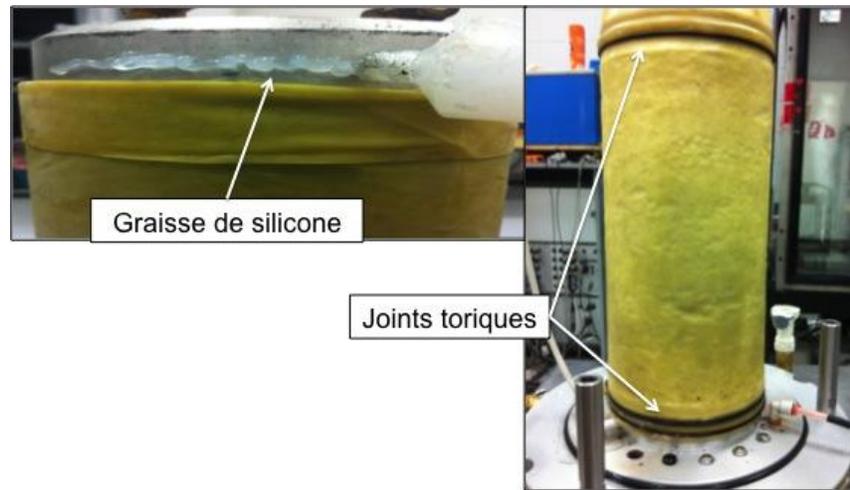


Figure 9-8: Application de graisse de silicone et joints toriques pour assurer l'étanchéité de la membrane

Afin de préparer l'échantillon pour les cycles de gel et de dégel, une thermistance est placée à 2,5 centimètres de la base de l'échantillon. Celle-ci est maintenue en place grâce à l'ajout d'une troisième membrane. De plus, une couche de laine minérale est installée sur le tour de l'échantillon afin de l'isoler thermiquement de la température à l'intérieur de la cellule triaxiale (figure 9.9). La laine minérale est maintenue en place à l'aide d'une corde. Par la suite, les tubes réfrigérants et de drainage sont raccordés à leurs connexions respectives et la cellule triaxiale peut être fermée.

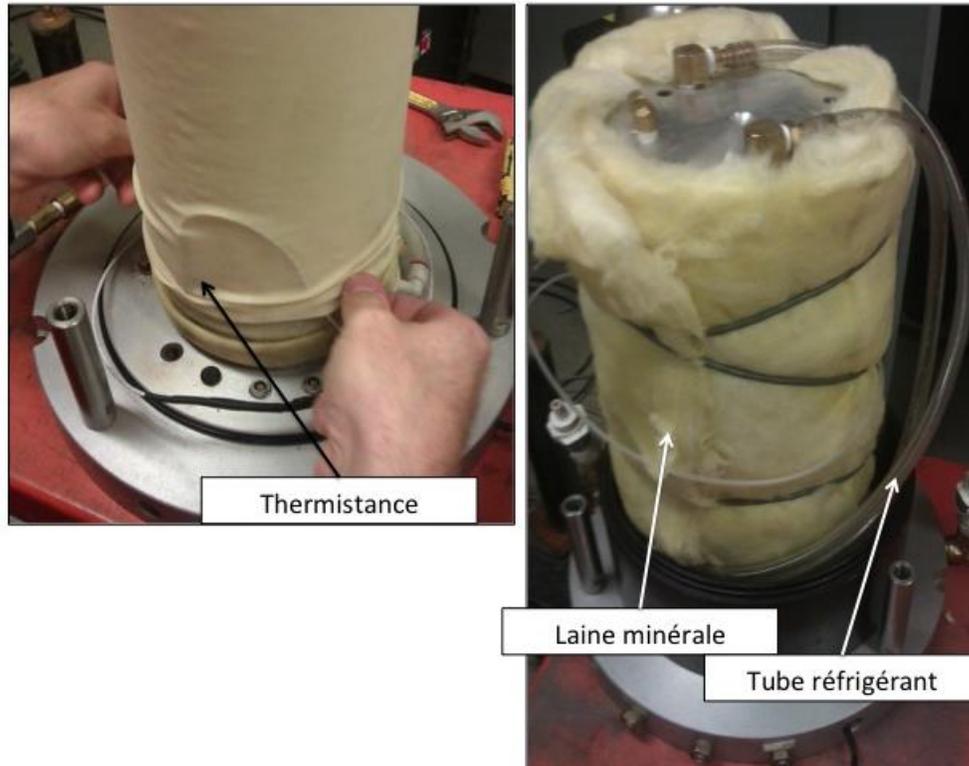


Figure 9-9 : Pose de la thermistance, de la laine minérale et des tubes de liquide réfrigérant sur l'échantillon

Une fois la cellule triaxiale scellée, il faut appliquer une pression de confinement de 20 kPa nécessaire pour les essais. Afin de connaître la pression de confinement avec précision, un capteur de pression est connecté sur la cellule triaxiale. La pression de confinement permet également de vérifier l'étanchéité du système. Pour ce faire, il faut immerger les tuyaux de drainage dans un récipient rempli d'eau. S'il y a apparition de bulle d'air, cela signifie qu'il y a une fuite et que le système doit être corrigé. Finalement, les capteurs électroniques de déplacement sont installés. Ces capteurs sont de type LVDT (*Linear variable differential transformer*). De très grande précision (millième de millimètre), ils servent à mesurer les déformations lors de l'essai. Ils sont disposés à 180° de l'un par rapport à l'autre sur le plateau extérieur de la cellule tel que présenté à la figure 9.10. L'échantillon est désormais prêt pour la prochaine étape : la saturation.

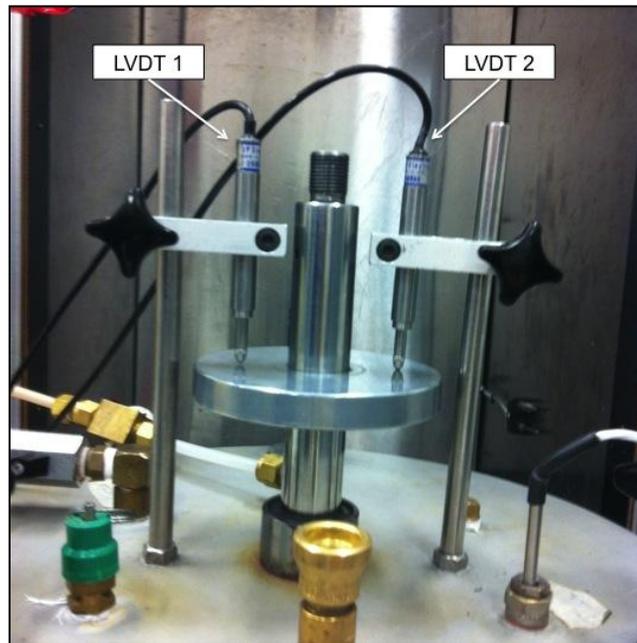


Figure 9-10: Positionnement des LVDT sur le plateau extérieur de la cellule triaxial

#### 9.1.1.2 Saturation de l'échantillon

La saturation de l'échantillon est nécessaire pour simuler les fortes teneurs en eau retrouvées dans les MG de fondation lors d'une période de redoux. La méthode de saturation suivie est basée sur la norme LC-22-400 et sur les études de Bilodeau (2009) et Poupart (2013).

L'entrée d'eau est faite par le plateau de chargement inférieur tandis que l'évacuation de l'air est faite par la tête de l'échantillon. La cellule triaxiale est posée sur une balance. La masse initiale de la cellule est notée et permettra ultérieurement d'évaluer la quantité d'eau ajoutée à l'échantillon lors de la saturation. La pression de confinement de la cellule triaxiale est fixée à 20 kPa tout au long du processus de saturation. Une succion de -50 kPa est créée à la tête de la cellule à l'aide d'une pompe électrique. Un réservoir d'eau et un capteur de pression interstitielle sont connectés à la base du système. L'entrée du réservoir est préalablement fermée jusqu'à l'obtention de la succion voulue (-50 kPa) sur le capteur de pression situé à la base de la cellule. Par la suite, l'entrée d'eau à la base de l'échantillon est légèrement ouverte pour permettre un apport en eau limité à 10 g/min. Le débit de l'eau est surveillé en notant le gain de masse de la cellule sur la balance, et ce, tout au long du processus de saturation. Lorsque l'eau commence à s'écouler par la sortie du plateau supérieur, la sortie d'eau est fermée et la saturation se poursuit jusqu'à ce que le capteur de pression indique une pression nulle.

Par la suite, la saturation est poursuivie par gravité. La sortie d'eau à la tête de l'échantillon est ré ouverte et la valve d'entrée d'eau est complètement ouverte. Lorsque l'on voit une apparition d'écoulement d'eau à la tête de l'échantillon, il faut refermer les valves de drainage de l'échantillon. L'échantillon est saturé à sa capacité maximale et il faut éliminer l'eau contenue dans le plateau supérieur de l'échantillon. Pour ce faire, le réservoir d'eau est ensuite déposé au sol et les valves d'entrée et de sortie d'eau sont réouvertes, ce qui permet l'écoulement inverse de l'eau dans l'échantillon. Une fois que l'échantillon a perdu 15 à 20 g de sa masse, le plateau supérieur est considéré comme exempt d'eau. Par la suite, toujours dans le but de prévenir le pompage dans la tête de l'éprouvette le niveau d'eau dans l'échantillon est stabilisé au tiers de sa hauteur. La stabilisation a normalement lieu à mi-hauteur de l'échantillon. Cependant, en cas de gel, il est préférable d'effectuer la stabilisation au tiers afin d'éviter le gel des tuyaux à la tête de l'échantillon (Schwartz, 2009). La masse finale de la cellule est finalement notée pour évaluer le taux de saturation de l'échantillon. L'éprouvette est désormais prête pour subir les cycles de gel et de dégel. Cette étape est expliquée dans la section suivante.

#### *9.1.1.3 Gel et dégel de l'échantillon*

Pour effectuer le gel et le dégel de l'échantillon, la méthodologie de cette étape est basée sur celles appliquées dans l'étude de Schwarz (2009) et de Poupart (2013).

Comme il fut mentionné précédemment, le plateau de chargement supérieur est muni d'un circuit interne permettant le passage de liquide réfrigérant. Ce liquide circule à travers un circuit fermé, passant du plateau supérieur de l'échantillon à un bain thermique disposé à côté de la cellule triaxiale. Il est possible d'imposer la température voulue au liquide afin de provoquer soit le gel, soit le dégel de l'échantillon. Afin de s'approcher de la réalité du processus de gel et de dégel d'une véritable structure de chaussée, le gel et le dégel imposés à l'échantillon sont uniaxiaux, c'est-à-dire qu'ils se dirigent du haut vers le bas. Pour ce faire, la température à l'intérieur de la cellule est maintenue entre 3 et 5 °C à l'aide de la chambre environnementale. Une thermistance située dans la partie supérieure de la cellule permet de surveiller cette température. La laine minérale installée sur le pourtour de l'échantillon permet d'isoler la température de l'échantillon de celle de la cellule. La figure 9.11 et 9.12, tirée respectivement de Poupart (2013) et Bilodeau et coll. (2011), présente l'appareillage utilisé pour effectuer les gels et les dégels des échantillons et le schéma de la cellule triaxiale avec ses différentes composantes.

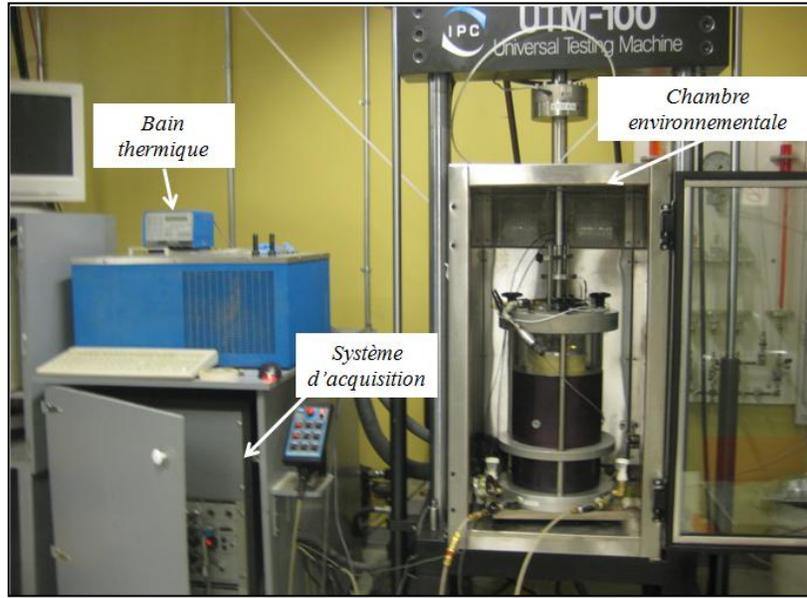


Figure 9-11 : Appareillage associé à l'essai triaxial à chargement déviatorique à chargement répété (Tirée de Poupart (2012))

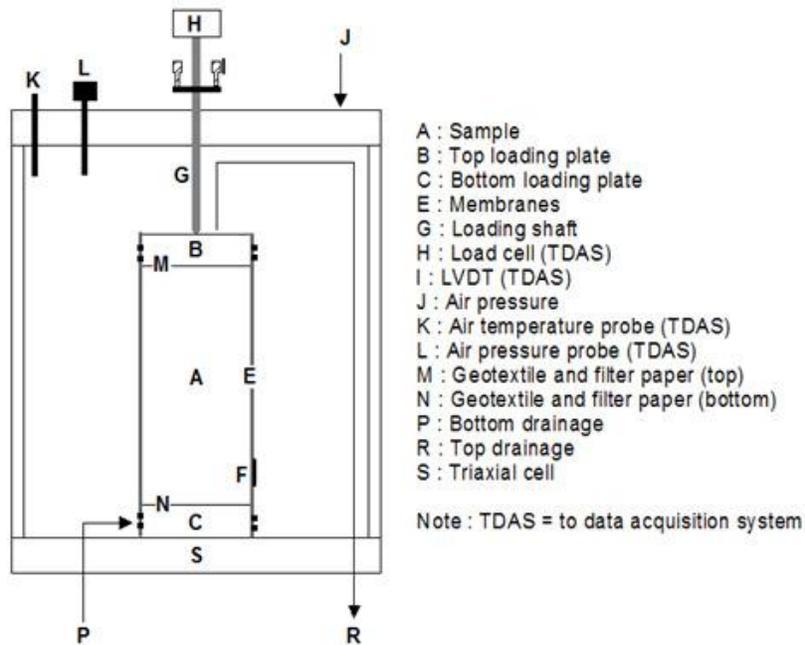
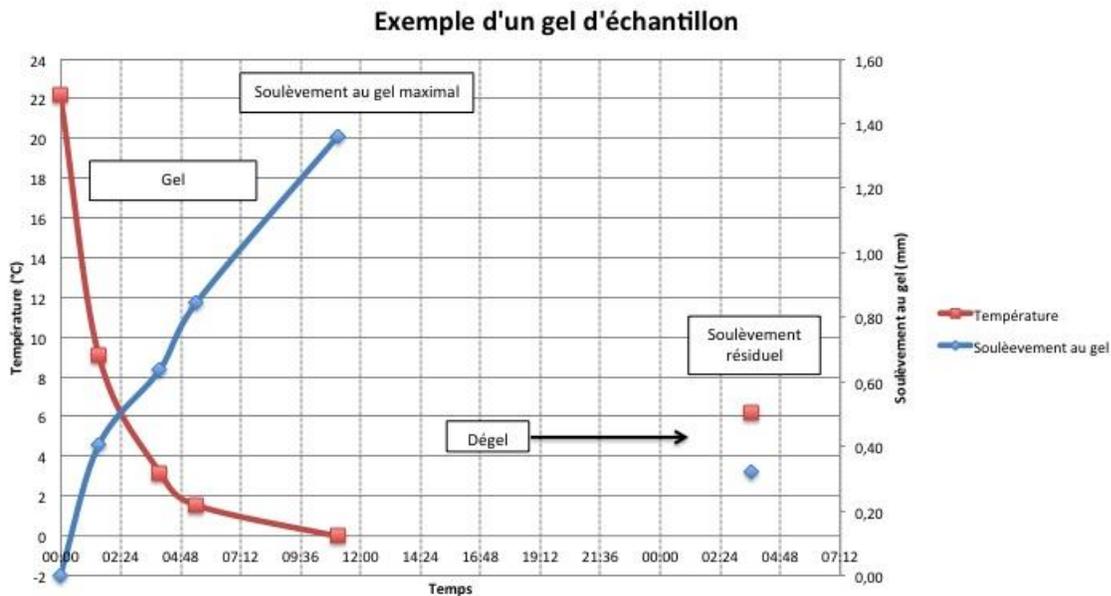


Figure 9-12 : Schéma de la cellule triaxiale et de ses principales composantes (Tirée de Bilodeau et al. (2011))

Lors d'un essai de gel, une température de  $-8\text{ }^{\circ}\text{C}$  est appliquée au liquide réfrigérant. Les LVDT sont installés pour mesurer le soulèvement au gel lors de l'essai. Un réservoir d'eau est connecté à la base de la cellule et le niveau d'eau est positionné au tiers inférieur de la hauteur de l'échantillon, soit la même

hauteur que lors de l'étape de la stabilisation de la saturation. Cette disponibilité en eau permet à l'échantillon de créer des lentilles de glace par cryosuccion. Afin de vérifier si la teneur en eau de l'échantillon a tendance à augmenter avec le nombre de cycle de gel, la masse de la cellule est mesurée avant et après l'essai de gel. Finalement, le gel s'effectue jusqu'à ce que la thermistance placée à la base de l'échantillon atteigne 0,0 °C (avec une tolérance de 0,5 °C). Une fois cette température atteinte, l'entrée d'eau connectée à la base de l'échantillon est fermée, le soulèvement mesuré par les LVDT est noté et il est désormais possible d'effectuer le dégel de l'échantillon.

Pour effectuer le dégel, la température du liquide réfrigérant est fixée à 6 °C à l'aide du bain thermique. Le dégel se déroule durant une période minimale de 16 heures ou jusqu'au moment où les mesures des LVDT se stabilisent. Le soulèvement résiduel résultant du dégel de l'échantillon est noté. Dès lors, il est possible d'effectuer l'essai de déformation permanente. Le processus de gel et de dégel est répété 5 fois pour un échantillon, soit 4 fois pour simuler les cycles de redoux et une dernière fois pour simuler fonte printanière. À la figure 9.13, il est possible de voir un exemple de gel et de dégel pour un échantillon de calcaire CN.



Figure

9-13 : Exemple d'un gel et d'un dégel de l'échantillon de calcaire CN

#### 9.1.1.4 Mesure de la pression interstitielle lors de l'essai de déformation permanente

Les échantillons soumis à l'essai de déformation permanente ont des taux de saturations très élevés. Lors d'un essai, les applications cycliques de contraintes déviatoriques sur l'échantillon en condition non drainée sont soupçonnées de provoquer des surpressions interstitielles considérables dans les échantillons. Elles pourraient avoir un rôle significatif sur le comportement plastique des MG. Par conséquent, un capteur de pression interstitielle est connecté à l'entrée d'eau située à la base de l'échantillon. Ce capteur est relié à un système d'acquisition de donnée permettant d'enregistrer la pression interstitielle de l'échantillon tout au long de l'essai (figure 9.14). À l'aide de cet appareil, il sera possible de vérifier si les pressions interstitielles auront tendance à augmenter de façon significative avec le nombre de cycle de gel-dégel et d'une augmentation possible de la teneur en eau.

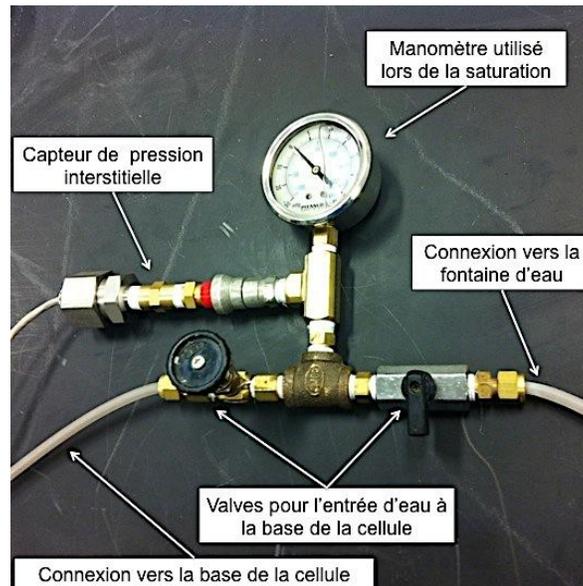


Figure 9-14 : Capteur de pression interstitielle connecté à la base de la cellule triaxiale et au système d'acquisition

### 9.1.2 Paramètres physiques des échantillons

La section suivante présente les résultats des paramètres physiques des échantillons soumis à l'essai de déformation permanente en condition triaxiale. Le tableau 9.3 se veut un résumé des principaux paramètres physiques, soit la hauteur des échantillons ( $h_e$ ), leur degré de saturation ( $S_r$ ), leur porosité ( $n$ ), leur densité sèche ( $\rho_d$ ) et leur pourcentage de compaction par rapport à leur densité sèche maximale ( $\rho_d/\rho_{dmax}$ ) déterminée par les essais Proctor.

**Tableau 9.3 : Résumé des paramètres physiques des échantillons au commencement des essais triaxiaux**

Échantillon	$h_e$ (mm)	$S_r$ (%)	$n$ -	$\rho_d$ kg/m <sup>3</sup>	$\rho_d/\rho_{dmax}$ (%)
Basalte CS	294,0	98,2	0,13	2 344,7	100,8
Gneiss CS	302,5	100,8	0,19	2 235,0	98,7
Calcaire CS	307,0	89,2	0,16	2 200,2	98,6
Calcaire CI	299,5	77,6	0,15	2 242,7	100,7
Calcaire CN	295,5	76,9	0,13	2 251,1	102,2
Effet de contrainte (Calcaire CS)	300,5	91,7	0,17	2 185,3	97,9

Dans le tableau 9.3, il est possible de voir que tous les échantillons respectent la hauteur initiale de 300 mm ( $\pm 10$ ) spécifiés dans la norme LC 20-400. En ce qui concerne le degré de saturation des échantillons, le Basalte CS, le Gneiss CS et les deux calcaires CS ont obtenu des niveaux acceptables de saturation variant de 89,2 à 100,8 %. Cependant, les saturations des calcaires CI et CN sont plus faibles que les autres avec des valeurs respectives de 77,6 et 76,9 %. Finalement, le taux de compaction des échantillons semblent tous acceptables avec des valeurs variant de 97,9 % à 102,2 %. Les résultats de gel-dégel et de chargement sont présentés et analysés dans le chapitre suivant.

## 9.2 Essais à l'aide du simulateur de charge roulante

Le second type d'essai de laboratoire réalisé est celui du simulateur à charge roulante de l'Université Laval. Il consiste à reproduire l'endommagement d'une chaussée construite à l'échelle réduite et de façon accélérée pour quantifier la déformation permanente occasionnée par le passage d'une charge roulante. Contrairement à l'essai triaxial, les chargements obtenus par le simulateur appliquent l'effet de rotation des contraintes. L'objectif de cet essai est donc de valider les résultats obtenus par les expériences en

condition triaxiale. Les résultats acquis par cette expérimentation permettront d'appliquer, au besoin, un facteur de correction sur les résultats provenant des essais en condition triaxiale.

Pour cet essai, deux éprouvettes de chaussée ont été construites. La première éprouvette se voulait la simulation d'un hiver dit « normal », c'est-à-dire que deux conditions environnementales lui ont été appliquées. La première condition est un gel complet de la cuve qui permet de simuler l'effet d'une route gelée en hiver. Le soulèvement au gel de l'éprouvette a tout d'abord été mesuré. Elle a ensuite été soumise à une application de 50 000 cycles de chargement. La deuxième condition environnementale imposée à cette éprouvette est un dégel progressif de la cuve. Encore une fois, 50 000 cycles de chargement lui ont été appliqués durant la progression du dégel. En ce qui concerne la deuxième éprouvette, elle se voulait une répétition des conditions environnementales imposées aux échantillons testés en condition triaxiale. L'éprouvette a été gelée en profondeur pour ensuite subir 4 épisodes de redoux hivernaux, c'est-à-dire des dégels partiels affectant principalement la couche de fondation granulaire de la structure. Les mesures de soulèvement ont été notées pour chacun des cycles de gel. Lors de la progression de chacun des dégels, près de 12 500 passages de roue ont été imposés à la structure. Finalement, un ultime dégel a été appliqué à la cuve. Comme pour la première éprouvette, le dégel de la chaussée devait être complet et une série de 50 000 de chargements a été appliquée lors de sa progression. Pour réaliser cet essai, plusieurs étapes préliminaires ont été effectuées telles que la sélection des épaisseurs des couches, le paramétrage des charges appliquées et la détermination des températures de gel et de dégel. Les prochaines sections de ce chapitre sont dédiées à la description du simulateur, du paramétrage de celui-ci ainsi qu'à la construction, la saturation, au gel et au dégel de l'éprouvette. De plus, la méthode employée pour mesurer les températures, les soulèvements et les déformations est également détaillée.

### 9.2.1 Description du simulateur

Le simulateur de charge roulante de l'Université Laval est un dispositif capable de simuler différent type de sollicitation mécanique et climatique. Il mesure 2,5 m de long, 2,5 m de haut et 1,75 m de large. La cuve permettant la construction de l'éprouvette a une dimension de 1,8 m de long, de 0,6 m haut et de 0,6 m de large. Il possède une roue de 460 mm de diamètre et de 150 mm de largeur, ce qui correspond à une dimension plus faible qu'une roue d'un véhicule lourd standard. Cependant, la forme de la semelle de cette roue est semblable à celle retrouvée sur les pneus de la majorité des véhicules lourds. Le pneu est rattaché à un ballon de suspension permettant d'appliquer la charge voulue sur le pneu. À l'aide d'un

système de rails, de câbles et de rotors, il effectue un mouvement de va-et-vient pouvant simuler le passage d'une roue d'un véhicule lourd. Il atteint la vitesse constante de 6 km/h sur une distance de 0,6 m au centre de l'échantillon. Il complète un aller en un temps de 1,5 seconde pour une distance parcourue de 1,8 m. En plus de ce mouvement longitudinal, il peut également se déplacer de façon latérale. Ce déplacement transversal est de l'ordre du millimètre et s'effectue par incrément à chaque aller-retour de façon à suivre une loi normale. La distance transversale maximale qu'il peut atteindre de chacun des côtés de l'éprouvette est de 150 mm. La figure 9.15, tirée de Juneau et Pierre (2008), présente les principales composantes du simulateur, soit le bâti, la cuve, les rails de déplacement latéral et longitudinal de même que le système d'application de charge.

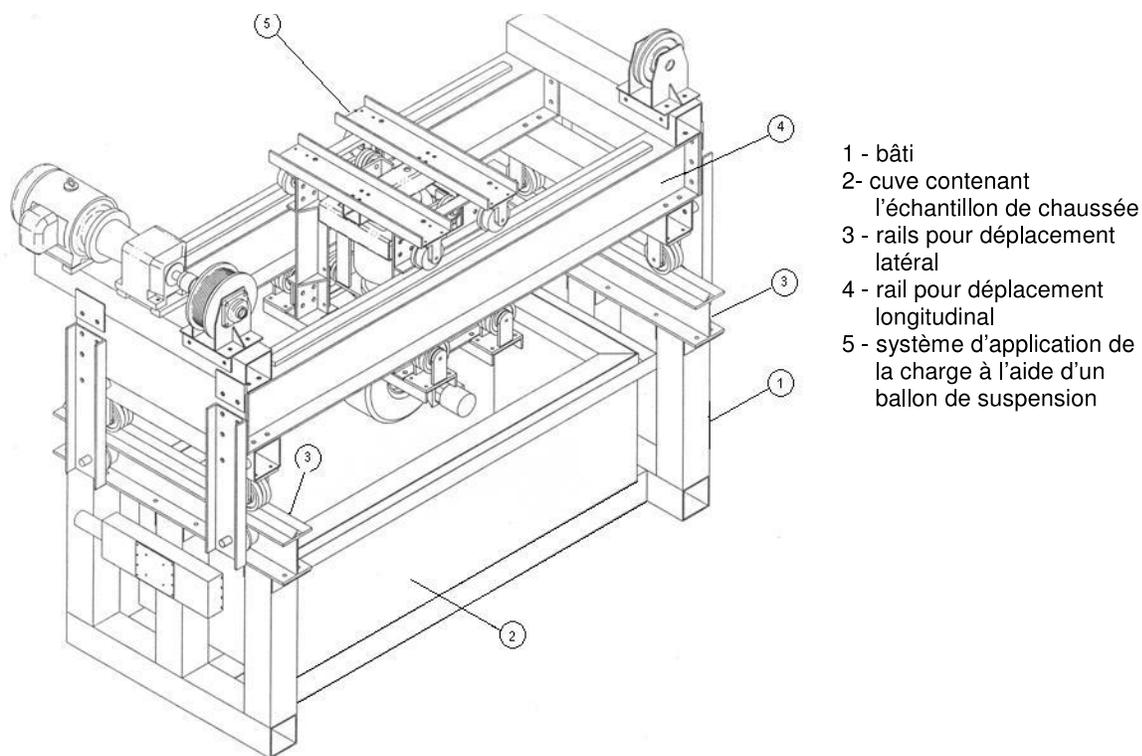


Figure 9-15 : Schéma du simulateur de charge roulante et de ses principales composantes (Tirée de Juneau et Pierre (2008))

Le simulateur est situé dans une chambre à température contrôlée. Il est possible de maintenir la température voulue sur une plage allant de -10 à 20 °C. Les parois de la cuve sont isolées permettant ainsi un gel uniaxial de la cuve sans qu'un gel ne progresse par les côtés. Afin d'assurer que le gel se produit du haut vers le bas de la cuve, un câble chauffant a été installé dans le fond de celle-ci. Lorsque la cuve est gelée et que la température imposée dans la chambre est positive, le front de dégel progresse également du

haut vers le bas. Il est ainsi possible de créer l'effet de « cuvette » où l'eau de fonte reste captive dans les couches supérieures en raison du drainage déficient des couches sous-jacentes toujours gelées.

Finalement, plusieurs dispositifs de sécurité sont installés dans le simulateur. Ces éléments sont dédiés autant pour la sécurité du manipulateur que pour l'équipement. Des arrêts d'urgence, une grille de sécurité et système de détection de mouvement brusque protègent et stoppent instantanément l'opération du simulateur. Aussi, le système d'acquisition de données et le système de contrôle sont situés à l'extérieur de la chambre du simulateur. Voilà ce qui complète la description générale du simulateur, dans la prochaine section, il sera question du paramétrage de l'essai.

## 9.2.2 Choix des paramètres

Le choix des paramètres est une étape importante de l'essai du simulateur. Étant donné que la roue et l'éprouvette de chaussée sont des modèles réduits de ce qu'il est possible de retrouver dans la réalité, un facteur d'échelle influencera nécessairement cet essai. Cependant, en effectuant des choix judicieux pour les paramètres de chargement et de conception, il est possible de s'approcher du comportement réel qu'aurait une chaussée flexible du Québec. Cette section traitera du choix des paramètres de chargement, de dimensionnement ainsi que des températures appliquées pour le gel et le dégel des échantillons.

### 9.2.2.1 Détermination des couches de sols et de leur épaisseur

Dans le cadre de cet essai, il a été convenu de créer une éprouvette représentant une chaussée en modèle réduit. Ainsi, le but était de concevoir un échantillon comportant toutes les couches de matériaux retrouvées dans une structure de chaussée flexible conventionnelle. Ainsi, les deux échantillons ont été construits de la même façon, soit d'un sol d'infrastructure, d'une sous-fondation de MG-112, d'une fondation de MG-20 et d'une couche de béton bitumineux ESG-10. Les résultats de caractérisation de chacun de ces matériaux ont été décrits au chapitre 8. Pour chacune des couches, une épaisseur a été visée. La couche du sol d'infrastructure devait être de 190 mm, la couche de sous-fondation (MG-112) et celle de la fondation (MG-20) devaient être de 160 mm, tandis que la couche d'enrobé devait être égale à 65 mm. L'épaisseur totale visée pour les deux éprouvettes était donc de 575 mm. En ce qui concerne la densité, le pourcentage de compaction devait atteindre 95 % pour la couche du sol d'infrastructure et 98 %

pour les couches de sous-fondation et de fondation. Ces valeurs sont en accord avec les valeurs minimales exigées par le MTQ selon le Cahier des Charges et Devis Généraux.

#### 9.2.2.2 Détermination des paramètres de chargement

La mesure de l'agressivité d'un véhicule est la principale composante pour déterminer le dimensionnement de la chaussée. Cette mesure d'agressivité se traduit par le nombre d'ÉCAS (équivalent de charge axiale simple) appliqué par un véhicule lourd. Un ÉCAS représente le chargement appliqué sur la chaussée par un essieu simple équipé de pneus jumelés et chargé à 80 kN. En subdivisant cet essieu de moitié, puis en le divisant encore une fois pour obtenir la charge d'un pneu unique, comme pour le cas du simulateur, la valeur simplifiée du chargement par cette roue devrait normalement correspondre à 20 kN. Sachant que l'aire de surface moyenne d'un pneu de véhicule lourd est de 0,0305 m<sup>2</sup>, il est possible de déterminer la pression de contact équivalente à l'aide de la formule suivante :

#### Équation 9.1

$$P_c = \frac{Q}{S}$$

Où  $P_c$  représente la pression de contact (kPa),  $Q$  signifie la charge appliquée (kN) et  $S$  est la surface de contact du pneu (m<sup>2</sup>). Ainsi, la pression de contact de la roue du simulateur devrait s'approcher de 650 kPa.

Puisque le pneu utilisé est de plus faible dimension qu'une roue d'un véhicule lourd conventionnel, la surface de contact de celle-ci est également différente. De plus, cette surface de contact peut varier en fonction de la pression du pneu et de la charge appliquée. L'étude de Poupart (2013) a déterminé les différentes surfaces de contact de la roue du simulateur en fonction de la pression du pneu et de la charge appliquée. Pour ce faire, le pneu a été recouvert de peinture et des empreintes sur un carton blanc ont été obtenues à différentes pressions de pneu et de ballon de suspension. Le tableau 9.4 montre les résultats de surface de contact obtenus. Deux pressions de pneu (80 et 90 psi) ont été appliquées tandis que trois différentes pressions ont été imposées par le ballon de suspension (10 psi, 30 psi et 50 psi).

Tableau 9.4 : Résumé des surfaces de contact du pneu en fonction de la pression du pneu et du ballon

Pression du pneu (psi)	Pression du ballon (psi)	Surface de contact (cm <sup>2</sup> )
80	10	95,068
80	30	151,762
80	50	191,790
90	10	69,656
90	30	136,130
90	50	186,885

La valeur de la pression dans le ballon de suspension est en lien direct avec la valeur de la charge imposée au-dessus de la roue. Une calibration de la charge sur le pneu en fonction de la pression du ballon est donc nécessaire. Celle-ci a été réalisée dans l'étude de Poupart (2013). Une cellule de charge reliée à un système d'acquisition a été placée sous la roue du simulateur. Elle notait la valeur, en kN, du chargement induit par la pression du ballon. La pression du ballon a été augmentée par des incréments de 5 psi. Lors de cette calibration, la pression du pneu était fixée à 80 psi. La figure 9.16 présente les résultats de cette calibration.

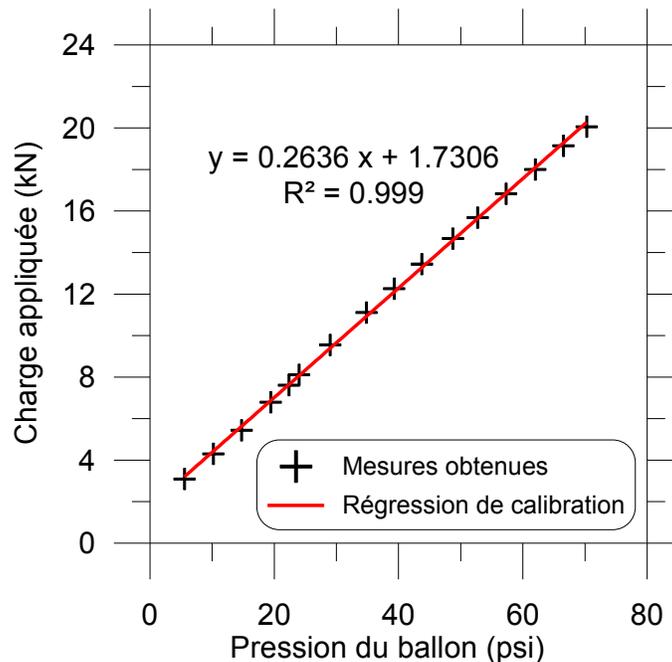


Figure 9-16 : Calibration du ballon du simulateur mécanique pour un pneu gonflé à 80 psi (tirée de Poupart , 2013)

Pour que l'essai du simulateur corresponde à l'essai en condition triaxial, il est important que des contraintes verticales induites dans la partie supérieure de la couche de fondation soient similaires. Cette contrainte atteignait 120 kPa dans l'essai triaxial. Ensuite, pour que l'essai reflète la réalité, le chargement

du pneu devait produire une déflexion de l'ordre de 0,2 mm à la base de la couche de fondation. Pour déterminer les valeurs de contrainte et de déflexion, des simulations ont été effectuées à l'aide du logiciel *WinJULEA*. Les résultats obtenus sont présentés au tableau 9.5.

**Tableau 9.5 : Résumé de la simulation réalisée sur *WinJULEA* pour déterminer la contrainte vertical appliquée sur l'échantillon**

Pression pneu (psi)	Pression ballon (psi)	Charge (kN)	Aire de contact (m <sup>2</sup> )	Pression de contact (kPa)	Contrainte verticale (kPa)	Déflexion (mm)
80	30	9,6031	0,01518	632,77	140	0,0789

Avec une pression de pneu et de ballon de 80 et 30 psi respectivement, la pression de contact équivalente sur la surface de l'échantillon est de 633 kPa, soit une valeur très proche de celle de référence (650 kPa) déterminée précédemment. Selon la simulation, une contrainte verticale moyenne de 140 kPa agit dans le quart supérieur de la fondation, soit une valeur de contrainte acceptable, quoique légèrement supérieure à celle retrouvée en condition triaxiale (120 kPa). Finalement, la déflexion à la base de la couche de fondation est de 0,0789 mm. Il s'agit d'une valeur légèrement plus faible que celle de référence (0,2 mm), mais qui reste valable pour l'essai. Le tableau 9.6 présente les paramètres entrés pour effectuer cette simulation. Il est possible d'y voir les épaisseurs, les modules réversibles ainsi que les coefficients de Poisson assignés pour chacun des matériaux constituant la cuve d'essai.

**Tableau 9.6 : Paramètres d'entrée pour les simulations effectuées avec le logiciel *WinJulea***

Couche	Épaisseur mm	Module réversible Mpa	Coefficient de Poisson
Enrobé	65	3 000	0,35
Fondation	163	200	0,35
Sous-fondation	153	125	0,35
Sol infrastructure	191	50	0,45
Matériau rigide	0	50 000	0,35

Dans le tableau 9.6, il est possible de voir que les épaisseurs sélectionnées pour la réalisation de cette simulation sont les mêmes que celles retrouvées dans la cuve. Les valeurs des modules réversibles et des coefficients de Poisson utilisés sont considérées représentatives des matériaux de chaussée. La base de la cuve, constituée d'une plaque d'acier, a également été considérée dans la simulation. Afin d'exprimer sa forte rigidité, un module de 50 000 Mpa lui a été assigné.

### 9.2.2.3 Détermination des températures de gel et de dégel

Pour effectuer le gel de la cuve, la température de la chambre a été fixée à  $-8\text{ °C}$ , soit la même température qui fut utilisée pour le gel des échantillons des essais triaxiaux. Afin de permettre la possibilité au sol d'infrastructure de subir du soulèvement au gel, un réservoir d'eau a été rempli à la base de la cuve. Pour éviter que le gel ne se fasse autant par la base que par le haut de la cuve, un câble chauffant a également été installé. Ce câble, relié à un thermostat dans le réservoir, ne démarrait que lorsque la température dans le réservoir atteignait  $1\text{ °C}$  et s'arrêtait lorsqu'il était égal à  $2\text{ °C}$ . Ainsi, il était possible de maintenir le réservoir à une température minimale supérieure à  $0\text{ °C}$  pour que le gel se produise de façon uniaxiale, soit du haut vers le bas de la cuve. De plus, cette chaleur laissait, au besoin, une disponibilité en eau pour le gonflement du sol par cryosuccion. La figure 9.17 montre le réservoir de la cuve et l'installation du câble chauffant à l'intérieur de celui-ci. Le câble noir est l'élément chauffant, tandis que le câble jaune est le thermostat situé dans le réservoir. Lors de fermeture du réservoir, une attention a été portée pour ne pas mettre les deux câbles en contact.

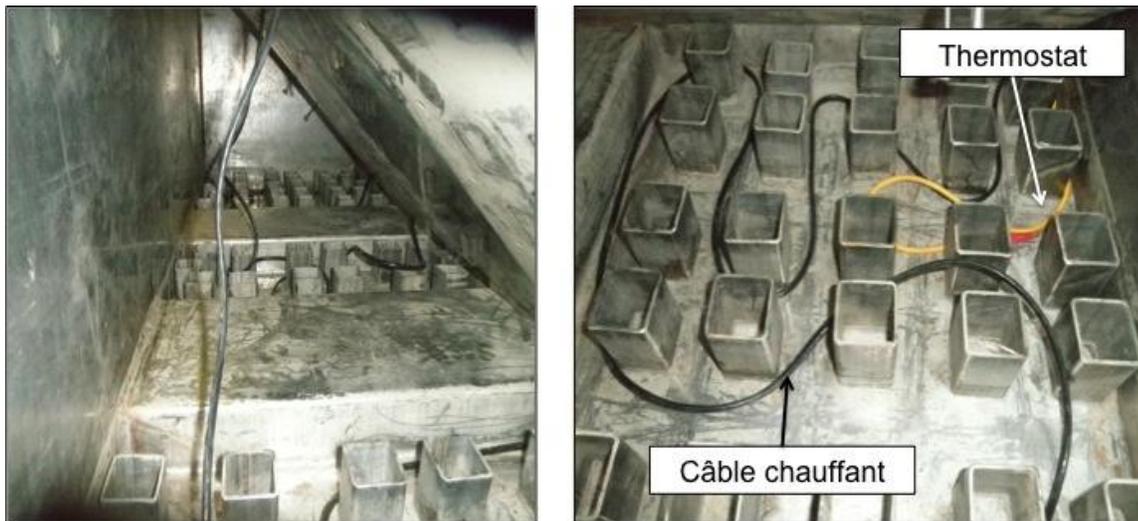


Figure 9-17 : Câble chauffant (noir) et thermostat (jaune) installé dans le réservoir de la cuve

Pour déterminer le temps requis pour effectuer le dégel de la cuve, des simulations ont été réalisées à l'aide du logiciel *Temp/W*. L'éprouvette de la cuve a été modélisée. Les propriétés thermiques de chacun des matériaux ont été assignées à l'aide de valeurs types retrouvées dans la littérature, notamment la conductivité thermique et la capacité calorifique. De plus, des paramètres tels que la teneur en eau volumétrique étaient nécessaires. Les modélisations réalisées ont permis d'avoir une idée de l'évolution du dégel et du temps requis pour le dégel de chacune des couches. Cependant, il est important de noter que

l'exactitude des résultats est discutable. Tout d'abord, certains paramètres ne pouvaient être considérés dans la modélisation. Par exemple, le temps nécessaire pour que la chambre atteigne la température de dégel imposée à la surface de la cuve. Par conséquent, il est important de noter qu'une période de temps supplémentaire est à considérer pour l'atteinte de cette température. De plus, les paramètres thermiques et physiques ne sont pas nécessairement les valeurs réelles des matériaux de la cuve. Ces informations doivent être considérées dans l'analyse de ces modélisations. La figure 9.18 présente, sous forme graphique, le résultat de la simulation effectuée à l'aide du logiciel *Temp/W*. Il est possible d'y voir le gel initial imposé à  $-8\text{ }^{\circ}\text{C}$  en régime permanent ainsi que l'évolution du dégel de la cuve lorsque la température de surface est fixée à  $14\text{ }^{\circ}\text{C}$ .

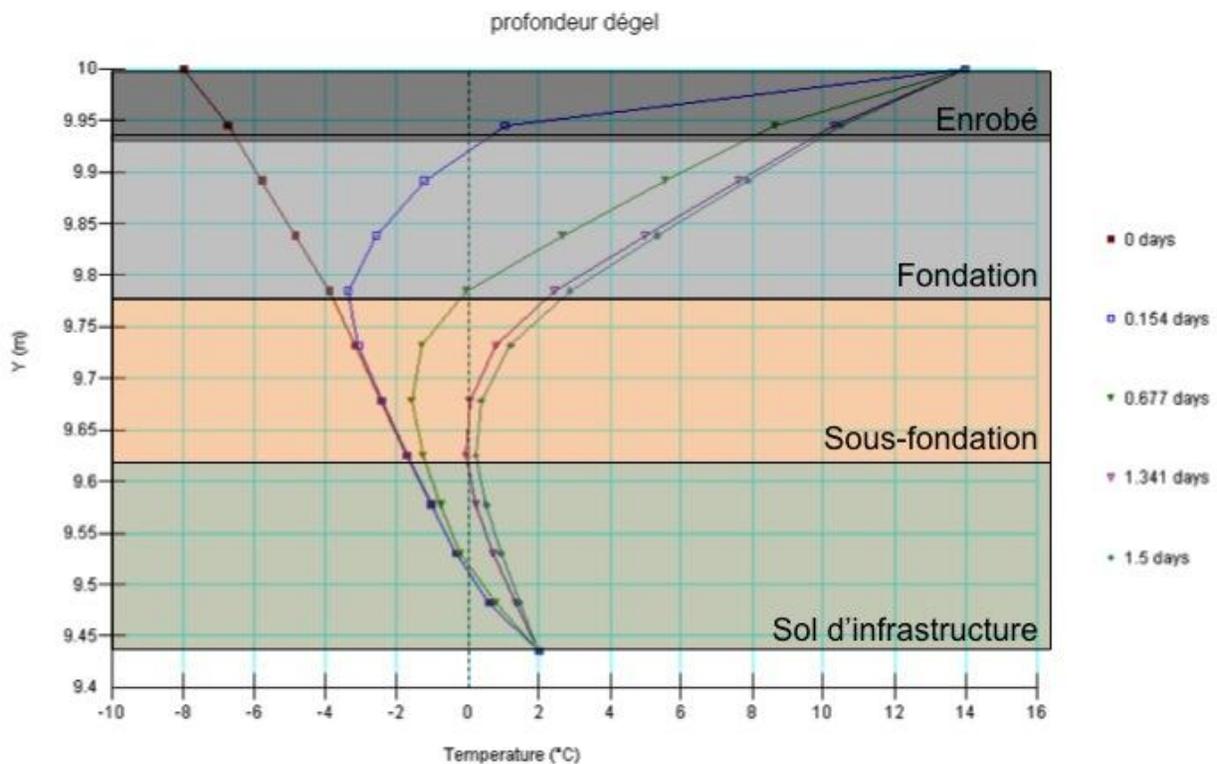


Figure 9-18: Résultat de la simulation réalisée avec le logiciel *Temp/W* pour déterminer l'évolution du dégel de l'échantillon

Dans cette simulation, la courbe en rouge représente le gel de l'échantillon en régime permanent. La température à la base de la cuve est fixée à  $2\text{ }^{\circ}\text{C}$  en raison du réservoir d'eau contenant le câble chauffant. Il est donc normal de remarquer des températures supérieures à  $0\text{ }^{\circ}\text{C}$  à la base du sol d'infrastructure, et ce, même en condition de gel. Par la suite, l'évolution du dégel est représentée par les différentes courbes dont la température de surface est fixée à  $14\text{ }^{\circ}\text{C}$ . Chacune de ces courbes représente le dégel de la cuve à différents moments. À l'aide de la courbe bleue, il est possible de voir que le dégel atteint la surface de la

fondation à environ 0,154 jour (3,7 heures), soit à une profondeur de 65 mm (9,93 m sur le graphique). Le front de dégel atteint la sous-fondation après 0,68 jour (16,25 heures) de dégel. La limite supérieure de la sous-fondation se retrouve à une profondeur de 225 mm (9,78 m). Finalement, la cuve semble complètement dégelée après 1,5 jour de dégel, ce qui correspond à 36 heures de dégel. Comme il fut mentionné précédemment, un délai est attendu avant que la température de surface atteigne 14 °C. Ce délai devra être pris en considération lors du commencement du dégel. De plus, il se peut que les températures à l'intérieur de la cuve soient différentes de celles simulées en régime thermique permanent. Finalement, la base de la cuve ne peut être isolée de façon convenable. La chaleur de la chambre risque de pénétrer par la base de la cuve et d'induire un second front de dégel. Par conséquent, il se peut que le dégel se déroule à une vitesse plus élevée que celle prévue par cette simulation et la couche de sous-fondation semble être la dernière à dégeler complètement. Afin d'avoir une idée plus précise de l'évolution du dégel, la première éprouvette testée servira pour paramétrer le temps de dégel exact de la cuve. La température des dégels partiels et du dégel total pourront être réajustés en conséquence pour les essais effectués sur la deuxième éprouvette.

### 9.2.3 Mise en place des matériaux, du déflectomètre et des thermistances

Pour construire les deux éprouvettes, la première étape consiste à mettre un géotextile dans le fond de la cuve. La base de celle-ci est constituée d'une plaque faisant la séparation entre le réservoir d'eau et l'échantillon. Cette plaque est recouverte d'une multitude de petits trous répartie uniformément qui permet le drainage de l'échantillon. Ainsi, les fonctions de ce géotextile étaient de prévenir le colmatage des trous de la plaque et d'améliorer la dispersion de l'eau dans le sol lors de sa saturation.

Ensuite, il fallait disposer des fils du câble chauffant, du thermostat et des futures thermistances à un endroit qui serait le moins gênant possible lors de la compaction des couches et de l'essai de la cuve. Ils ont été positionnés dans un des coins de la cuve et ont été recouverts d'une couche d'isolant pour éviter qu'ils soient abimés ou qu'une partie du câble chauffant affecte thermiquement les différentes couches de la cuve. Finalement, le socle du déflectomètre multiniveaux a également été installé au centre de la cuve, à l'endroit où passe la roue. Le déflectomètre est un outil servant à mesurer le tassement individuel de chacune des couches durant l'essai. La figure 9.19 illustre l'avancée de la confection de l'éprouvette à cette étape. La cuve est désormais prête pour recevoir les premières couches de sols.

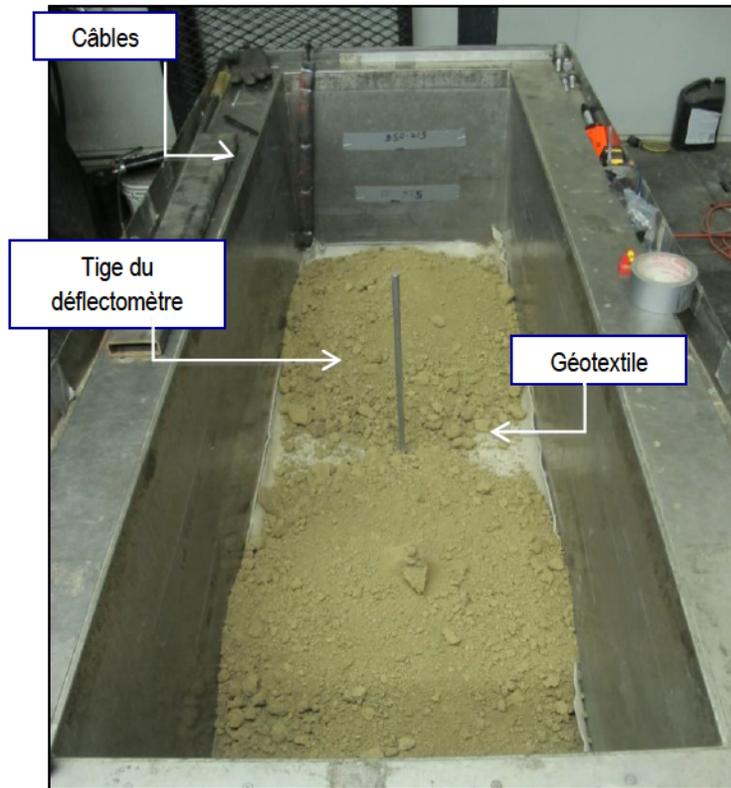


Figure 9-19 : Pose du géotextile, du socle du déflectomètre et l'isolation des câbles au début de la construction de la cuve

Pour la mise en place de chacune des couches, les sols étaient humidifiés à la teneur en eau optimale de leur essai Proctor. Ils étaient ensuite compactés à l'aide d'un marteau vibrant de type *Hilti TE 1000-AVR* soit le même compacteur qui fut utilisé pour la compaction des échantillons triaxiaux. Chacune des couches était compactée en plusieurs sous-couches. L'épaisseur moyenne de chacune des sous-couches était de 40 cm d'épaisseur. Une attention particulière était portée pour que la surface obtenue soit la plus égale possible.

À la surface de chacune des couches de matériau, de nouvelles sections du déflectomètre ont été insérées sur la tige du socle de celui-ci. Afin d'éviter que les tiges ne figent l'une sur l'autre par le gel de l'eau pouvant s'y retrouver, de la graisse a été appliquée sur les parois de chacune des tiges. La figure 9.20 illustre une section du déflectomètre et de la graisse appliquée en son centre. La figure 9.21 présente l'installation des différentes sections du déflectomètre pour chacune des couches.

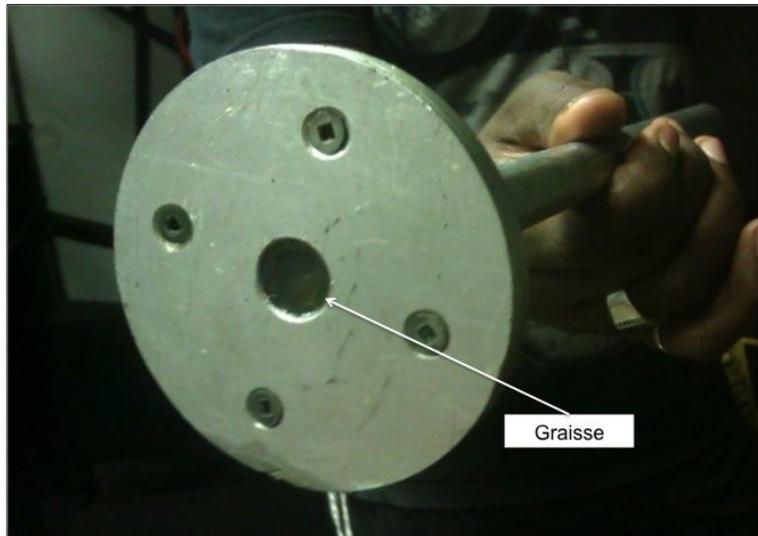


Figure 9-20: Section du déflectomètre avec graisse à l'intérieur de sa paroi

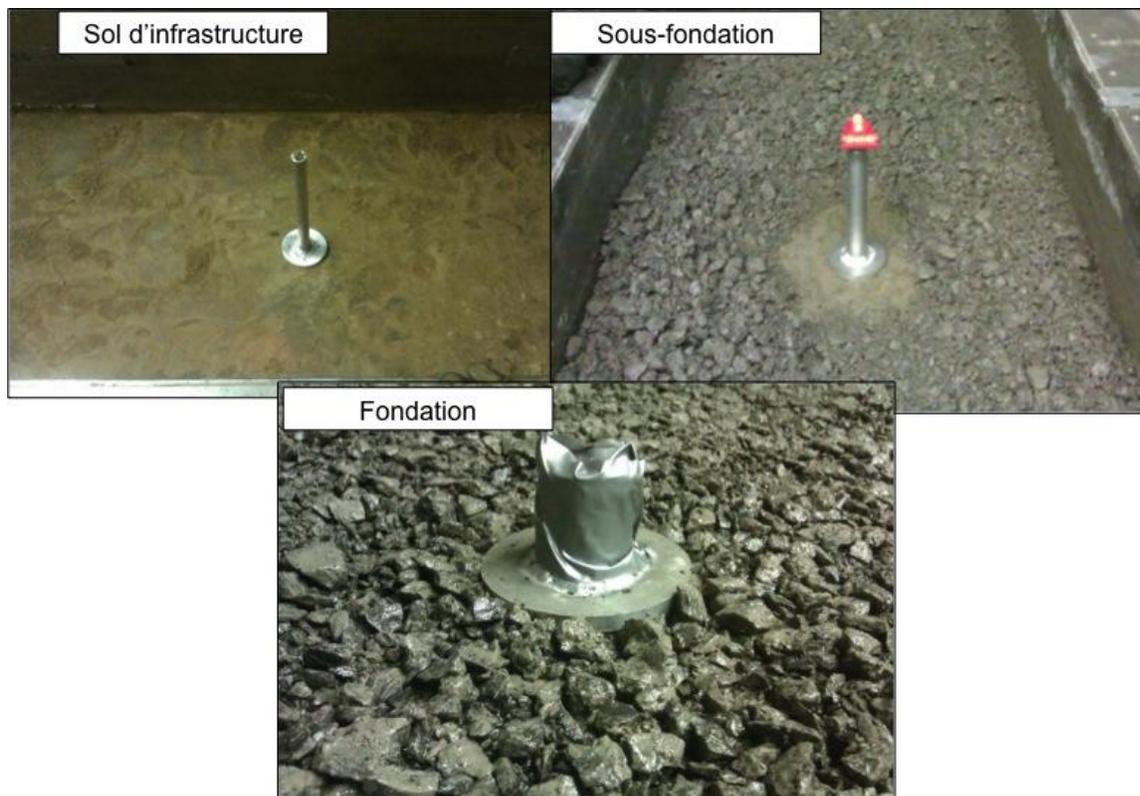


Figure 9-21 : Pose des sections du déflectomètre à la surface de chacune des couches de sol

La figure 9.22 montre de schéma de l'installation du déflectomètre multiniveau à l'intérieur de l'échantillon.

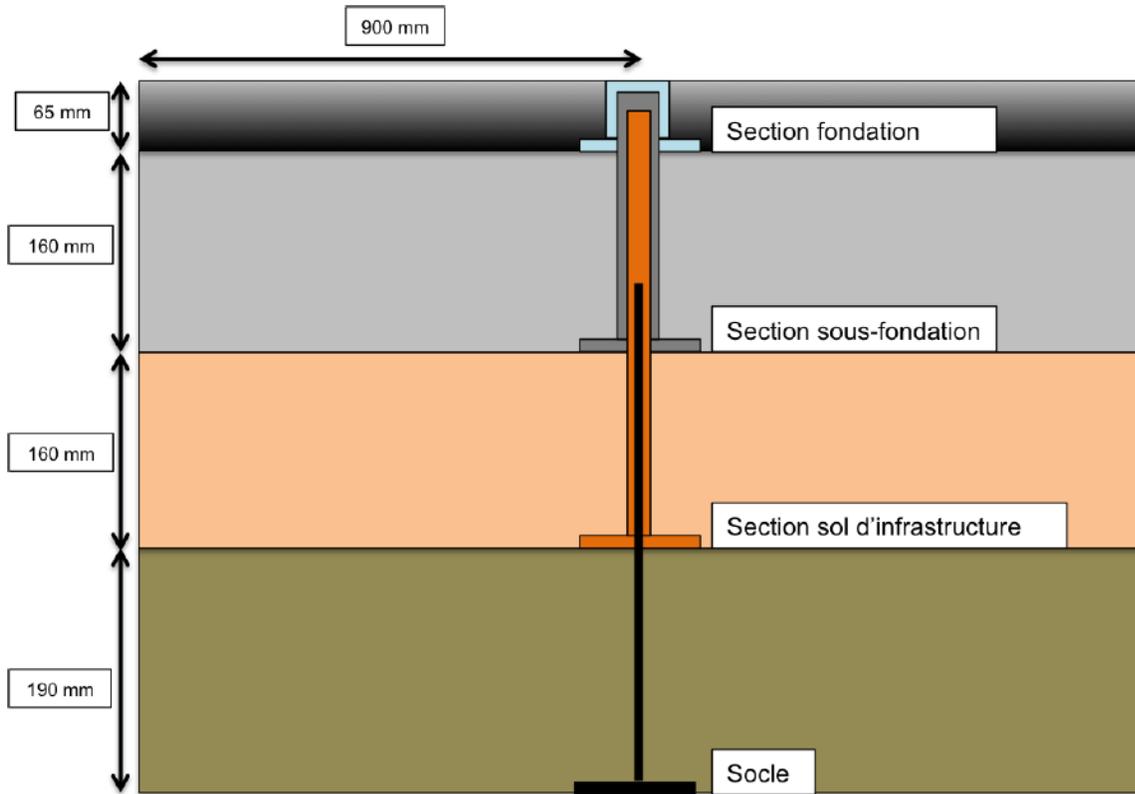


Figure 9-22 : Schéma de l'installation du déflectomètre à l'intérieur de l'échantillon

Des thermistances ont été installées de part et d'autre dans l'échantillon. Elles permettent de connaître l'état des températures lors des gels et des dégels de la cuve. Puisque la couche de fondation est le matériau principal à l'étude, il était nécessaire que cette couche soit instrumentée avec précision. Au total, 10 thermistances y ont été installées. Trois de ces thermistances se trouvent directement à l'interface entre la couche de revêtement et celle de fondation. Ensuite, quatre thermistances ont été placées au centre de la couche fondation, soit deux au milieu et une à chaque extrémité de la cuve. Enfin, trois thermistances ont été installées à limite entre la couche de fondation et de sous-fondation. Afin de limiter le bris des thermistances lors de la compaction des différentes sous-couches de la fondation. Une mince couche de passant 5 mm a été placée aux emplacements des thermistances à l'aide d'un tamis (voir figure 9.24). Finalement, deux dernières thermistances ont été installées au centre des couches de sous-fondation et du sol d'infrastructure. La figure 9.23 illustre le positionnement de chacune des thermistances à travers l'échantillon. La figure 9.24 présente l'installation des thermistances dans l'échantillon.

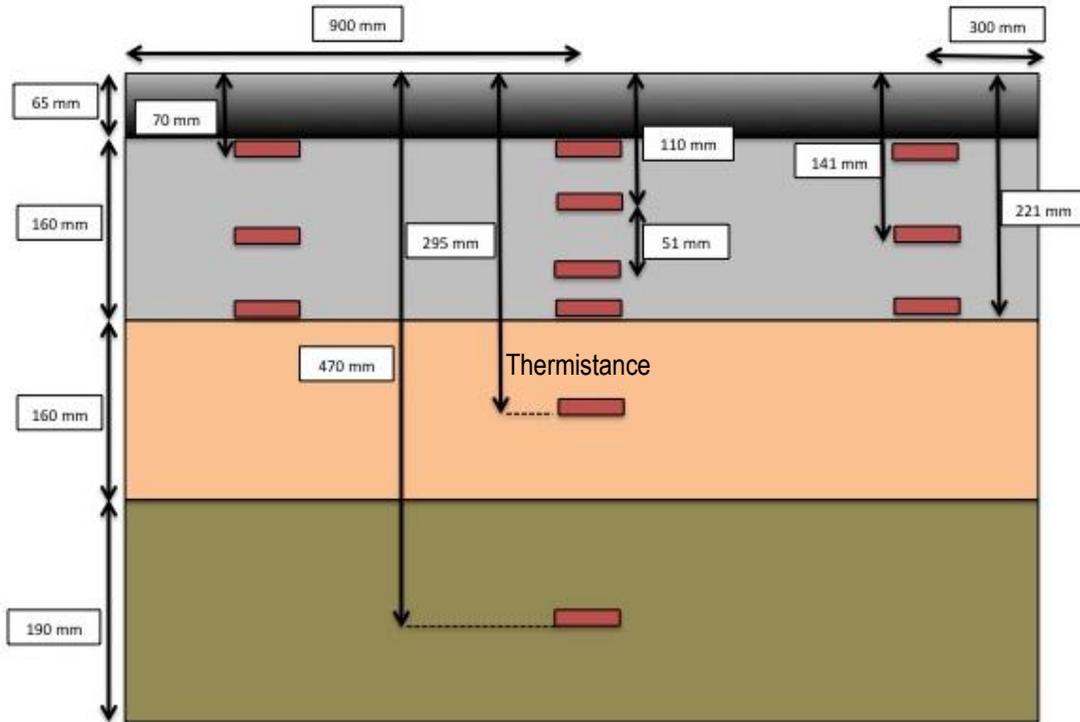


Figure 9-23 : Positionnement des thermistances à l'intérieur de l'échantillon



Figure 9-24: Installation des thermistances dans les matériaux à l'essai

Avant la pose du béton bitumineux, un bouchon résistant à la chaleur est installé à la surface du déflectomètre. Les câbles ressortant de la cuve ont aussi tous été isolés thermiquement pour éviter tout bris occasionné par la chaleur (figure 9.25). Une fois la pose de la couche de revêtement effectuée, le bouchon du déflectomètre peut être enlevé et le déflectomètre apparaît tel que présenté à la figure 9.26. Chacun des

cercles concentriques représente le niveau d'une couche de l'échantillon. La cuve est désormais pour la prochaine étape, la saturation.

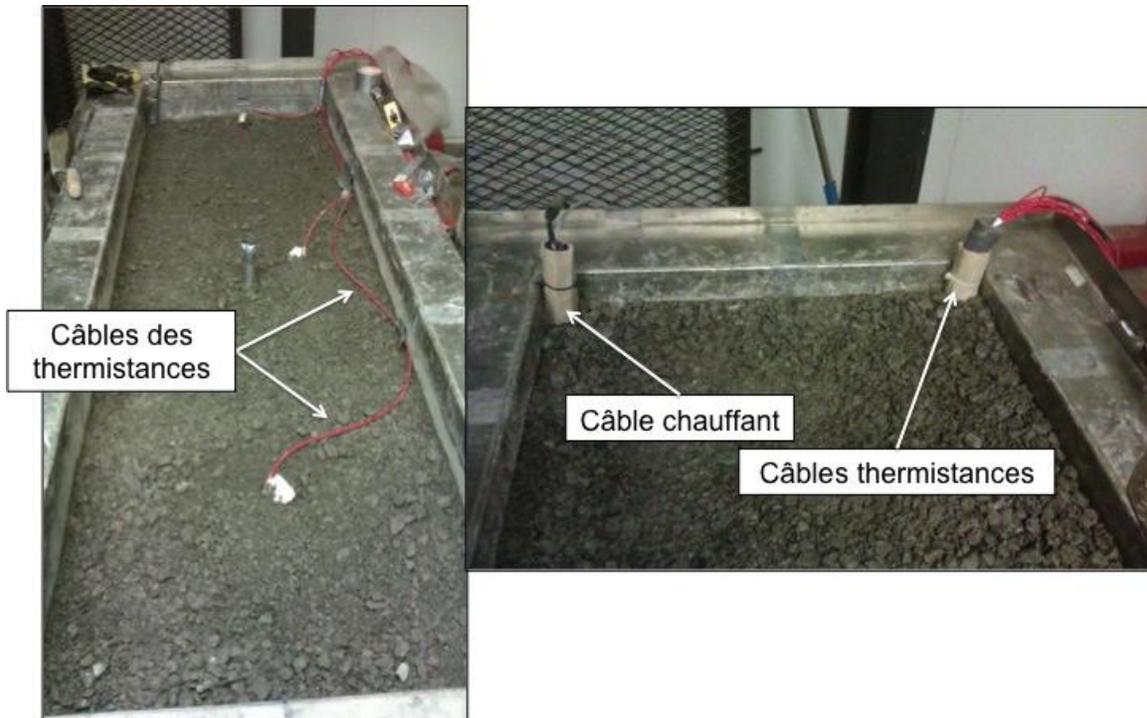


Figure 9-25: Position des différents câbles à l'intérieur de l'échantillon

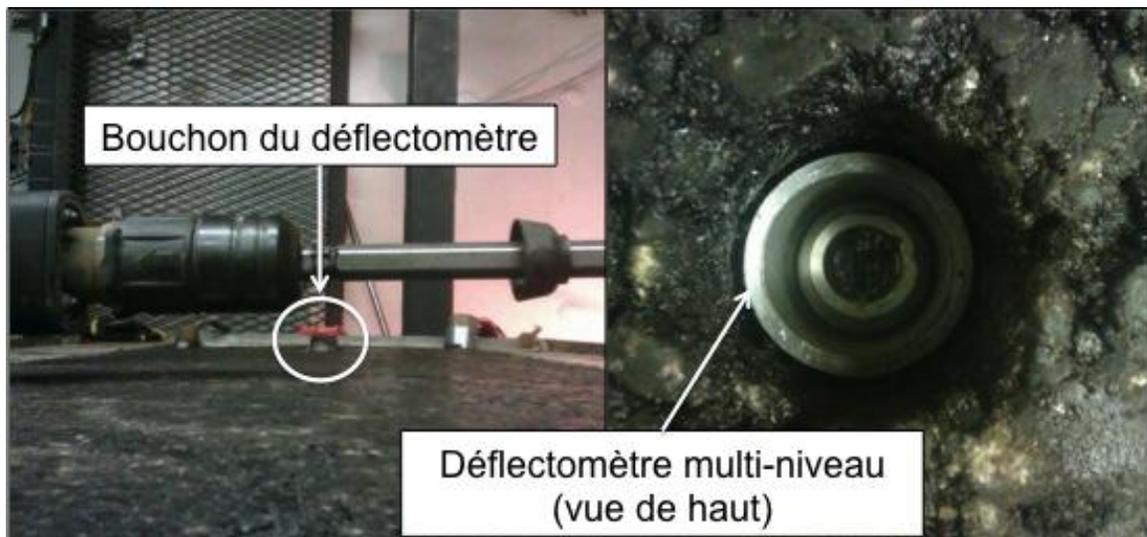


Figure 9-26 : Apparence du déflectomètre multi-niveau une fois le montage de la cuve terminée

#### 9.2.4 Saturation de l'échantillon

La connaissance de la teneur en eau de l'ensemble de l'échantillon était approximative. La teneur en eau de chacun des matériaux avait été mesurée préalablement avant leur mise en place. Ils ont ensuite été humidifiés à leur teneur en eau optimale, puis compactés jusqu'à l'atteinte du pourcentage de compaction visé. La densité de chacune des couches a été calculée de façon approximative tout au long de la mise en place. Pour ce faire, une mesure de l'épaisseur moyenne de la couche était faite après la compaction de chacune des couches, ce qui permettait de connaître le volume du matériau. Connaissant préalablement la masse du matériau ajouté et sa teneur en eau, il était possible d'estimer la densité, ce qui permettait d'avoir une idée de la quantité d'eau nécessaire pour saturer l'échantillon. Un réservoir d'eau a été connecté à un réseau de tubage permettant de remplir le réservoir d'eau de la cuve. Le réservoir a ensuite été positionné en état de surcharge pour saturer l'éprouvette de chaussée. La couche de revêtement a été percée à ses extrémités pour permettre l'évacuation de l'air lors de la saturation. Afin de connaître la position du niveau d'eau dans la cuve, un tube servant de piézomètre a été utilisé en le connectant à la base du réservoir. Il était fixé à la surface de la cuve et permettait de voir le niveau d'eau dans l'échantillon. Deux facteurs étaient nécessaires pour arrêter la saturation. Il fallait premièrement que le piézomètre affiche un niveau d'eau s'approchant de limite supérieur de la couche de fondation. Deuxièmement, il fallait que la quantité d'eau ajoutée s'approche de la valeur nécessaire initialement estimée. Une fois que la cuve a atteint un degré de saturation satisfaisant, elle a ensuite été stabilisée au deux tiers de la hauteur de la couche de fondation.

#### 9.2.5 Méthodes pour mesurer le soulèvement et la déformation permanente

Une fois la cuve prête pour le commencement de l'essai, il faut tout d'abord prendre des mesures initiales de la position de la surface de la cuve à différents endroits. Ces mesures servent de référence pour tous tassements occasionnés par soulèvement au gel ou bien par déformation permanente lors des passages de la roue. Par conséquent, il est important de choisir judicieusement les endroits de mesure. Comme il a été mentionné au début de ce chapitre. La roue atteint une vitesse constante de 6 km/h sur une distance de 0,6 m au centre de la cuve. Il s'agit donc de la zone de choix pour prendre des mesures pour éviter tout effet induit par l'accélération ou la décélération de la roue. La figure 9.27 présente la cuve (vue de haut) avec ses zones de vitesse constante, d'accélération et de décélération. Il est nécessaire de concentrer nos mesures dans la zone du milieu.

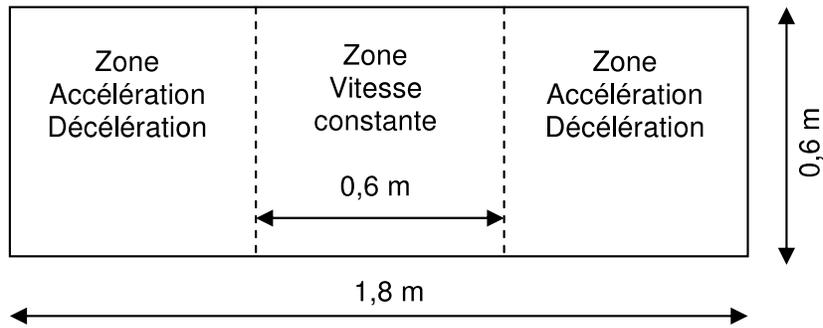


Figure 9-27 : Zones d'accélération, de décélération et de vitesse constante de la roue du simulateur

Ainsi, il a été décidé que les positions de mesures sont prises sur la ligne du déflectomètre multiniveau au centre de la cuve, et à 250 mm de part et d'autre du centre de la cuve tel présenté à la figure 9.28. Sur cette figure, chaque croix rouge représente un point de mesure. La croix verte représente la position du déflectomètre au centre de la cuve.

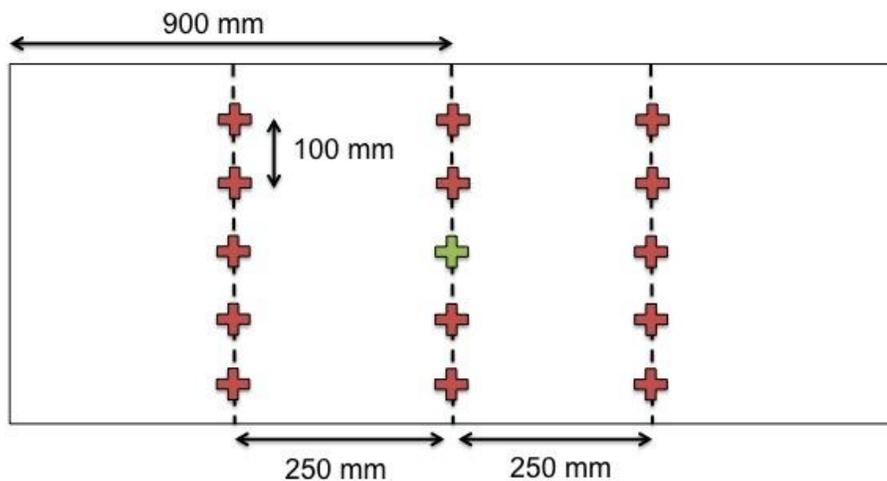


Figure 9-28 : Position des mesures d'orniérage et du déflectomètre multi-niveau lors des essais du simulateur de charge roulante

Les mesures d'orniérage ont été réalisées à l'aide d'une règle et d'un triangle à ornière. Pour mesurer le tassement de chacune des couches, les mesures étaient faites sur le déflectomètre multi-niveau à l'aide d'un vernier. La figure 9.29 suivante présente un exemple de mesures faites à l'aide des outils mentionnés ci-dessus.

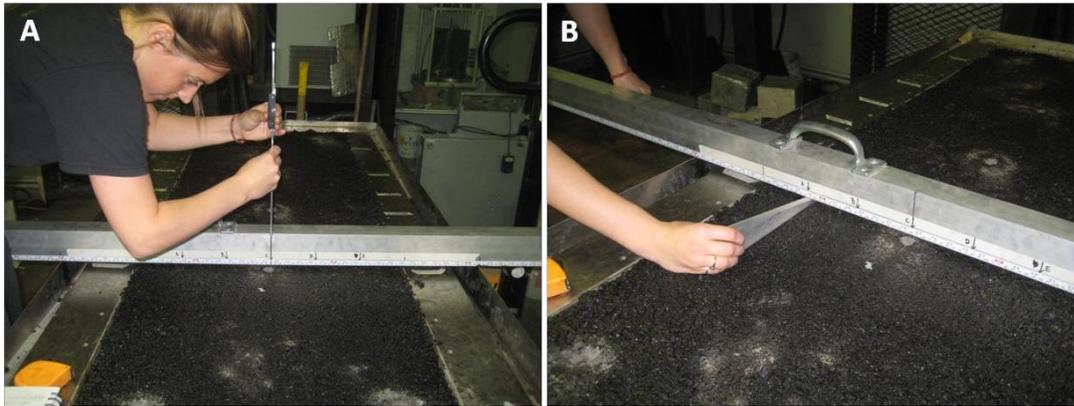


Figure 9-29 : Instrumentation utilisée pour mesurer A) la déformation verticale (vernier) et B) l'ornièrre totale (triangle à ornière) (tirée de Poupart, 2013)

## 9.2.6 Résumé des paramètres physiques des éprouvettes avant essais

La section suivante présente les résultats des paramètres de chacune des couches des deux éprouvettes construites pour l'essai de simulateur de charge. Le tableau 9.7 illustre ces résultats. Parmi les paramètres physiques mesurés, il est possible de retrouver la hauteur ( $h$ ), la porosité ( $n$ ), la densité sèche ( $\rho_d$ ) et le pourcentage de compaction ( $\rho_d/\rho_{d\ max}$ ) pour les couches de sol d'infrastructure, de sous-fondation et de fondation des deux éprouvettes. L'information concernant les paramètres physiques des couches d'enrobé bitumineux n'est pas disponible en raison du manque de données de caractérisation et la difficulté de mesurer avec précision la hauteur et la compaction de celles-ci.

Tableau 9.7 : Résumé des paramètres physiques des deux éprouvettes soumises à l'essai du simulateur de charge

Échantillon	Couche	$h$ visée	$h$	$n$	$\rho_d$	$\rho_d/\rho_{d\ max}$
		(mm)	(mm)	-	kg/m <sup>3</sup>	(%)
1	Infra	190	191	0,38	1754,5	95,65
	Sous-fondation	160	153	0,25	1978,8	102,50
	Fondation	160	163	0,13	2292,3	105,13
2	Infra	190	191	0,38	1754,5	95,65
	Sous-fondation	160	154	0,28	1978,8	99,14
	Fondation	160	159	0,19	2292,3	97,31

Dans le tableau 9.7, il est possible de voir que les deux couches de sol d'infrastructure ont exactement les mêmes épaisseurs, les mêmes porosités ainsi que les mêmes pourcentages de compaction. Cela s'explique par le fait que la même couche a été utilisée pour les deux essais, ce qui permettait une économie de temps considérable. À la fin du premier essai, les couches sus-jacentes ont été retirées, puis un reprofilage de la couche d'infrastructure a été exécutée. En comparant la hauteur visée par celle obtenue, la couche du sol d'infrastructure s'approche à 1 mm près de l'épaisseur voulue, soit 191 mm contre 190 mm visés. Quant à son pourcentage de compaction, cette couche détient une valeur de 96 %, ce qui est très bon puisque la valeur visée était de 95 %. En ce qui concerne la couche de sous-fondation, les épaisseurs obtenues pour l'échantillon 1 et 2 sont plus petites que celles visées, soit 153 et 154 mm respectivement par rapport à une hauteur visée de 160 mm. Leur pourcentage de compaction est plus élevé que la valeur visée. Ils ont respectivement obtenu 103 et 99% contre un pourcentage visé de 98 %. En ce qui concerne la fondation, l'épaisseur visée était également de 160 mm. L'épaisseur retrouvée dans l'échantillon 1 est de 163 mm, ce qui un peu plus élevée que celle visée. L'échantillon 2 présente une épaisseur très proche de celle voulue avec une valeur 159 mm. Les pourcentages de compaction obtenus pour la fondation de l'échantillon 1 et 2 sont de 105 et 97 % respectivement. Le pourcentage visé était de 98 %. Par conséquent, l'échantillon 1 présente une compaction plus forte que prévu, tandis que l'échantillon 2 détient une valeur très semblable. Il est important de mettre un bémol sur la précision des pourcentages de compactions calculés. Il était difficile d'évaluer de façon précise l'épaisseur de chacune des couches. Ces valeurs étaient obtenues en mesurant la hauteur avant et après la mise en place des matériaux. Ces mesures étaient prises sur 35 endroits différents sur la surface de la cuve. L'épaisseur de la couche était obtenue en faisant la moyenne de l'ensemble de ces mesures. Il faut par conséquent garder en tête qu'une incertitude est présente sur ces valeurs de compaction.

Dans le prochain chapitre, il est question des résultats obtenus pour les essais discutés dans ce chapitre, soit les essais en conditions triaxiales et ceux effectués avec le simulateur de charge roulante. Une analyse de chacun des essais y est réalisée et critique de la qualité des résultats est effectuée.

# Chapitre 10 Analyse des résultats de laboratoires

Ce chapitre présente les résultats des essais réalisés en laboratoires. En premier lieu, il résume le type de modélisation utilisée et les paramètres importants pour décrire le comportement des matériaux. En second lieu, il traite des résultats des essais en condition triaxiale. Une analyse comparative des résultats obtenus est réalisée. Pour ce faire, un examen de l'effet de la source, de la granulométrie et des contraintes est effectuée pour vérifier leur influence sur la performance des MG-20. Les paramètres importants sont ensuite synthétisés sous forme graphique et une description de la méthode pour modéliser les résultats de l'essai est présentée. En dernier lieu, les résultats des essais en simulateur de charge roulante sont présentés. Les paramètres obtenus par cet essai sont ensuite analysés et comparés aux essais réalisés en condition triaxiale afin de valider la cohérence de ces derniers.

## 10.1 Modélisation utilisée

Pour analyser le comportement en déformation plastique des matériaux soumis aux essais en laboratoire, il est nécessaire de faire une modélisation des résultats. Comme il a été mentionné dans le chapitre 2, différents modèles disponibles dans la littérature ont été résumés. Pour ce présent projet, l'un des plus intéressants modèles est celui de Dresden. Celui-ci a notamment été utilisé dans des études similaires [Schwartz (2009), Poupart (2013)]. Provenant du modèle de Hurmann (1997), il permet de modéliser la déformation permanente en fonction du nombre d'applications de charge, et ce, pour un niveau de contrainte constant. De type log-log et exponentiel, il permet de quantifier le comportement plastique du matériau en fonction de trois phases distinctes, soit la phase de postcompaction (I), d'accumulation de déformation plastique (II) et de rupture (III). Ce modèle se traduit par la formule suivante :

### Équation 10.1

$$\varepsilon_p^1(N) = a \times \left(\frac{N}{1000}\right)^b + c(e^{d\frac{N}{1000}} - 1)$$

Où

$\varepsilon_p$  : Déformation permanente verticale

$a$  : Coefficient correspondant à  $\varepsilon_p$  à  $N = 1000$  (phase I)

$b$  : Coefficient correspondant à la pente de  $\varepsilon_p$  durant la phase II

$c$  et  $d$  : Coefficient correspondant aux caractéristiques de  $\varepsilon_p$  lors de la phase III

$N$  : nombre d'application de chargement

La figure 10.1 illustre les trois phases typiques que peut présenter le matériau en fonction du nombre d'applications de charge. De plus, les coefficients associés à chacune des phases sont également illustrés sur cette figure.

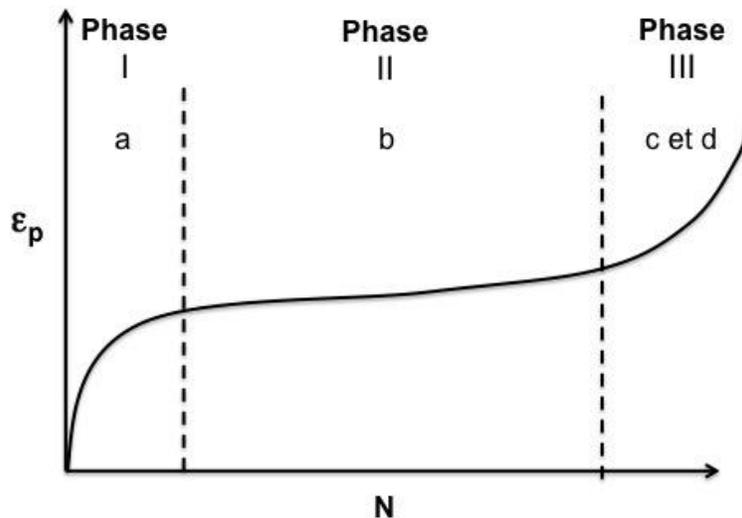


Figure 10-1 : Courbe d'un essai de déformation permanente comprenant les trois phases types et les coefficients du modèle de Dresden associés.

Le premier terme de ce modèle est constitué des coefficients  $a$  et  $b$ . Ces paramètres servent à décrire respectivement la phase I et II du comportement plastique du matériau, soit la phase de postcompaction et celle d'accumulation progressive de déformation permanente à long terme, à laquelle est associé un taux de déformation permanente. La phase de postcompaction, caractérisée par le coefficient  $a$ , est associée aux 1000 premiers cycles de chargement. Il est important de noter qu'il ne faut pas considérer les 100 premiers cycles de chargement dans l'évaluation du paramètre  $a$ , car les déformations occasionnées lors de ces cycles ne sont pas représentatives de la performance réelle du matériau. Ces premiers cycles induisent un

compactage involontaire de l'échantillon lors de la phase de postcompaction. Ils permettent le réarrangement granulaire de la structure interne de l'échantillon, mais aussi des imperfections pouvant se retrouver aux interfaces entre l'échantillon et les plateaux de chargement. Le paramètre  $b$ , associé à la phase II, est défini comme le taux de déformation à long terme du matériau. Il s'agit du paramètre principal pour définir la performance d'un matériau en déformation permanente. En ce qui concerne le second terme du modèle, les coefficients  $c$  et  $d$  servent à décrire la phase III correspondant à la phase de rupture. Selon la qualité du matériau et des conditions environnementales imposées, cette phase n'a pas nécessairement lieu. Par conséquent, un essai ne montrant pas d'état de rupture signifie une absence des coefficients  $c$  et  $d$  lors de la modélisation avec le modèle de Dresden.

Pour un essai ne montrant pas de phase de rupture, la qualité de la modélisation est vérifiée de façon relativement simple. Le premier terme du modèle de Dresden est une fonction puissance. Il suffit alors d'imposer une régression de puissance et de vérifier le coefficient de détermination ( $R^2$ ) obtenue. Par contre, lorsque l'échantillon subit une phase de rupture et que le deuxième terme du modèle s'ajoute, il est nécessaire d'utiliser une méthode de calcul itérative pour optimiser la valeur des coefficients du modèle. L'optimisation se fait en minimisant la racine carrée de l'erreur quadratique moyenne (RMSE). Plus le RMSE est faible, plus les mesures prédites par le modèle s'approchent des mesures observées. La qualité générale du modèle est ensuite donnée par le coefficient de détermination. La figure 10.2 montre un exemple de modélisation réalisée sur les mesures d'un essai triaxial en déformation permanentes. Il s'agit de l'essai fait sur le calcaire CS après son premier cycle de gel-dégel. Sur cette figure, les paramètres  $a$ ,  $b$  ainsi que le coefficient de détermination ( $R^2$ ) y sont inscrits. Il est à noter qu'en raison du grand nombre d'essais triaxiaux qui furent réalisés en laboratoire, seulement les courbes de modélisation seront présentées dans ce chapitre.

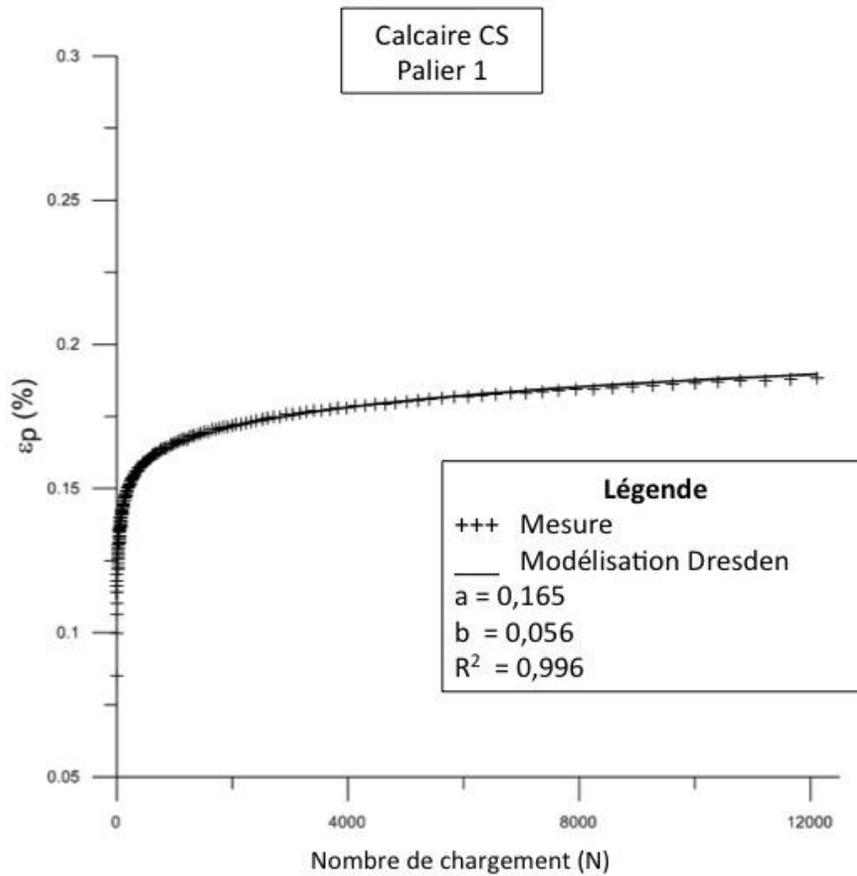


Figure 10-2 : Exemple de modélisation d'un essai triaxial en déformation permanente à l'aide du modèle de Dresden.

Finalement, il est possible d'utiliser la théorie du Shakedown pour extrapoler les résultats des essais pour connaître le comportement à long terme des MG. Le comportement en déformation permanente des MG est séparé en trois domaines distincts, soit le domaine A, B et C. La figure 10.3 résume ces trois comportements tels que vu au chapitre 2.

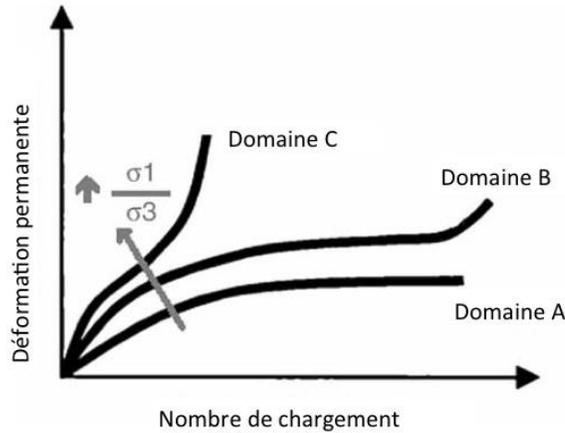


Figure 10-3: Réponse en déformation permanente d'un matériau granulaire lors d'un essai et type de comportement en Shakedown (Werkmeister et coll., 2003)

Le domaine A correspond à une phase de postcompaction (phase I) suivie d'une stabilisation à long terme du MG, qui montre un taux de déformation tendant vers une valeur nulle. Le domaine B est défini par une phase de postcompaction (phase I), suivie d'une phase d'accumulation de déformation permanente à taux constant (phase II), pouvant ultimement conduire à une phase de rupture (phase III) à long terme. Pour ce qui est du domaine C, il est associé à une phase de postcompaction (phase I) pour rapidement atteindre une phase de rupture (phase III). La méthode d'extrapolation utilisée est simple. Il suffit de faire la différence entre la déformation obtenue entre les cycles de chargement 5000 et 3000. La valeur obtenue permet de savoir dans quel domaine est situé le matériau testé. Le tableau 10.1, tirée de Poupart (2013), résume cette méthode d'extrapolation.

Tableau 10.1 : Comportements plastiques que peuvent présenter les MG selon la théorie du Shakedown.

Comportement du MG	Valeur de la déformation plastique	Tendance à long terme
Domaine A	$\epsilon_{p,5000}^1 - \epsilon_{p,3000}^1 < 0.045 \cdot 10^{-3}$	Stabilisation
Domaine B	$0.045 \cdot 10^{-3} < \epsilon_{p,5000}^1 - \epsilon_{p,3000}^1 < 0.4 \cdot 10^{-3}$	Augmentation de $\epsilon_p$ pouvant atteindre la rupture
Domaine C	$\epsilon_{p,5000}^1 - \epsilon_{p,3000}^1 > 0.4 \cdot 10^{-3}$	Rupture

## 10.2 Essais triaxiaux à chargements déviatoriques répétés

Cette section présente les résultats obtenus des essais triaxiaux évaluant l'influence d'une répétition d'épisode de gel-dégel sur les MG-20. La présentation et l'analyse des essais sont subdivisées en trois parties en fonction de l'effet analysé, soit l'effet de la granulométrie, l'effet de la source et l'effet du niveau de contrainte. Dans chacune de ces sous-sections, différents paramètres sont comparés et analysés tels que les valeurs de soulèvement au gel, le pourcentage déformation permanente, les coefficients  $a$  et  $b$  de même que les valeurs de pression interstitielles.

### 10.2.1 Résultats des essais évaluant l'effet de la granulométrie

Pour évaluer l'effet de la granulométrie, les trois matériaux mis à l'essai sont le calcaire CN, le calcaire CI et le calcaire CS. Les graphiques illustrés à la figure 10.4 résument les résultats de chacun des essais triaxiaux effectués. Les résultats sont présentés sous forme de pourcentage de déformation permanente accumulé ( $\epsilon_p\%$ ) en fonction du nombre de chargements ( $N$ ). Les figures montrent également la déformation causée par le soulèvement au gel et par les chargements déviatoriques. Les valeurs de déformation obtenues par soulèvement au gel sont négatives, tandis que celles obtenues des cycles de chargement déviatoriques sont positives. La valeur du paramètre  $b$  obtenue pour chacun des cycles de chargement est également affichée.

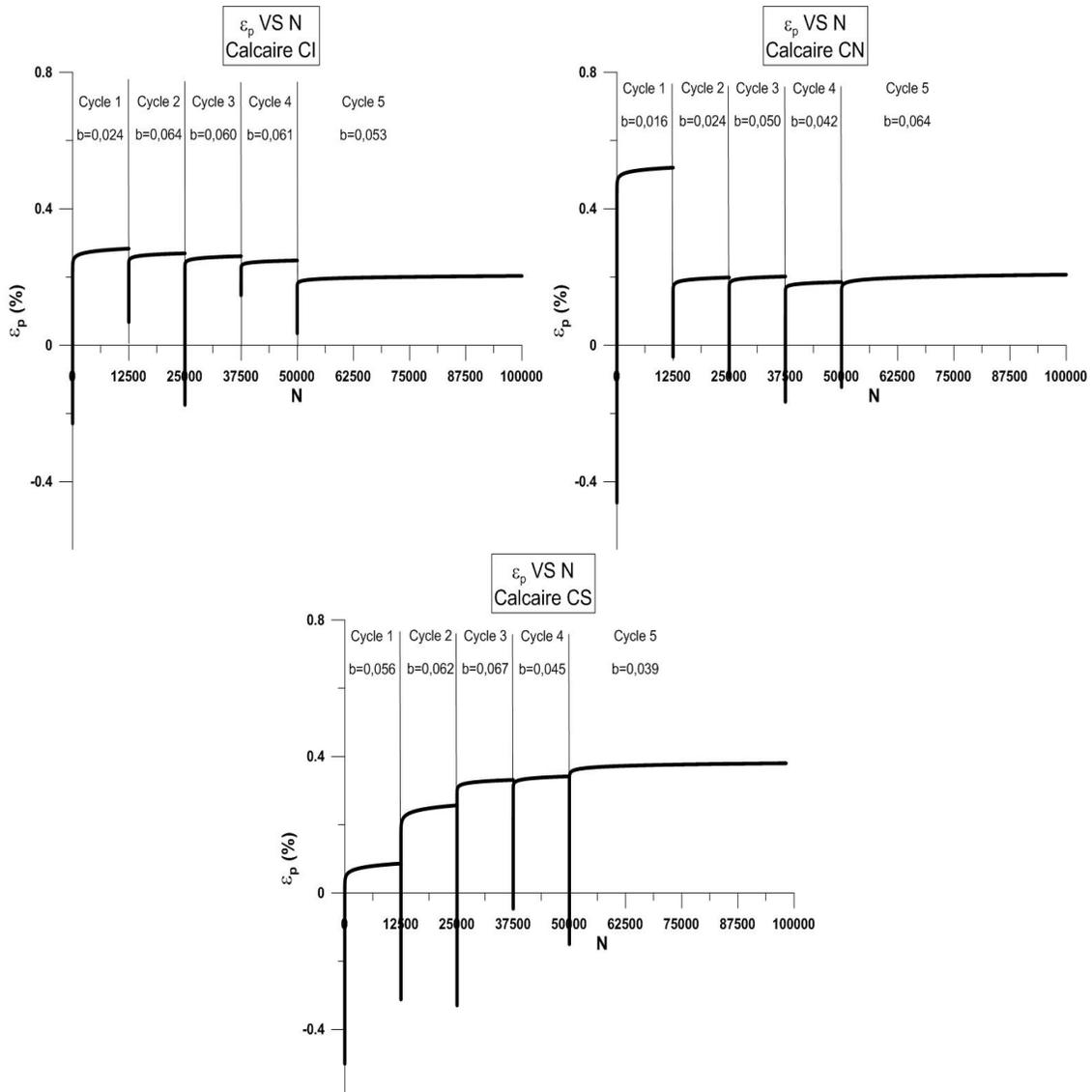


Figure 10-4 : Résultats de l'essai triaxial à chargements déviatoriques répétés considérant une répétition de cycle de gel-dégel pour le calcaire CI, CN et CS

Le tableau 10.2 montre les résultats des valeurs de déformations mesurées en fonction des cycles de gel-dégel. Dans celui-ci, il est possible de voir les déformations causées par le soulèvement au gel, le soulèvement résiduel, les cycles de chargements et la déformation totale cumulée. Il est à noter que la déformation résiduelle se définit comme la déformation finale suivant le cycle de gel et de dégel de l'échantillon.

Tableau 10.2 : Résumé des déformations mesurées pour les essais triaxiaux des calcaires CI, CN et CS

Matériau	Cycle	Déformation (%)				Domaine
		Gel	Gel résiduel	Chargements	Totale	
Calcaire CI	1	0,229	0,064	0,347	0,283	A
	2	0,215	0,088	0,075	0,269	A
	3	0,444	0,087	0,078	0,261	A
	4	0,114	0,073	0,061	0,249	A
	5	0,213	0,124	0,078	0,203	A
Calcaire CN	1	0,461	0,108	0,521	0,412	A
	2	0,397	0,049	0,232	0,199	A
	3	0,293	0,089	0,092	0,202	A
	4	0,368	0,114	0,098	0,185	A
	5	0,308	0,085	0,106	0,207	A
Calcaire CS	1	0,500	0,104	0,190	0,086	B
	2	0,502	0,143	0,210	0,257	B
	3	0,586	0,014	0,089	0,331	A
	4	0,378	0,107	0,118	0,342	A
	5	0,492	0,107	0,146	0,380	A

Dans les graphiques de la figure 10.4, il est important de noter que les 4 premiers cycles de chargements ont été exécutés en condition non drainée (ND), tandis que le dernier cycle a été effectué en condition drainée (D). De façon générale, il est possible de voir qu'aucun de ces matériaux ne présente de phase de rupture. Mis à part le cycle 1, le calcaire CN est le matériau présentant le moins de déformation totale. Les pourcentages de déformation varient entre 0,185 et 0,202 % pour les cycles 2 à 4. Au cycle 5, cet échantillon cumule une déformation totale de 0,207 %. Le calcaire CI obtient des déformations totales similaires pour chacun des cycles. Les valeurs de ces déformations sont plus stables que celles du calcaire CN. Elles varient de 0,283 à 0,249 % pour les cycles 1 à 4 pour ultimement descendre à 0,203 % au cycle 5 en condition drainée. Selon les méthodes d'extrapolation de la théorie du Shakedown pour définir le domaine comportemental des MG. Les calcaires CN et CI font partie du domaine A pour l'ensemble des cycles de chargements, soit un comportement stable ne présentant aucun signe de rupture à long terme. Le calcaire CS montre quant à lui une augmentation graduelle des déformations totales pour chacun des cycles. Elle commence à 0,086 % et augmente progressivement par la suite jusqu'à atteindre une valeur de 0,380 % au cycle 5. Les calcaires CN et CI font partie du domaine A pour l'ensemble des cycles de chargements, soit un comportement stable ne présentant aucun signe de rupture à long terme. En ce qui concerne le calcaire CS, les cycles 1 et 2 suivent un comportement du domaine B selon résultats obtenus à partir du tableau 10.1 présentant les différents comportements plastiques que peuvent suivre les MG selon

de la théorie du Shakedown. Le domaine B correspond à une accumulation de déformation à long terme pouvant ultimement mener à une phase de rupture. Pour les cycles 3 à 5, il présente un comportement du domaine A, soit une stabilisation des déformations plastiques à long terme.

Les soulèvements au gel soumettent aussi les échantillons à des déformations importantes. Les plus grandes déformations dues au soulèvement au gel surviennent dans l'échantillon du calcaire CS. La moyenne des déformations dues au soulèvement au gel pour ce matériau est de 0,49 %. Le calcaire CN montre des soulèvements un peu moins importants avec une déformation moyenne de 0,37 %. Le calcaire CI montre les soulèvements les plus faibles des trois matériaux avec une moyenne de déformation de 0,24 %. Ces observations coïncident avec le pourcentage de particules fines des échantillons. Ainsi, pour ces trois essais, la déformation due au soulèvement au gel a tendance à augmenter avec le pourcentage de particules fines. Le calcaire CI a 2 % de particules fines, tandis que le calcaire CN et CS ont respectivement 5,8 et 7 % de particules fines. Mis à part le premier cycle de gel-dégel, il n'y a pas d'apport important en eau lors du gel des échantillons. La teneur en eau des échantillons reste stable pour les cycles de gel-dégel suivants. Ainsi, les soulèvements mesurés sont principalement causés par le gel de l'eau in situ dans les échantillons qui provoque une déstructuration granulaire.

En ce qui concerne les soulèvements résiduels, la déformation associée est moins importante que celles dues aux soulèvements au gel. La fonte de la glace à l'intérieur des échantillons provoque une diminution de leur hauteur. La déformation finale due au gel est donc moins élevée que celle de l'échantillon à l'état gelé. Pour l'ensemble des échantillons de calcaire, la déformation due au soulèvement résiduel équivaut en moyenne à 29 % du soulèvement total noté lors des gels. Plus précisément, elle représente 40 % de la déformation du soulèvement au gel du calcaire CI, 20 % de celle du calcaire CN et 25 % de celle du calcaire CS.

Afin de clarifier la performance des MG pour chacun de ces essais, le tableau 10.3 affiche les paramètres pertinents pour l'analyse des résultats. Celui-ci contient les coefficients du modèle de Dresden, soit les paramètres  $a$ ,  $b$ ,  $c$  et  $d$  de même que le coefficient de détermination ( $R^2$ ) de chacune des modélisations. Les détails de la confection des échantillons et des résultats d'essais sont donnés à l'annexe J. De plus, le tableau 10.3 présente le pourcentage de compaction et la teneur en eau ( $W$ ), soient deux paramètres très influents sur le comportement plastique des MG. Les valeurs de soulèvement au gel ( $H$ ) et de soulèvement résiduel ( $H_r$ ) sont affichées en mm. Finalement, ce tableau présente les valeurs médianes des surpressions

interstitielles enregistrées lors des séries de chargement en condition non drainée ( $\Delta u$ ). Les sous-sections suivantes font la description et l'analyse de ces paramètres.

**Tableau 10.3: Résumé des paramètres obtenus pour les essais triaxiaux sur les calcaires CI, CN et CS**

Matériau	Compaction (%)	Cycle #	Condition	a	b	c	d	R <sup>2</sup>	H (mm)	H <sub>r</sub> (mm)	W (%)	$\Delta u$ kPa
Calcaire CI	100,66	0	-	-	-	-	-	-	-	-	6,1	-
		1	ND	0,327	0,024	-	-	0,996	0,69	0,19	6,6	1,88
		2	ND	0,064	0,064	-	-	0,999	0,64	0,27	6,6	1,92
		3	ND	0,067	0,060	-	-	0,999	1,33	0,26	6,6	2,06
		4	ND	0,052	0,061	-	-	0,999	0,34	0,22	6,6	1,84
		5	D	0,064	0,053	-	-	0,999	0,64	0,37	6,6	-
Calcaire CN	102,24	0	-	-	-	-	-	-	-	-	5,9	-
		1	ND	0,500	0,016	-	-	0,995	1,36	0,32	6,2	4,99
		2	ND	0,219	0,024	-	-	0,998	1,17	0,14	6,2	4,29
		3	ND	0,081	0,050	-	-	0,998	0,87	0,26	6,2	3,74
		4	ND	0,088	0,042	-	-	0,997	1,09	0,34	6,2	4,03
		5	D	0,083	0,064	-	-	0,998	0,91	0,25	6,1	-
Calcaire CS	98,6	0	-	-	-	-	-	-	-	-	7,8	-
		1	ND	0,165	0,056	-	-	0,996	1,54	0,32	8,0	3,68
		2	ND	0,180	0,062	-	-	0,994	1,54	0,44	8,1	4,27
		3	ND	0,075	0,067	-	-	0,994	1,8	0,04	8,1	2,71
		4	ND	0,105	0,045	-	-	0,998	1,16	0,33	8,1	3,03
		5	D	0,126	0,039	-	-	0,996	1,51	0,33	8,1	-

### 10.2.1.1 La teneur en eau

Lors des essais de gel, un réservoir d'eau est connecté à la base des échantillons. Cet accès en eau donne la possibilité aux échantillons d'augmenter leur teneur en eau et de créer des lentilles de glace. Les données de teneur en eau pour les trois MG de calcaire sont illustrées sous forme d'histogramme à la figure 10.5. Pour les trois échantillons de calcaire, une augmentation de la teneur en eau s'est produite au premier cycle de gel pour ensuite demeurer stable à chacun des cycles suivants. Le teneur en eau du calcaire CI est initialement de 6,1 %, ce qui correspond un taux de saturation de 77,6 %. Elle a ensuite augmentée à 6,6 % et demeure constante à cette valeur pour l'ensemble des autres cycles de gel-dégel.

Le calcaire CN a une teneur en eau initiale de 5,9%, ce qui correspond à un degré de saturation de 76,9 %. Après son premier cycle de gel-dégel, sa teneur en eau a atteint 6,2 % et l'échantillon conserve cette valeur lors des cycles 1 à 4. Au cycle 5, elle descend finalement 6,1 %. La variation en masse au dernier

cycle est de moins de 10 g. Il est possible que cette variation de masse pour ce cycle soit causée par le liquide réfrigérant. Lorsque le circuit de tubage est déconnecté à la fin du dégel, de petites fuites de liquide réfrigérant peuvent se produire. Par conséquent, la quantité de liquide réfrigérant contenue dans le circuit interne de la cellule peut probablement varier de 5 à 10 g à chaque cycle de gel-dégel, ce qui affecte la valeur de la teneur en eau.

En ce qui concerne le calcaire CS, la teneur en eau est initialement 7,8%, ce qui correspond à un degré de saturation de 89,2 %. Elle augmente à une valeur de 8,0 % au premier cycle de gel-dégel, à 8,1% au cycle 2 et reste constante à cette valeur jusqu'au cycle 4. Elle augmente finalement de 0,08 % au cycle de 5. Encore une fois, cette augmentation est équivalente à 10 g de liquide. Elle peut ainsi être également causée par le liquide réfrigérant.

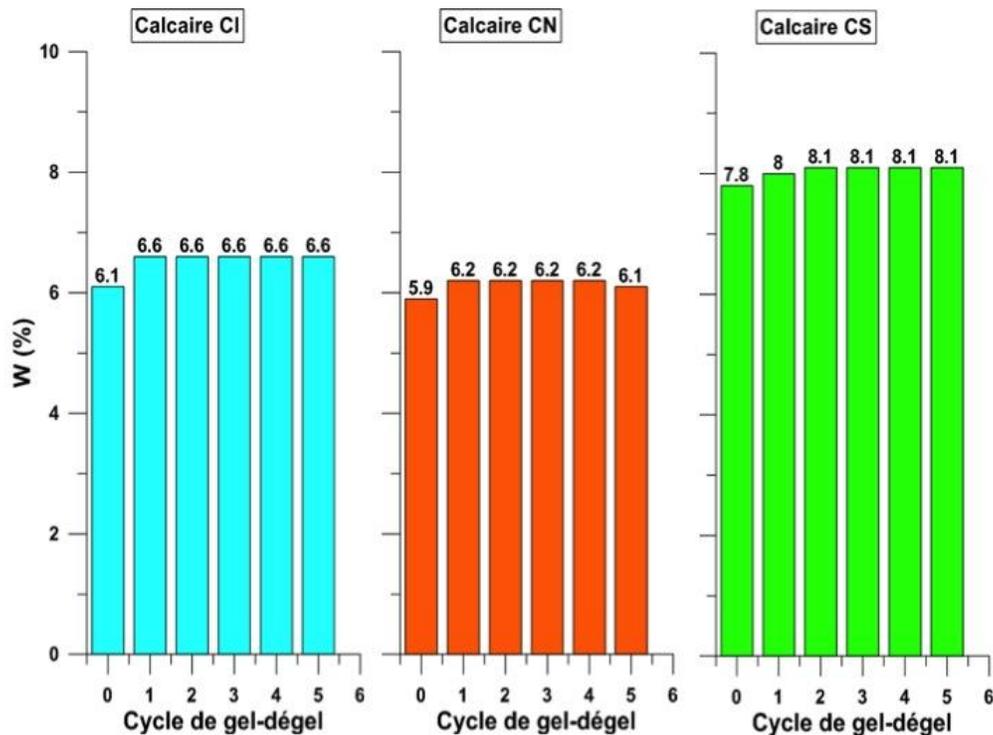


Figure 10-5: Histogramme de la teneur en eau des échantillons e fonction du nombre de cycles de gel-dégel pour les calcaires CI, CN et CS

### 10.2.1.2 Paramètre $a$

Comme il a été mentionné précédemment, le paramètre  $a$  permet de quantifier l'effet de la postcompaction ayant lieu durant les 1000 premiers cycles de chargements. Cette section fait le résumé des résultats obtenus pour ce paramètre pour les trois calcaires testés (tableau 10.3). Les résultats des paramètres  $a$  pour les cycles 1 à 5 sont également disponibles sous forme d'histogramme à la figure 10.6. Le calcaire CI présente une valeur de paramètre  $a$  de 0,327 pour le cycle 1. Pour les cycles 2 à 5, les valeurs de  $a$  sont plus faibles. Elles sont aussi plus constantes pour chacun des cycles avec une valeur moyenne de 0,064. Le calcaire CN montre une valeur de paramètre  $a$  de 0,500 à son premier cycle, soit une valeur très élevée par rapport aux cycles suivants. Au cycle 2, la valeur de  $a$  est réduite à 0,219, puis à 0,081 au cycle 3. La valeur de  $a$  reste constante durant les cycles 3 à 5 avec une valeur moyenne de 0,084. Les valeurs de soulèvements et de soulèvements résiduels semblent avoir peu d'influence sur les valeurs du paramètre  $a$ . Une hypothèse serait qu'un accommodement progressif de la structure granulaire se crée avec l'augmentation du nombre de redoux hivernaux.

Finalement, en ce qui concerne le calcaire CS, les cycles 1, 2, 4 et 5 obtiennent des  $a$  variant de 0,105 à 0,185. Cependant, le cycle 3 présente un  $a$  plus faible avec une valeur de 0,075. Une hypothèse expliquant cette valeur plus faible est que lors du dégel de l'échantillon, le piston de la presse est venu s'appuyer par gravité sur le plateau de chargement de la cellule avant le commencement de l'essai, créant ainsi une pression et une déformation potentielle sur l'échantillon. En analysant les mesures de soulèvement résiduel de cet échantillon, la valeur moyenne pour les cycles 1, 2, 4 et 5 est de 0,36 mm. Cependant, pour le cycle 3, la valeur du soulèvement résiduel est 0,04 mm. Par conséquent, il est fort probable que cet incident a eu une influence sur la valeur de  $a$  au cycle 3.

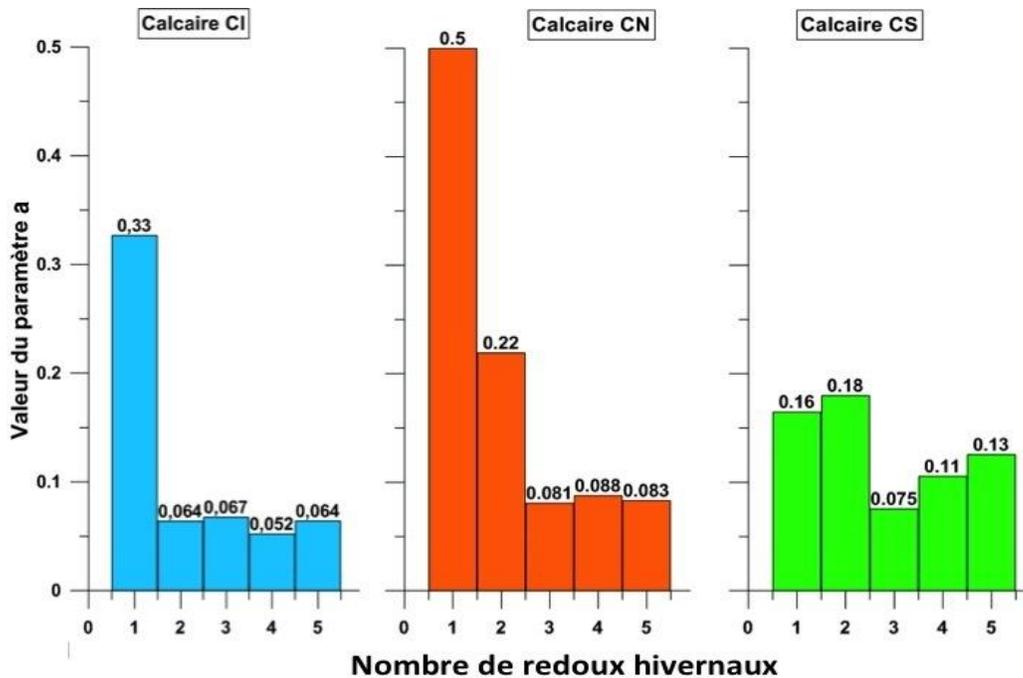


Figure 10-6 : Histogrammes des valeurs de paramètre  $a$  pour les échantillons de calcaire CI, CN et CS

### 10.2.1.3 Paramètre $b$

Le paramètre  $b$  permet d'apprécier le taux de déformation plastique à long terme des MG. Il s'agit du paramètre principal pour estimer la performance d'un MG en déformation permanente. Il se définit par le taux d'accumulation de déformation lors de la phase II (voir figure 10.1), soit la phase de stabilisation ou d'évolution constante de la déformation permanente survenant après la phase de postcompaction (phase I). Ainsi, plus le taux de déformation est faible, meilleure est la performance du matériau. L'ensemble des résultats de paramètre  $b$  pour les essais sur les échantillons de calcaire est donné au tableau 10.3. Les résultats obtenus sont analysés dans la présente section. Un histogramme présentant les valeurs de paramètre  $b$  pour les cycles 1 à 5 est également disponible à la figure 10.7.

Le calcaire CI obtient une valeur de  $b$  plutôt faible au cycle 1, soit 0,024. Cette valeur augmente ensuite au deuxième cycle et se stabilise à une valeur moyenne de 0,062 pour les cycles 2 à 4. Les paramètres  $b$  montrent une certaine tendance à la hausse pour l'ensemble des cycles en condition non drainée. Au dernier cycle, qui est en condition drainée, le paramètre  $b$  diminue à 0,053.

Le calcaire CN montre également une certaine progression des valeurs de  $b$  lors des essais en condition non drainée. Une valeur de 0,016 est obtenue au premier cycle et celle-ci augmente à 0,024 au deuxième cycle. La valeur de  $b$  augmente ensuite à 0,05 au cycle 3 pour diminuer à 0,042 au cycle 4. Il termine finalement à 0,064 au cycle 5 (condition drainée), soit la valeur la plus élevée ayant eu lieu durant l'essai. Il s'agit du seul MG de calcaire à subir une augmentation du paramètre  $b$  au cycle de chargement en condition drainée.

Pour ce qui est du calcaire CS, les valeurs de  $b$  sont assez semblables durant les cycles 1, 2 et 3, soient des valeurs respectives de 0,056, 0,062 et 0,067. L'incident du piston s'étant appuyé sur le plateau de chargement supérieur à la fin du dégel du cycle 3 ne semble pas avoir influencé la valeur du paramètre  $b$ . Lors du cycle 4, le  $b$  descend à une valeur de 0,045. Au cinquième cycle, qui est en condition drainée, la valeur de  $b$  est réduite à 0,039. Soit la valeur la plus basse mesurée durant cet essai.

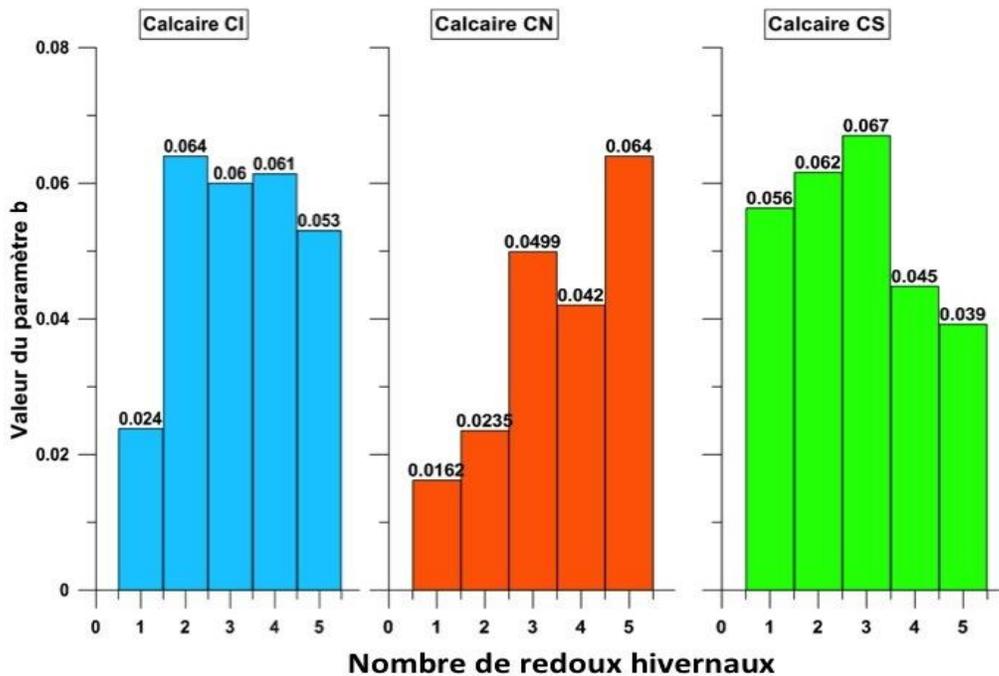


Figure 10-7 : Histogrammes des valeurs de paramètre  $b$  pour les échantillons de calcaire CI, CN et CS

Il est possible de comparer les  $b$  du calcaire CS avec ceux obtenus par les travaux de Poupart (2013). Dans cette étude, deux essais sur des MG-20 de calcaires CS aux propriétés similaires avaient été réalisés en condition de gel-dégel drainé et non drainé. Ces résultats sont présentés dans le tableau 10.4 :

**Tableau 10.4 : Résumé des essais triaxiaux réalisés par Poupart (2012) sur des calcaire CS en condition de gel-dégel drainé (D) et non-drainé (ND)**

Matériau	Compaction (%)	Condition	a	b	c	d	R <sup>2</sup>	S <sub>r</sub> (%)	Domaine
Calcaire	88,9	ND	0,212	0,088	-	-	0,998	98,0	B
CS	98,9	D	0,189	0,114	-	-	0,998	97,6	B

Selon les résultats obtenus par Poupart (2013), il est possible de voir que l'essai en condition drainé obtient un paramètre  $b$  plus grand (0,114) qu'en condition non drainée (0,088). Cette différence entre ces deux essais peut s'expliquer par le pourcentage de compaction. L'essai testant le matériau en condition drainée était compacté à 98,9 %, tandis que celui en condition non drainée n'était qu'à 88,9 %. Pour le calcaire CS de cette présente étude, le pourcentage de compaction est 98,6 %. Les valeurs de  $b$  obtenues sont plus faibles que celle de l'étude de Poupart (2013), soit une valeur moyenne de 0,057 en condition non drainée et une valeur de 0,039 en condition drainée. Il est possible que la saturation plus faible du calcaire CS (92,6 %) de l'étude en cours puisse jouer un rôle sur ces résultats.

#### 10.2.1.4 *Pression interstitielle*

Les valeurs médianes des surpressions interstitielles ( $\Delta u$ ) enregistrées lors des séries de chargements pour chacun des cycles en condition non drainée sont présentées sous forme d'histogramme à la figure 10.8.

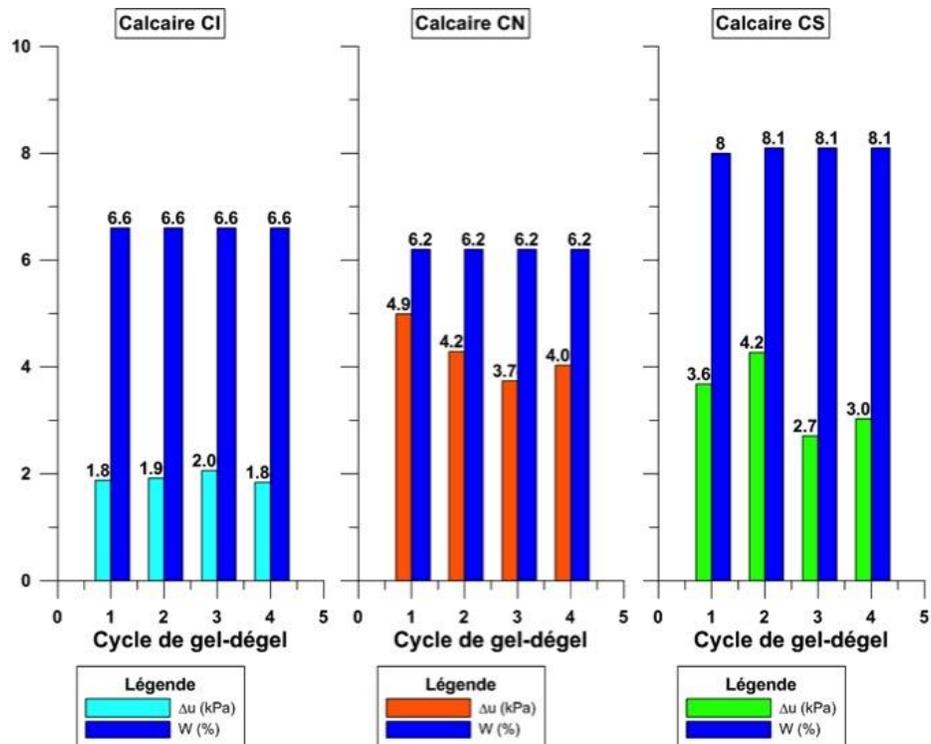


Figure 10-8 : Histogramme de la valeur médiane des surpressions interstitielles et de la teneur en eau des échantillons en fonction du nombre de cycle de gel-dégel pour les calcaires CI, CN et CS

Le calcaire CI obtient les valeurs de  $\Delta u$  les plus faibles des trois échantillons, soient des valeurs qui varient de 1,8 à 2,0 kPa. Le calcaire CN obtient les  $\Delta u$  les plus élevés avec des valeurs variant de 3,7 à 4,9 kPa. Les valeurs de  $\Delta u$  du calcaire CS sont un peu plus faibles par rapport à celles du calcaire CN avec une gamme de  $\Delta u$  allant de 2,7 à 4,2 kPa. Il aurait été logique d'observer une augmentation des valeurs de  $\Delta u$  lorsque les valeurs de  $S_r$  et du pourcentage de particules fines sont plus élevés. Pourtant, les teneurs en eau du calcaire CS (8,1 %) sont plus élevées que ceux du calcaire CN (6,2 %). De plus, les valeurs d'endommagement données par les paramètres  $a$  et  $b$  ne sont pas proportionnelles aux valeurs de  $\Delta u$ . Pour un cycle donné, un échantillon peut obtenir des valeurs d'endommagement plus élevées malgré un  $\Delta u$  plus faible que celui d'un autre cycle. De plus, un certain délai est noté pour la réponse de surpression par rapport à chacun des chargements du piston. Une hypothèse expliquant ce délai serait la présence d'air dans l'échantillon. Aucune des éprouvettes n'a pu être saturée à 100 %. Ainsi la contrainte appliquée pourrait être accommodée, en partie, par la compression de l'air contenu dans l'échantillon. Cet événement créerait une latence pour atteindre l'amplitude maximale de la surpression interstitielle.

## 10.2.2 Effet de la source

Pour évaluer l'effet de la source des MG, trois minéralogies différentes ont été testées : le basalte CS, le gneiss CS et le calcaire CS. Il est important de noter que les résultats du calcaire CS présentés dans cette section sont les mêmes que ceux discutés dans la section précédente (section 8.2.1), cependant l'échelle a été ajustée à celle des deux autres matériaux. À la figure 10.9, les résultats des essais triaxiaux en déformation permanente pour le basalte et le gneiss CS sont présentés sous forme graphique. Il s'agit, encore une fois, de graphiques montrant le pourcentage de déformation permanente ( $\varepsilon_p$  %) en fonction du nombre de chargements (N) pour 5 cycles de gel-dégel.

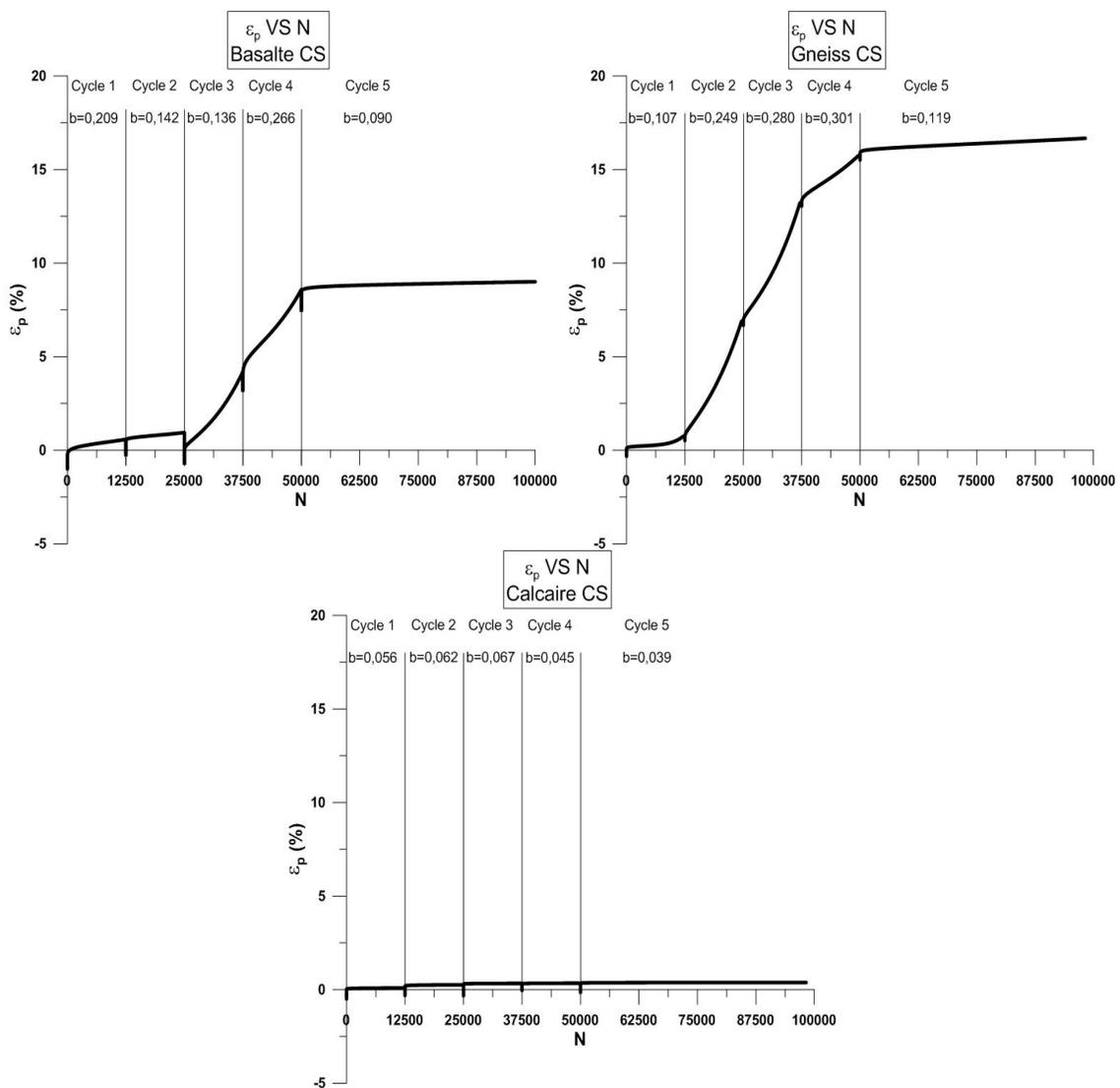


Figure 10-9 : Résultats de l'essai triaxial à chargements déviatoriques répétés considérant une répétition de cycle de gel-dégel pour le basalte CS, le gneiss CS et le calcaire CS

Le tableau 10.5 présente les pourcentages de déformation obtenus pour chacun des cycles, soit les déformations causées par le soulèvement au gel, le soulèvement résiduel, la déformation due au cycle de chargement et la déformation totale. De plus, le tableau présente aussi les domaines comportementaux (A, B ou C) des matériaux définis selon la théorie du Shakedown.

**Tableau 10.5 : Résumé des déformations mesurées pour les essais triaxiaux du basalte CS et du gneiss CS**

Matériau	Cycle	Déformation (%)				Domaine
		Gel	Gel résiduel	Chargements	Totale	
Basalte CS	1	1,00	0,43	1,0069	0,5771	B
	2	0,78	0,24	0,6085	0,9407	C
	3	1,59	1,17	4,4215	4,1961	C
	4	0,95	0,36	4,7455	8,5860	C
	5	1,07	0,55	0,9737	9,0047	A
Gneiss CS	1	0,324	0,069	0,8977	0,8286	B
	2	0,226	0,051	6,5211	7,1928	C
	3	0,213	0,016	6,6702	13,5426	C
	4	0,170	0,031	2,6407	15,8297	C
	5	0,230	0,031	0,9826	16,6894	B
Calcaire CS	1	0,500	0,104	0,190	0,086	B
	2	0,502	0,143	0,210	0,257	B
	3	0,586	0,014	0,089	0,331	A
	4	0,378	0,107	0,118	0,342	A
	5	0,492	0,107	0,146	0,380	B

Selon les résultats obtenus, il est possible de voir que le basalte et le gneiss montrent des performances clairement moins bonnes que le calcaire. À partir du deuxième cycle de gel-dégel, ces deux matériaux sont en situation de rupture (domaine C). Entre les cycles 2 et 4 (condition non drainée), le basalte et le gneiss montrent des déformations pouvant atteindre 4,75 et 6,67 % respectivement. Au dernier cycle, le chargement effectué est en condition drainée et les déformations observées deviennent plus petites avec des valeurs respectives de 0,97 et 0,98 % pour le basalte et le gneiss. Durant ce cycle, le comportement du basalte appartient au domaine A, tandis que celui du gneiss relève du domaine B. Cependant, il est important de noter que l'ordre de grandeur des déformations retrouvées pour le calcaire CS est bien moins important. La valeur maximale de déformation du calcaire CS causée par les chargements est de 0,257 %.

Les déformations causées par les soulèvements au gel sont très importantes dans le cas du basalte CS. Il s'agit du matériau subissant le plus de soulèvements parmi l'ensemble des MG testés. Les déformations obtenues varient de 0,75 à 1,07 %. Les déformations causées par soulèvement au gel résiduel sont également très élevées avec des valeurs de déformation variant de 0,24 à 0,55 %. Au cycle 3, un évènement particulier s'est produit. Le cycle de gel n'a pu être arrêté au moment voulu. L'échantillon a été soumis aux conditions de gel beaucoup plus longtemps que les autres échantillons et a subi une stabilisation du gradient thermique sur une certaine période de temps permettant la création de glace de ségrégation (lentille de glace) de façon plus significative que lors des autres cycles. Les valeurs résultantes de déformation causée par le soulèvement au gel et le soulèvement au gel résiduel sont particulièrement élevées (1,59 et 1,17 % respectivement). Pour ce qui est de déformation du gneiss CS, les déformations associées au soulèvement au gel et au soulèvement au gel résiduel sont les moins importantes de tous les échantillons testés. Les valeurs de déformation causées par le soulèvement du gel varient de 0,17 à 0,32 %, tandis que celles provoquées par soulèvement résiduel oscillent entre 0,016 et 0,039 %. Comme il a été mentionné dans la section précédente, les pourcentages de déformation du calcaire CS varient de 0,38 à 0,50 % pour les soulèvements au gel et de 0,014 à 0,14 % pour les soulèvements résiduels.

Il est important de mentionner qu'il n'a pas été possible d'utiliser les LVDT pour mesurer les déformations survenues dans le basalte et le gneiss. Lorsque ces échantillons tombent en état de rupture, les déformations peuvent devenir très importantes. La capacité de lecture des LVDT se limite à 4,5 mm, ce qui a été largement dépassé lors des cycles en état de rupture. Par conséquent, il a été nécessaire d'utiliser les mesures prises par l'*Actuator*, soient les mesures de déformation provenant du piston de chargement de la presse UTM. Ces mesures, bien que crédibles, perdent un peu de leurs précisions par rapport à celles prises par le LVDT. Elles permettent malgré tout de suivre la totalité de l'évolution des déformations survenues dans le basalte et le gneiss CS. Ensuite, il faut noter que la déformation totale mesurée sur les échantillons de basalte et de gneiss est de 9,0 et 16,7 % respectivement. Il s'agit de valeurs extrêmement élevées qui furent causées par l'état de rupture des échantillons. En comparant ces valeurs par rapport à leur porosité initiale, soit de 13 % pour le basalte et de 19 % pour le gneiss, il est possible d'estimer leur porosité finale à 4 % et 2 % respectivement. Il est très peu probable que ces valeurs soient exactes. En fait, la rupture des échantillons a probablement occasionné un accommodement latéral des déformations, c'est-à-dire un élargissement des échantillons. Cependant, il fut impossible de mesurer cette déformation en raison de l'absence de LVDT positionné latéralement.

Comme pour la section précédente, un résumé des paramètres d'essai et de modélisation des résultats est disponible au tableau 10.6. Les valeurs de compaction, des paramètres du modèle de Dresden, des

soulèvements, des teneurs en eau et des pressions interstitielles sont présentées. Ces résultats sont discutés dans chacune des sous-sections suivantes. Les détails de la confection des échantillons et des résultats d'essais sont donnés à l'annexe J.

**Tableau 10.6 : Résumés des paramètres obtenus pour les essais triaxiaux du basalte CS et du gneiss CS**

Matériau	Compaction (%)	Cycle #	Condition	a	b	c	d	R <sup>2</sup>	H (mm)	H <sub>r</sub> (mm)	W (%)	Δu kPa
Basalte CS	100,8	0	-	-	-	-	-	-	-	-	7,5	-
		1	ND	0,493	0,209	0,069	0,100	0,982	2,95	1,26	7,8	5,53
		2	ND	0,309	0,142	0,098	0,080	0,994	2,30	0,72	8,0	4,36
		3	ND	0,456	0,136	1,567	0,098	0,859	4,69	3,43	8,7	3,89
		4	ND	0,902	0,266	1,199	0,100	0,886	2,80	1,05	9,1	4,99
		5	D	0,608	0,090	0,080	0,017	0,994	3,14	1,63	8,3	-
Gneiss CS	98,7	0	-	-	-	-	-	-	-	-	9,2	-
		1	ND	0,249	0,107	0,003	0,425	0,998	0,98	0,21	9,4	7,84
		2	ND	0,276	0,249	2,982	0,088	0,978	0,69	0,15	9,3	7,84
		3	ND	0,282	0,280	2,603	0,097	0,977	0,64	0,05	9,1	6,59
		4	ND	0,398	0,301	1,159	0,075	0,997	0,51	0,09	9,1	6,01
		5	D	0,309	0,119	1,185	0,007	0,989	0,70	0,09	8,9	-
Calcaire CS	98,6	0	-	-	-	-	-	-	-	-	7,8	-
		1	ND	0,165	0,056	-	-	0,996	1,54	0,32	8,0	3,68
		2	ND	0,180	0,062	-	-	0,994	1,54	0,44	8,1	4,27
		3	ND	0,075	0,067	-	-	0,994	1,8	0,04	8,1	2,71
		4	ND	0,105	0,045	-	-	0,998	1,16	0,33	8,1	3,03
		5	D	0,126	0,039	-	-	0,996	1,51	0,33	8,1	-

### 10.2.2.1 La teneur en eau

La figure 10.10 résume sous forme d'histogramme les valeurs de teneur en eau en fonction du nombre de cycles de gel-dégel pour le basalte, le gneiss et le calcaire CS. Contrairement aux matériaux de calcaire, le basalte CS a subi une augmentation progressive de sa teneur en eau après chaque cycle de gel-dégel. Avant le premier cycle, la valeur de W était de 7,5%. Elle a ensuite grimpé à 7,8 % au cycle 1, puis à 8,0 % au cycle 2. Une augmentation brusque a eu lieu lors du cycle 3. Comme il a déjà été mentionné, le cycle de gel n'a pas été arrêté au moment voulu. Il est possible de penser que le gel est entré en état de régime permanent et le front de gel est alors devenu stationnaire dans le tiers inférieur de l'échantillon. Ainsi, l'échantillon pris dans cette condition a subi un gel d'une durée bien plus importante que les gels précédents. Tous ces éléments réunis ont permis à l'échantillon de créer des lentilles de glace par potentiel

de ségrégation. La hauteur du soulèvement associé était 4,69 mm, soit une hauteur de soulèvement 159 % plus importante que le soulèvement maximal des cycles précédents. C'est pourquoi la teneur en eau a bondi de 8,0 à 8,7 % lors du cycle 3. Au cycle 4, la teneur en eau a augmenté jusqu'à 9,1 %. Au dernier cycle de gel, la saturation a chuté à 8,3 % pour une raison inexplicée. Le soulèvement au gel obtenu est semblable aux cycles de gel précédents. De plus, l'eau ne peut naturellement pas s'échapper de la cellule triaxiale en raison de la fermeture du drainage à la tête de l'échantillon. Une hypothèse expliquant ce résultat serait une erreur de manipulation lors de la pesée sur la balance.

En ce qui concerne le gneiss CS, la teneur en eau a augmenté de 9,2 à 9,4 % lors du premier cycle de gel. Il a ensuite subi une réduction lente, mais progressive à chacun des cycles de gel passant de 9,3 % au cycle 2, à 9,1 % au cycle 3 et 4 puis à 8,9 au cycle 5. Encore une fois, une réduction de la teneur en eau à chacun des cycles de gel-dégel est anormale et difficilement explicable. Une différence de la quantité de liquide réfrigérant peut expliquer une certaine partie de la variabilité de la masse à chacun des cycles, mais ne peut justifier une réduction de 9,4 à 8,9 % du taux de saturation entre les cycles 1 et 5.

La variation de la teneur en eau du calcaire CS a été détaillée à la section 10.2.1.1. En résumé, une augmentation de la teneur en eau a été observée lors du premier cycle de gel-dégel. Cependant, elle est restée stable par la suite pour les cycles 2 à 4. Une légère augmentation est survenue lors du cycle 5. Cette hausse pourrait être expliquée par une variation de la quantité de liquide réfrigérant dans le circuit interne de la cellule triaxiale. En somme, il est important de noter que le calcul des degrés de saturation du basalte et du gneiss CS ont donné des résultats supérieurs à 100 % dès le premier cycle de gel-dégel, ce qui est théoriquement impossible. Ces fortes teneurs en eau peuvent avoir un impact significatif sur la performance des matériaux. De façon générale, un degré de saturation élevé occasionne une perte de résistance en déformation permanente du MG. Cette affirmation semble être vérifiable avec la performance du basalte CS au troisième cycle de chargement où la teneur en eau augmente de 8,0 à 8,7 %. À ce moment, l'échantillon montre une phase de rupture bien plus claire que les cycles précédents. La cause de cette perte de résistance peut être associée à une réduction de la contrainte effective à l'intérieur du MG causé par les fortes pressions interstitielles (Lekarp et coll., 2000b) ou encore par l'effet lubrifiant de l'eau sur l'arrangement granulaire du matériau (Thom et Brown, 1987).

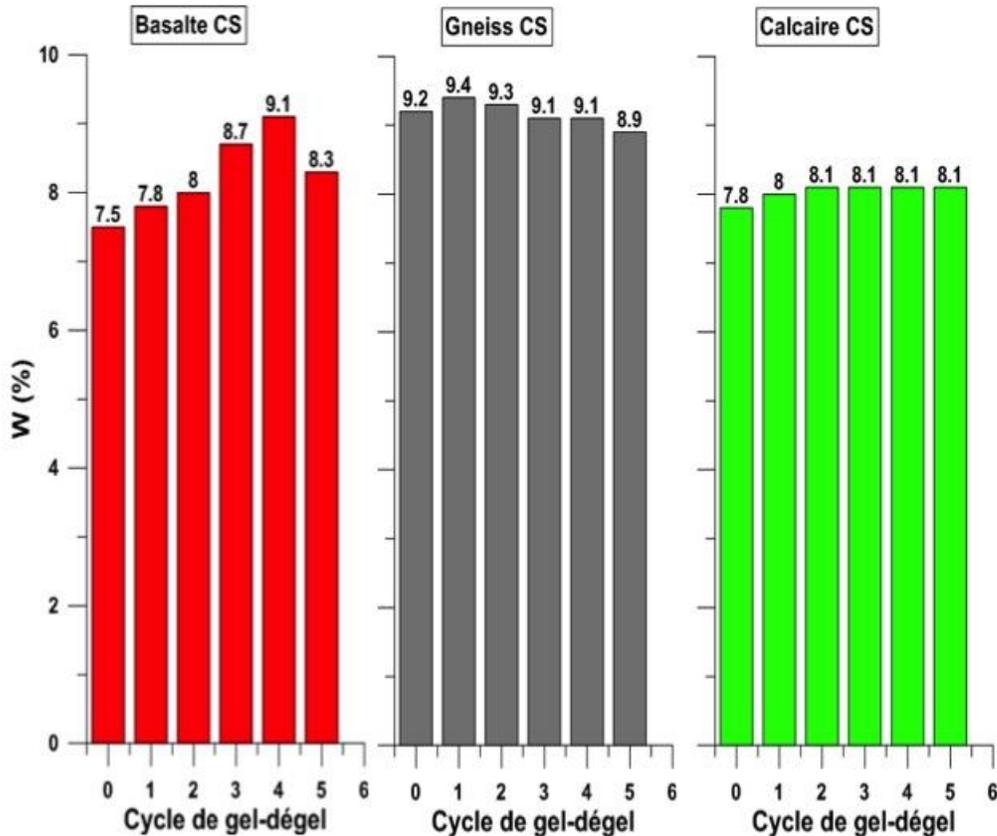


Figure 10-10 : Histogramme de la teneur en eau des échantillons en fonction du nombre de cycles de gel-dégel pour le basalte CS, le gneiss CS et le calcaire CS

#### 10.2.2.2 Le paramètre $a$

Les valeurs du paramètre  $a$  observées lors de l'essai sur le basalte CS sont les plus grandes observées lors de ce projet. Elles peuvent varier de 0,309 à 0,902 durant l'ensemble des cycles, mais ne montrent pas clairement de tendance à l'augmentation. Les paramètres  $a$  du gneiss CS sont similaires d'un cycle à l'autre. Ils montrent une tendance à la hausse pour les cycles 1 à 4 en condition non drainée. Les valeurs respectives de  $a$  pour les cycles 1 à 4 sont de 0,249, de 0,276, de 0,282 et de 0,398. Au cycle 5, la valeur de  $a$  diminue et devient égale à 0,309. Cette réduction de déformation permanente pourrait être expliquée par la réduction du degré de saturation et de la condition drainée de l'échantillon. Pour ce qui est du calcaire CS, les valeurs de  $a$  ont été détaillées à la section 10.2.1.2. Les résultats des paramètres  $a$  sont présentés sous forme d'histogramme à la figure 10.11.

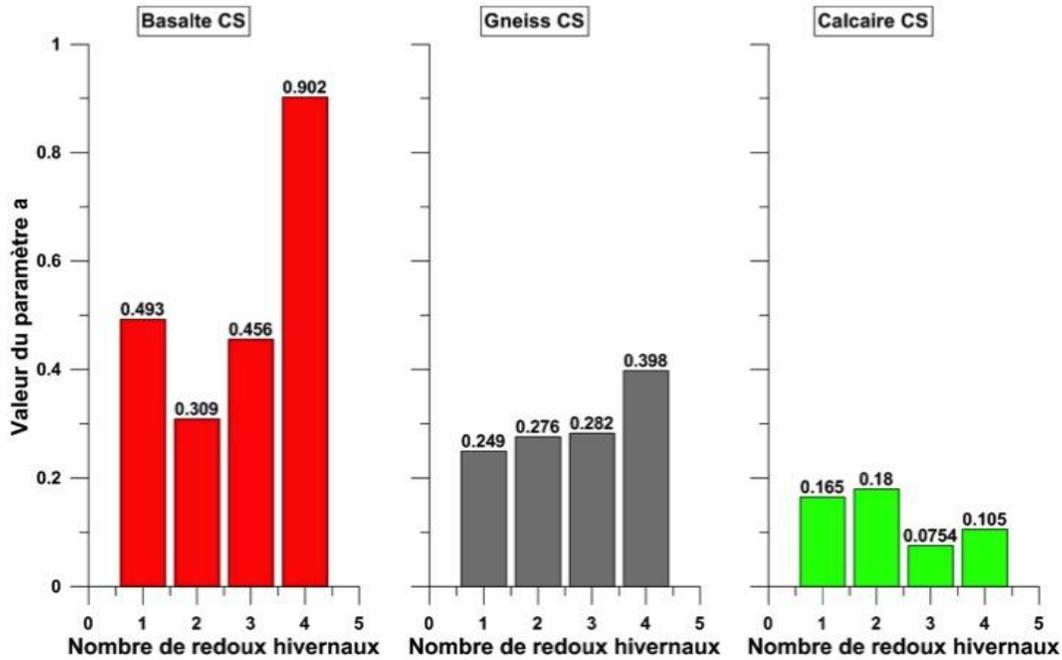


Figure 10-11: Histogrammes des valeurs de paramètre  $\alpha$  pour les échantillons de basalte CS, gneiss CS et calcaire CS

### 10.2.2.3 Le paramètre $b$

Le basalte et le gneiss CS montrent des paramètres  $b$  plus élevés que tous les MG de calcaire. La valeur de  $b$  pour le basalte varie de 0,142 à 0,266 pour les cycles 1 à 4 en condition non drainée et montre une certaine tendance à la hausse. La valeur du paramètre  $b$  tombe ensuite à 0,090 pour le cycle 5 en condition drainée. En ce qui concerne le gneiss CS, la valeur de  $b$  augmente progressivement au travers des cycles 1 à 4. Elle est initialement de 0,107 au cycle 1, monte à 0,249 et 0,280 aux 2 et 3, puis termine à 0,301 au cycle 4. Elle diminue finalement à 0,119 au cycle 5 lorsque l'échantillon est en condition drainée. Le calcaire CS présente des valeurs bien plus basses que le basalte et le gneiss. Il montre des valeurs de  $b$  variant de 0,045 à 0,067 pour les cycles 1 à 4 et 0,039 pour le cycle 5. Le paramètre  $b$  subit une certaine tendance à la hausse du cycle 1 à 3, mais une valeur plus faible est observée au cycle 4. Par conséquent, ce paramètre ne montre pas clairement une tendance à la hausse en condition non drainée. Les résultats des paramètres  $b$  sont présentés sous forme d'histogrammes à la figure 10.12.

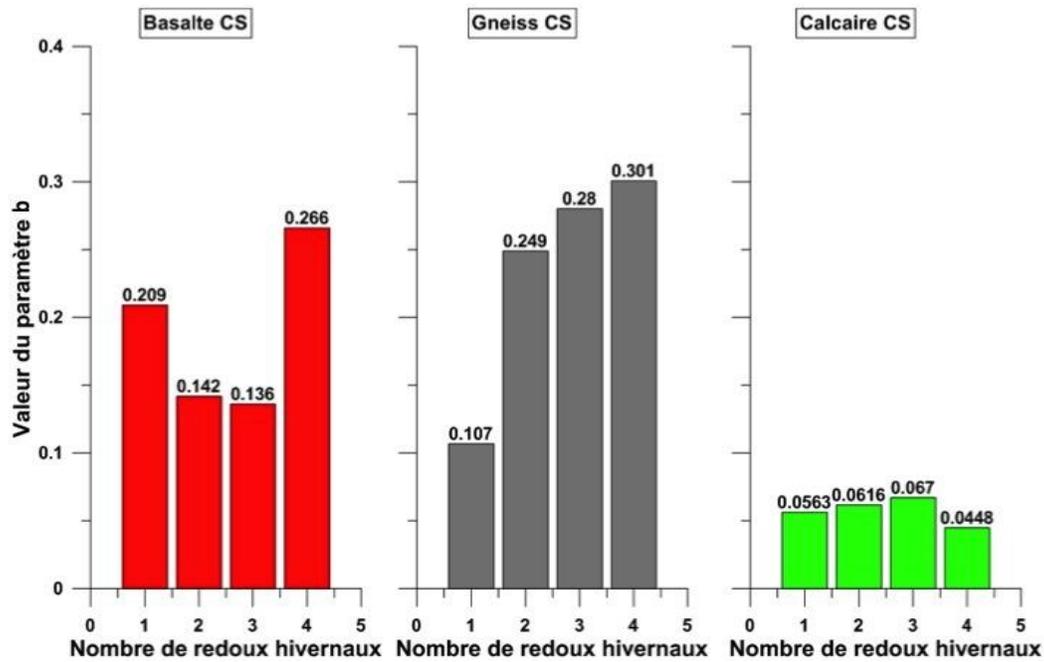


Figure 10-12 : Histogrammes des valeurs de paramètre  $b$  pour les échantillons de basalte CS, gneiss CS et calcaire CS

#### 10.2.2.4 La pression interstitielle

La figure 10.13 présente les valeurs de médianes de pression interstitielle mesurées à chacune des séries de chargement en condition non drainée pour les trois minéralogies à l'essai.

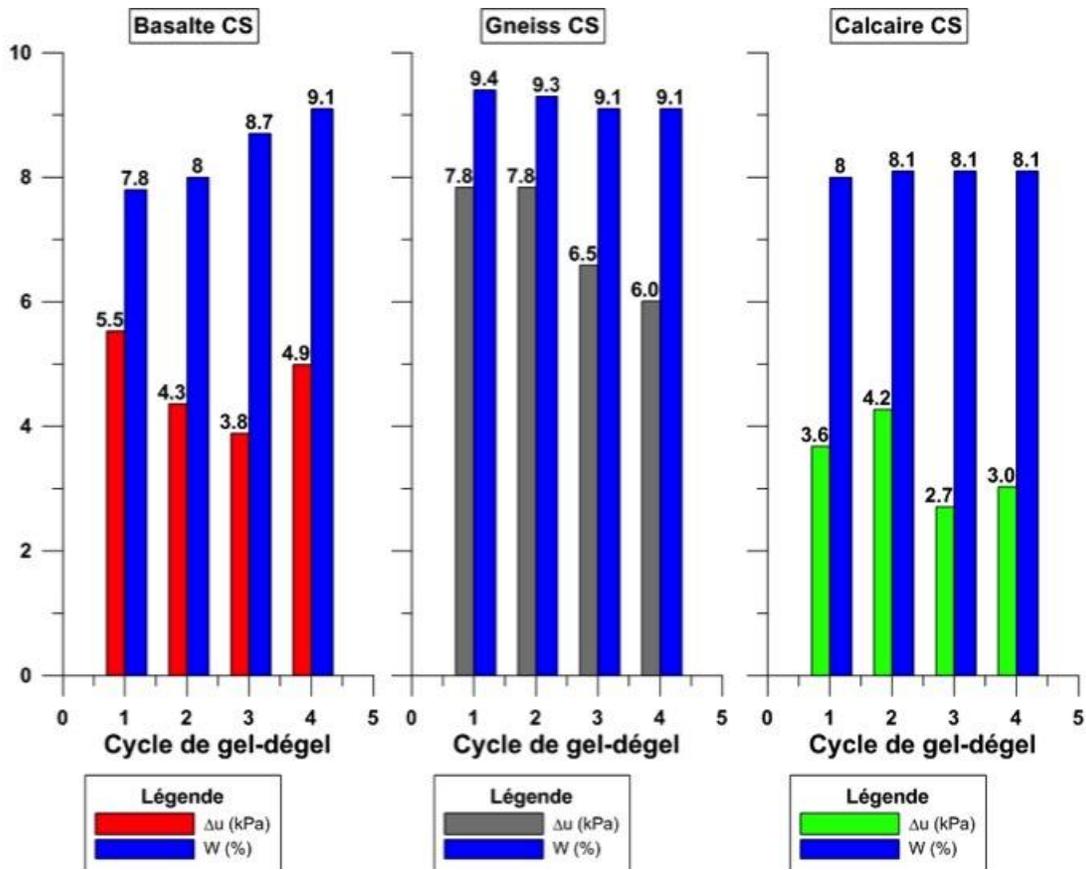


Figure 10-13 : Histogramme de la valeur médiane des surpressions interstitielles et de la teneur en eau des échantillons en fonction du nombre de cycle de gel-dégel pour le basalte, le gneiss et le calcaire CS

Le basalte CS a des valeurs  $\Delta u$  variant de 3,8 à 5,5 kPa pour les cycles 1 à 4. Ses valeurs de  $\Delta u$  ne semblent pas augmenter proportionnellement avec la teneur en eau de l'échantillon. Par exemple, au cycle 2 le  $\Delta u$  est 4,3 kPa pour une valeur de W de 8,0 %. Au cycle suivant, bien que la teneur en eau augmente à 8,7 %, le  $\Delta u$  diminue à 3,8 kPa. Le Gneiss CS obtient les plus grandes valeurs de  $\Delta u$ . Les valeurs de  $\Delta u$  semblent diminuer en même temps que la teneur en eau pour les cycles 1 à 4. Le calcaire CS obtient les valeurs de  $\Delta u$  les plus basses. Celles-ci varient de 2,7 à 4,2 kPa. Ces valeurs ne semblent pas influencées par la teneur en eau de l'échantillon.

### 10.2.3 Effet du niveau des contraintes

Le dernier effet testé en essai triaxial est celui de l'effet du niveau des contraintes. Une description de l'influence des contraintes a été effectuée au chapitre précédent. En résumé, le but de cet essai est de voir

l'influence de l'épaisseur de la couche de revêtement sur le comportement en déformation plastique de la couche de MG. Pour ce faire, le matériau de référence, le calcaire CS, a été utilisé. Au total, 5 cycles de gel-dégel ont été effectués. Pour chacun des cycles, deux niveaux de contraintes ont été appliqués par paliers. La première contrainte déviatorique imposée est de 50 kPa, tandis que la seconde est de 100 kPa. La figure 10.14 résume les résultats de cet essai sous forme graphique, soit le graphique du pourcentage de déformation permanente ( $\epsilon_p$  %) en fonction du nombre d'applications de charge (N). Il est important de noter qu'un problème est survenu avec les mesures prises avec les LVDT pour cet essai. Il a donc été nécessaire d'utiliser les mesures provenant de l'Actuator, soit les mesures réalisées par le piston de la presse UTM. Ces mesures sont moins précises généralement un peu plus élevées que celles des LVDT. Par conséquent, les mesures de l'Actuator peuvent donner des résultats divergents de ceux issus des LVDT. L'analyse des résultats de cet essai ne peut être comparée avec les essais précédents. Elle porte uniquement sur la comparaison entre les déformations causées par les contraintes de 50 et 100 kPa.

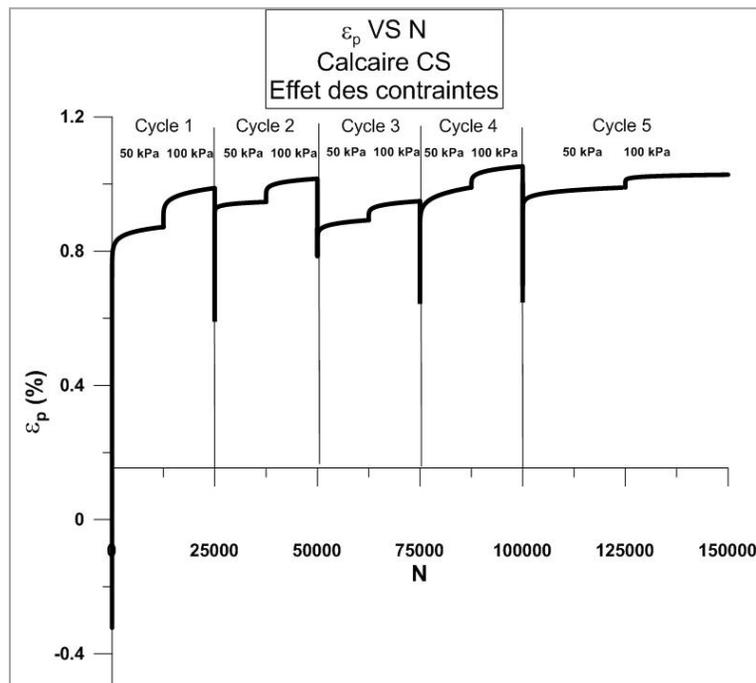


Figure 10-14: Résultats de l'essai triaxial à chargements déviatoriques répétés considérant une répétition de cycle de gel-dégel et deux niveaux de contraintes (50 et 100 kPa) pour le calcaire CS

Le tableau 10.7 donne les pourcentages de déformation pour chacune des étapes de l'essai, soit celles causées par le soulèvement au gel et le gel résiduel, par les cycles de chargement de 50 et 100 kPa de même que la déformation totale de l'échantillon. Le domaine comportemental de chacun des cycles de chargements est également compilé.

**Tableau 10.7 : Résumé des déformations mesurées pour les essais triaxiaux du calcaire CS pour deux niveaux de contraintes (50 et 100 kPa)**

Matériau	Cycle #	Contrainte kPa	Déformation (%)				Domaine
			Gel	Gel résiduel	Chargements	Totale	
Calcaire CS	1	50	0,3221	0,1025	0,9062	0,8721	B
		100			0,1160	0,9880	B
	2	50	0,3899	0,1466	0,1053	0,9467	B
		100			0,0693	1,0160	A
	3	50	0,4463	0,2466	0,0568	0,8422	B
		100			0,0565	0,8987	A
	4	50	0,2965	0,1048	0,1459	0,9397	B
		100			0,0630	1,0027	B
	5	50	0,3471	0,1183	0,1053	0,9898	B
		10			0,0381	1,0279	A

En observant les courbes de déformation obtenues à la figure 10.14, le matériau ne démontre pas d'état de rupture à aucun des niveaux de contraintes imposées pour l'ensemble des cycles. Selon les extrapolations faites à l'aide des notions de la théorie du Shakedown, toutes les courbes de déformations se situent dans le domaine A ou B. Les déformations causées par les soulèvements au gel varient de 0,297 à 0,446 %, tandis que celles provoquées par les soulèvements résiduels oscillent entre 0,103 et 0,247 %. Pour le calcaire CS analysé précédemment, la moyenne des soulèvements était de 0,492 %, tandis que celle des soulèvements résiduels était de 0,115 %. Ainsi, comparativement au premier échantillon, les déformations causées par le gel sont similaires.

Les déformations causées par les chargements avec une contrainte de 50 kPa sont plus grandes que celles provoquées par les chargements de 100 kPa. Cette différence s'explique par le fait que les séries de chargement à 50 kPa sont appliquées directement après le cycle de gel-dégel. Ainsi, une partie grande partie du tassement initial dû à la restructuration granulaire suite au dégel survient lors des chargements de 50 kPa. Les paramètres *a* et *b* du modèle de Dresden permettent une meilleure analyse du comportement du matériau en fonction des charges appliquées. Comme pour les sections précédentes, un résumé des paramètres de l'essai et des modélisations est donné au tableau 10.8. Une analyse de ces différents paramètres est réalisée dans les prochaines sections. Les détails de la confection de l'échantillon et des résultats d'essais sont donnés à l'annexe J.

**Tableau 10.8 : Résumé des paramètres obtenus pour l'essai triaxial du calcaire CS pour deux niveaux de contraintes (50 et 100 kPa)**

Matériau	Compaction (%)	Cycle #	Contrainte kPa	Condition	a	b	c	d	r <sup>2</sup>	H (mm)	H <sub>r</sub> (mm)	W (%)	Δu kPa
Calcaire CS	98,8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	8,27	
		1	50	ND	0,864	0,019	-	-	0,998	0,968	0,308	8,48	2,21
			100	ND	0,074	0,176	-	-	0,991				3,56
		2	50	ND	0,092	0,055	-	-	0,993	1,1715	0,4405	8,56	1,65
			100	ND	0,047	0,152	-	-	0,994				2,87
		3	50	ND	0,083	0,102	-	-	0,989	1,341	0,741	8,56	1,53
			100	ND	0,036	0,182	-	-	0,988				2,82
		4	50	ND	0,094	0,176	-	-	0,987	0,891	0,315	8,56	1,15
			100	ND	0,037	0,209	-	-	0,989				1,89
		5	50	D	0,072	0,117	-	-	0,993	1,043	0,3555	8,52	-
			100	D	0,027	0,103	-	-	0,995				-

### 10.2.3.1 La teneur en eau

La teneur en eau de l'échantillon augmente de 8,27 à 8,47 % à la suite du premier cycle de gel-dégel. Au cycle 2, elle monte à 8,56% et reste constante à ce niveau jusqu'au cycle 4. Au cycle 5, elle subit une légère diminution et tombe à 8,52%. Il se peut très bien que cette diminution soit due au liquide réfrigérant dans le circuit interne de la cellule triaxiale.

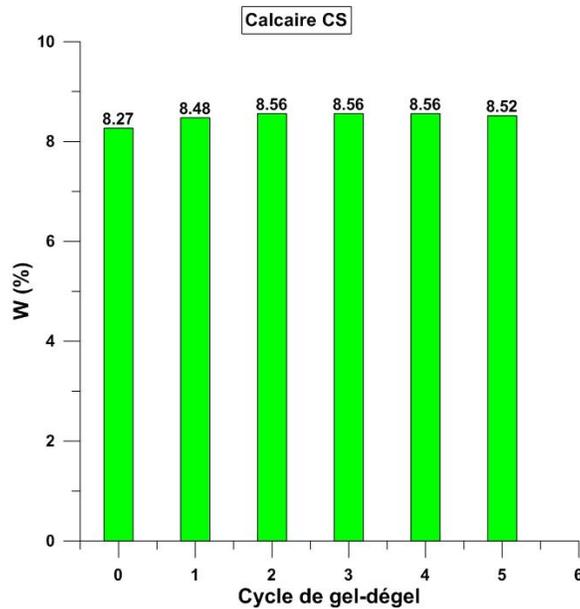


Figure 10-15 : Histogramme de la teneur en eau en fonction du nombre de cycle de gel-dégel pour l'essai de l'influence du niveau de contrainte avec le calcaire CS

### 10.2.3.2 Le paramètre $a$

Au cycle 1, la valeur du paramètre  $a$  obtenu pour la série de chargement faite à 50 kPa est nettement supérieure aux valeurs des cycles suivants. Cette valeur est de 0,864. Pour les cycles 2 à 5, elle reste constante à des valeurs variant de 0,072 à 0,094. Pour les  $a$  obtenus à partir des séries de chargement fait à une contrainte de 100 kPa, les valeurs sont plutôt stables d'un essai à l'autre. Elles varient de 0,027 à 0,074 pour les cycles 1 à 5. Ainsi, les valeurs de  $a$  provenant des chargements à une contrainte de 50 kPa sont plus importantes que celles issues de chargement à 100 kPa. Cela s'explique par le fait que la phase de postcompaction survenant directement après un dégel est nécessairement plus importante que celle survenant après 12 500 cycles de chargement à 50 kPa. La figure 10.16 présente les résultats des paramètres  $a$  sous forme d'histogramme.

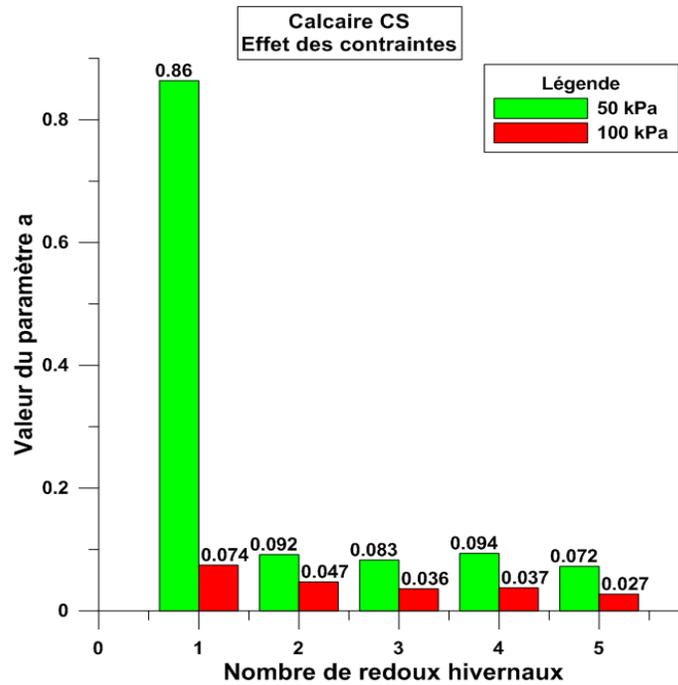


Figure 10-16 : Histogrammes des valeurs de paramètre  $\alpha$  pour l'échantillon de calcaire CS pour les niveaux de contrainte de 50 et 100 kPa

### 10.2.3.3 Le paramètre $b$

La figure 10.17 présente les résultats de  $b$  obtenus sous forme d'histogramme pour les cycles 1 à 4 en condition non drainée.

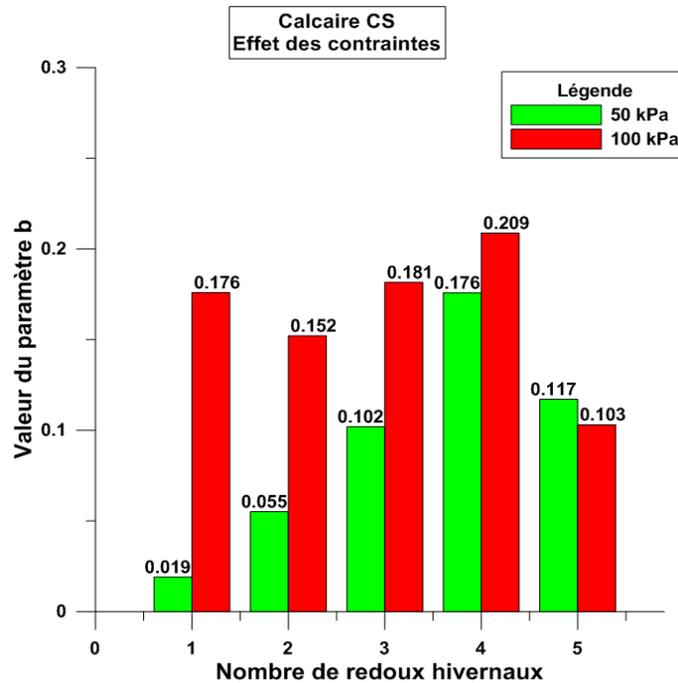


Figure 10-17 : Histogrammes des valeurs de paramètre  $b$  pour l'échantillon de calcaire CS pour les niveaux de contrainte de 50 et 100 kPa

Contrairement au paramètre  $a$ , le paramètre  $b$  montre des résultats plus faibles pour une contrainte appliquée de 50 kPa par rapport à une contrainte de 100 kPa. Pour les cycles 1 à 4 (condition non drainée), il est possible de voir une augmentation progressive des valeurs de  $b$  allant de 0,019 à 0,176 pour une contrainte de 50 kPa et de 0,176 à 0,209 pour une contrainte de 100 kPa. Au cycle 5, en condition drainée, une diminution du paramètre  $b$  est observée. Sa valeur est de 0,117 pour une contrainte de 50 kPa et de 0,103 pour une contrainte de 100 kPa. Afin de voir l'effet du niveau des contraintes à chacun des cycles, le pourcentage de diminution du paramètre  $b$  a été calculé de la façon suivante :

Équation 10.2 :

$$\text{Pourcentage de diminution du paramètre } b = \frac{b_{100 \text{ kPa}} - b_{50 \text{ kPa}}}{b_{100 \text{ kPa}}} \times 100$$

La figure 10.18 présente, sous forme d'histogramme, les pourcentages de diminution du paramètre  $b$  à chacun des cycles de gel-dégel. Il est possible d'observer que le pourcentage de diminution a tendance à diminuer à chacun des cycles. La réduction la plus importante se produit au premier cycle avec 89,2 % de diminution du paramètre  $b$  avec l'utilisation d'une contrainte de 50 kPa. Par la suite, le paramètre  $b$

diminue de 63,8 %, 43,9 % et de 15,8 % pour les cycles 2, 3 et 4, respectivement. Au cycle 5, qui se différencie par la condition drainée, le paramètre  $b$  est supérieur de 13,6 % à 50 kPa, ce qui n'était pas l'effet attendu pour ce cycle.

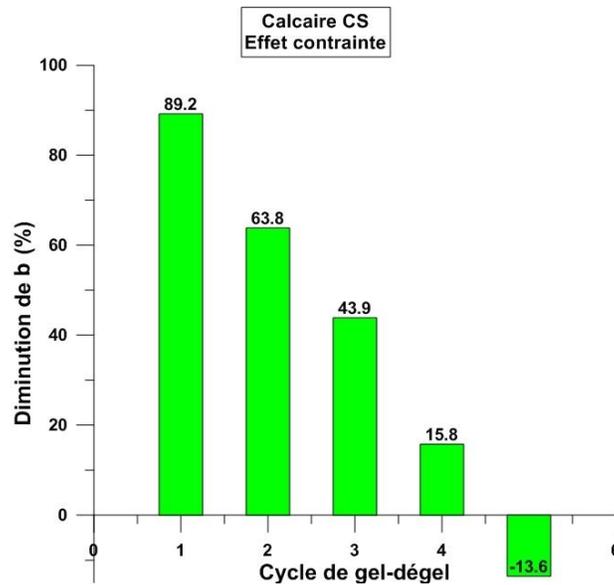


Figure 10-18 : Histogramme du pourcentage de diminution du paramètre  $b$  en fonction du niveau de contrainte (50 et 100 kPa) à chacun des cycles de gel-dégel pour l'échantillon de calcaire CS

#### 10.2.3.4 La pression interstitielle

La figure 10.19 présente sous forme d'histogramme les valeurs médianes de  $\Delta u$  pour les deux niveaux de contraintes appliqués à l'échantillon pour les cycles 1 à 4. De plus, cette figure illustre également la teneur en eau des échantillons pour chacun des cycles de gel-dégel.

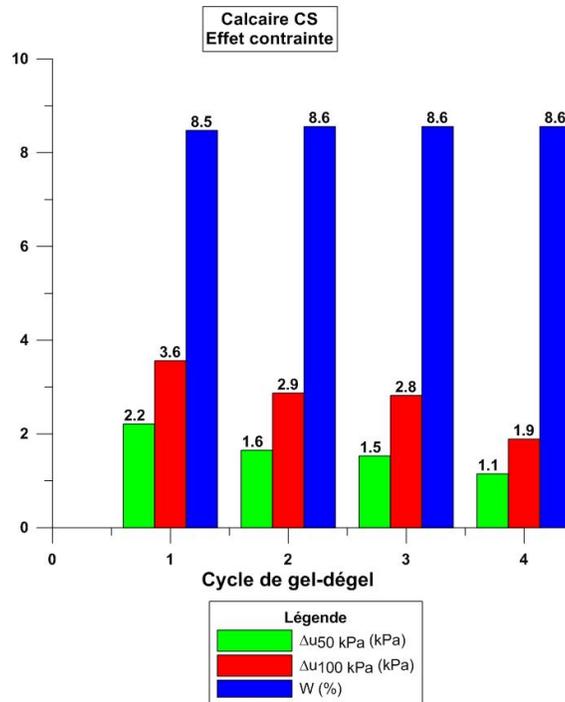


Figure 10-19 : Histogramme de la valeur médiane des surpressions interstitielles pour les deux niveaux de contraintes (50 et 100 kPa) et de la teneur en eau des échantillons en fonction du nombre de cycle de gel-dégel pour le calcaire CS

Il est possible de remarquer que les  $\Delta u$  à 50 kPa sont plus faibles que ceux de 100 kPa. Les  $\Delta u$  de 50 kPa varient de 1,15 à 2,21 kPa, tandis que ceux à 100 kPa varient de 1,89 à 3,56 kPa. La teneur en eau reste plutôt stable lors de cet essai. Pour les deux niveaux de contrainte, les  $\Delta u$  les plus élevés se retrouvent au début de l'essai et les plus faibles au dernier cycle.

#### 10.2.4 Synthèse des résultats triaxiaux

Dans les sections précédentes, l'influence de la granulométrie et de la minéralogie a été examinée. Selon les résultats obtenus, les trois granulométries utilisées présentent un comportement convenable. Les courbes de déformation permanente des calcaires CI et CN font tous partie du domaine A. En ce qui concerne le calcaire CS, les courbes des deux premiers cycles font partie du domaine B, tandis que les suivantes appartiennent au domaine A. Cela laisse croire que le calcaire CS répond moins bien aux sollicitations imposées que le calcaire CI et le CN. Ensuite, l'ensemble des valeurs de  $b$  semble augmenter avec le nombre de cycles de gel-dégel. Cependant, aucune conclusion claire ne peut être ressortie par

rapport à l'effet de la granulométrie. Le calcaire CN détient les plus faibles valeurs de  $b$ , tandis que le CS détient les plus élevés. Les valeurs de  $b$  varient entre 0,016 et 0,067 pour les cycles 1 à 4.

Une lacune de ces essais est qu'il n'a pas été possible de fixer le degré de saturation à la même valeur pour les trois échantillons. Comme il a déjà été mentionné, à de très forts degrés de saturation, la performance en déformation permanente du matériau est inversement proportionnelle au niveau de saturation.

Pour ce qui est de l'influence de la minéralogie, le basalte et le gneiss CS montrent clairement des performances plus faibles que celles du calcaire CS. À partir du deuxième cycle de gel-dégel, l'ensemble des courbes de chargement de ces deux matériaux tombe en état de rupture et fait partie du domaine C. Les paramètres  $b$  du basalte et du gneiss CS sont beaucoup plus élevés que ceux du calcaire CS. Ils présentent également une certaine tendance à augmenter en fonction du nombre de cycle et détiennent des valeurs allant de 0,107 à 0,301 pour les cycles 1 à 4 (condition non drainée).

Une raison expliquant le mauvais comportement de ces deux matériaux est le degré de saturation extrêmement élevé retrouvé dans ces échantillons lors des essais. Dès le premier cycle de gel-dégel, le niveau de saturation de ces matériaux dépassait le 100 %. Le caractère gélif du basalte CS a particulièrement été néfaste. De tous les échantillons testés, celui-ci a connu les plus forts soulèvements au gel et son degré de saturation a atteint 127,1 % au cycle 4. Il semble réaliste de croire que ce matériau a subi du gel de ségrégation (création de lentilles de glace) lors des cycles de gel. En ce qui concerne le gneiss CS, il est clair que son très fort degré de saturation a nui à une bonne performance. Dans l'étude de Poupart (2012), un gneiss CS avait également été testé en condition de gel-dégel non drainé (GDND). Il présentait des caractéristiques semblables, notamment une compacité supérieure à 98 % et un degré de saturation très élevé. De plus, son comportement durant l'essai fut similaire (état de rupture). Cependant, il se différenciait du gneiss de ce projet par son pourcentage de fracturation, qui était inférieur de 100 %, sa valeur de  $b$  était de 0,130 tandis que ceux obtenus pour ce projet se situent entre 0,107 et 0,301. Finalement, il est important de noter que, contrairement aux essais sur les calcaires, les valeurs de  $b$  et de  $\varepsilon_p$  ont été obtenues à partir de mesures effectuées par l'*Actuator* et non par les LVDT. Ainsi, il faut tenir compte d'une perte de précision pour les paramètres  $a$  et  $b$  du gneiss et du basalte CS.

La figure 10.20 illustre l'ensemble des résultats des paramètres  $b$  obtenus par les essais triaxiaux à chargement déviatoriques répétés en fonction du nombre de cycle de gel-dégel. Seulement les résultats en

condition non drainée ont été présentés. Le graphique sépare les résultats en deux zones, soit la zone des matériaux montrant des phases de rupture (basalte et gneiss CS) et celle des matériaux ne montrant pas de phase de rupture (calcaire CI, CN et CS).

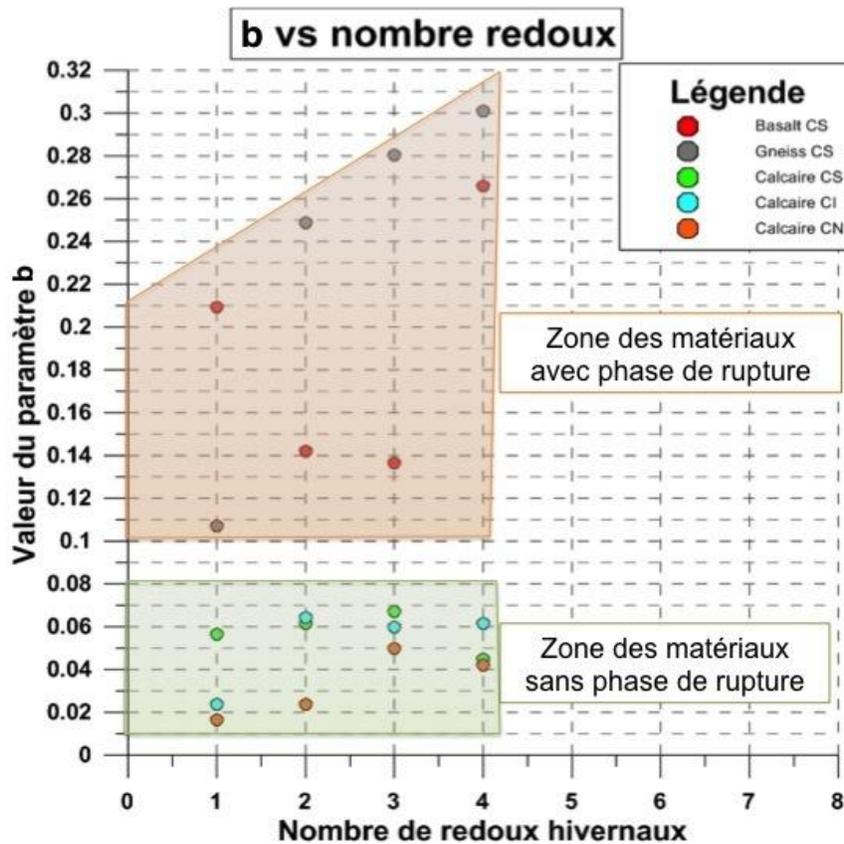


Figure 10-20 : Paramètres  $b$  en fonction du nombre de cycle de redoux hivernaux obtenus pour l'ensemble des essais triaxiaux à chargements déviatoriques répétés

À l'aide de l'ensemble des résultats de paramètres  $b$ , il est possible créer une tendance générale pour connaître la performance de l'ensemble des matériaux en fonction du nombre de cycles de redoux hivernaux. Il suffit de prendre la moyenne et l'écart-type des valeurs de  $b$  pour chacun des cycles 1 à 4 (condition non drainée) et de faire la régression linéaire de ces résultats. Le tableau 10.9 résume les valeurs de  $b$  moyen et des écarts-types obtenus. La figure 10.21 illustre ces résultats sous forme graphique et montre l'équation de la régression linéaire appliquée. Celle-ci a un coefficient de détermination ( $R^2$ ) de 0,978, ce qui semble très bon. À l'aide de l'équation de cette tendance, il est possible d'estimer, par extrapolation, les valeurs de  $b$  pour un plus grand nombre de redoux hivernaux, soit de 5 et plus. L'équation obtenue est la suivante :

Équation 10.3 :

$$b_{Nb_{rdx}} = 0,019223 \times Nb_{rdx} + 0,064934$$

Tableau 10.9 : Valeurs moyennes des paramètres b et de leur écart-type pour chacun des cycles de l'ensemble des essais triaxiaux à chargement déviatorique répétés

Cycle	b moyen	Écart-type
1	0,082	0,079
2	0,108	0,090
3	0,119	0,096
4	0,143	0,129

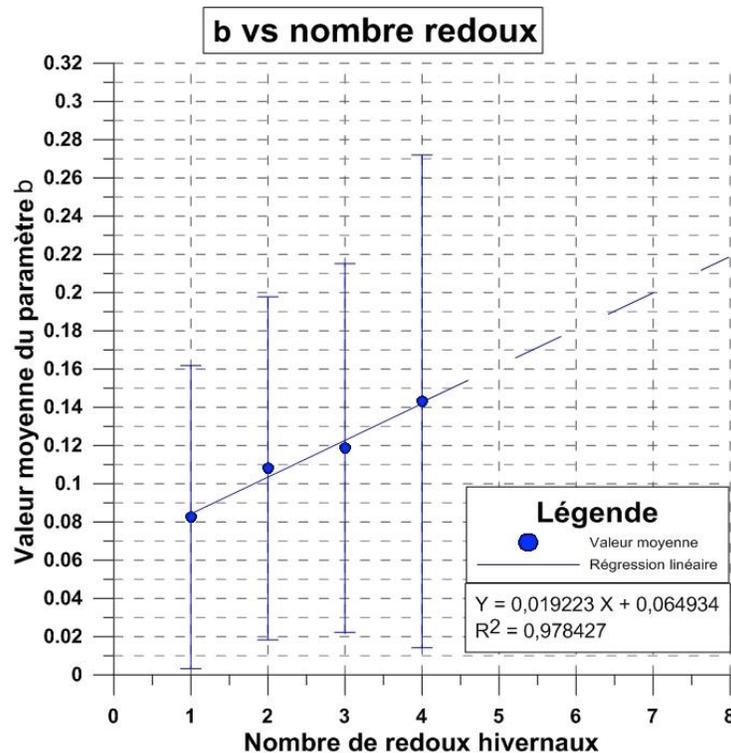


Figure 10-21 : Valeur moyenne du paramètre b en fonction du nombre de cycle de redoux pour l'ensemble des essais triaxiaux à chargements déviatoriques répétés

Il est à noter qu'un matériau subissant une phase de rupture est un phénomène typique aux matériaux de laboratoire. Il est bien plus rare de voir des phases de rupture dans les matériaux d'une structure de chaussée. Afin d'obtenir une courbe de tendance plus représentative de la réalité, il serait préférable de tenir seulement compte des résultats ne montrant pas de phase de rupture. Le tableau 10.10 et la

figure 10.22 affichent les valeurs moyennes des paramètres  $b$  pour les matériaux ne montrant pas de phase de rupture ainsi que les écarts-types associés.

Tableau 10.10 : Résumé des paramètres  $b$  moyen et des écarts-types pour les matériaux ne présentant pas de phase de rupture

Cycle	$b$ moyen	Écart-type
1	0,032	0,021
2	0,050	0,023
3	0,059	0,009
4	0,049	0,010

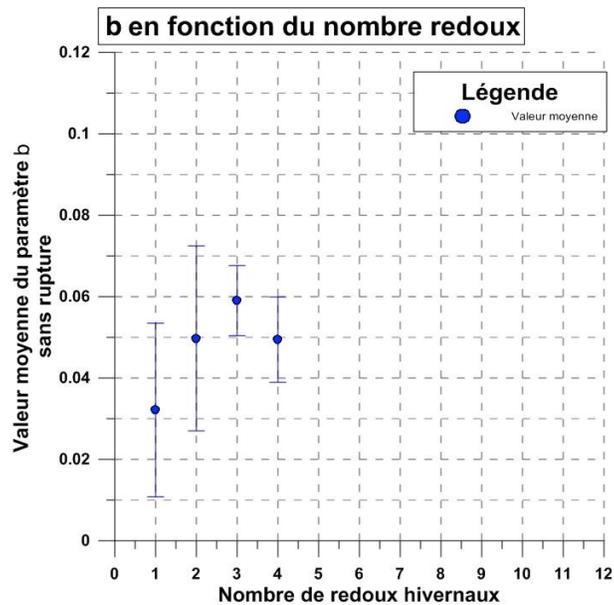


Figure 10-22 : Valeur moyenne du paramètre  $b$  en fonction du nombre de cycle de redoux pour les essais triaxiaux à chargements déviatoriques répétés n'ayant pas de rupture

Selon les valeurs présentées au tableau 10.10 et à la figure 10.22, la valeur du paramètre  $b$  au cycle 1 est 0,032 et augmente pour atteindre 0,050 au cycle 2. Par la suite, il semble se stabiliser pour les cycles suivants à une valeur moyenne de 0,053. Entre les cycles 2 et 4, la valeur de  $b$  ne montre qu'une différence de 0,001. Cette observation signifie qu'il y aurait possiblement une stabilisation du paramètre  $b$  pour les cycles suivant le premier évènement de redoux hivernal. Il serait probable que cette stabilisation se maintienne au-delà de 4 cycles de redoux hivernaux. Cependant, les essais de laboratoire n'ont pas testé de matériaux sur plus de 4 cycles de redoux hivernal. La figure 10.23 montre la zone de possibilité d'évolution du paramètre  $b$ .

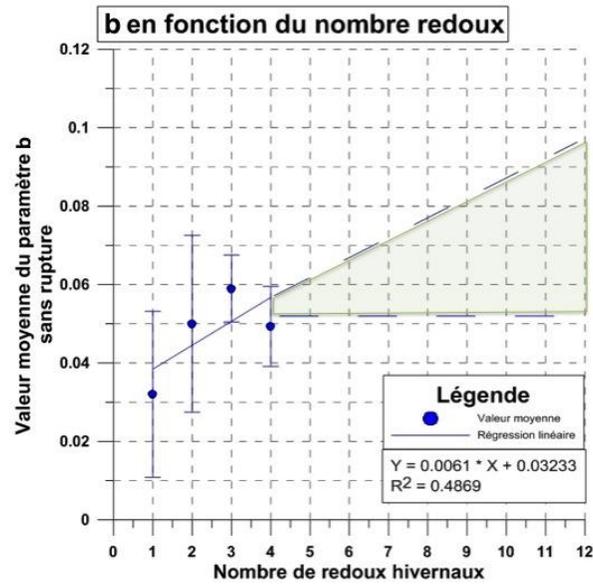


Figure 10-23 : Possibilité d'évolution des paramètres  $b$  en condition de redoux hivernal pour les matériaux ne présentant pas de rupture en condition triaxiale.

Il reste ainsi une incertitude face à l'évolution du paramètre  $b$  à la suite d'une répétition de 4 redoux hivernaux. Malheureusement, le protocole des essais de laboratoire n'avait pas considéré faire plus de cycle de gel-dégel en condition de redoux hivernal. Les essais de simulateur de charge roulante permettront tout de même de valider les observations faites sur les essais triaxiaux. Ces résultats sont présentés dans la prochaine section.

## 10.3 Essais du simulateur de charge roulante

La présente section résume les résultats obtenus lors des essais réalisés à l'aide du simulateur de charge roulante. Cet essai permet, avant tout, de valider les résultats obtenus en condition triaxiale sur des structures de chaussées à l'échelle réduite. Deux structures ont été testées lors de cet essai. La première structure a subi deux séries de chargement. La première série a été effectuée à l'état gelé tandis que la seconde a été réalisée en condition de dégel progressif jusqu'au dégel complet. La seconde structure a quant à elle subi cinq séries de chargement. Les quatre premières séries ont été réalisées en condition de dégel progressif partiel simulant les redoux hivernaux. La dernière série a été effectuée en condition de dégel total, comme ce fut le cas pour la première éprouvette. Cette section fait la description des résultats obtenus pour chacune des deux structures soumises aux conditions décrites. Une analyse des résultats est ensuite effectuée pour évaluer la validité de la relation entre l'effet d'une répétition du nombre de redoux hivernaux et du taux d'endommagement en déformation permanente (paramètre  $b$ ) déterminée à partir du modèle de Dresden.

### 10.3.1 Éprouvette 1 : essai en condition de gel et de dégel progressif

L'éprouvette 1 a été soumise à une série de 50 000 chargements en condition gelée et une seconde série de 50 000 chargements en condition de dégel total et progressif. L'essai en condition gelée permet de simuler l'état d'une chaussée durant la période de gel et de quantifier sa performance en déformation permanente durant cette saison. Le dégel total et progressif permet, quant à lui, d'observer la performance de la chaussée durant la progression du dégel complet de la chaussée au printemps. À la différence du cycle 5 effectué en cellule triaxiale où le matériau était testé à l'état dégelé, cet essai se veut plus représentatif de la réalité en effectuant un dégel progressif durant l'application des chargements. Un essai semblable (dégel complet) est également effectué pour la deuxième éprouvette avec la différence que celle-ci a été précédemment soumise à une série de 4 chargements en condition de dégels partiels (redoux hivernaux). Le but est de vérifier si une répétition de dégels partiels a une influence sur la performance en déformation permanente des chaussées en condition de dégel total. Le tableau 10.11 présente les soulèvements au gel obtenu pour l'éprouvette 1. Pour chacune des couches de l'échantillon, les résultats sont donnés en mm et en pourcentage de déformation (%).

Tableau 10.11 : Résumé des déformations mesurées pour l'essai du simulateur à charge roulante sur la structure 1

Matériau	Épaisseur	Soulèvement
----------	-----------	-------------

	(mm)	(mm)	(%)
Enrobé bitumineux	65	-	-
Fondation	163	0,11	0,07
Sous-fondation	153	0,71	0,46
Sol infrastructure	191	5,31	2,78
<b>Total</b>	<b>572</b>	<b>6,14</b>	<b>1,07</b>

La fondation, la sous-fondation et le sol d'infrastructure se sont soulevés respectivement de 0,07, de 0,46 et 2,78 %. La valeur élevée de soulèvement au gel dans la couche de sol d'infrastructure laisse croire que cette couche a subi du soulèvement au gel par création de glace de ségrégation (lentille de glace). Au total, l'éprouvette 1 a subi un soulèvement de 1,07 %.

#### 10.3.1.1 Essai en condition gelée

Les résultats de l'essai de déformation permanente en condition gelée ne démontrent aucune déformation dans les couches de la cuve. Cela signifie que les matériaux composant la chaussée présentent une excellente performance en déformation permanente à l'état gelé. Cette observation concorde avec la littérature. L'effet liant de la glace et des particules de sol donne une augmentation de la résistance des couches à l'état gelé (Simonsen et Isacsson, 1999; Baiz et coll., 2008). Des permis de surcharge (*Winter Weight Premiums*) sont même alloués aux camions lourds durant la période hivernale en Ontario à cause de ce phénomène (Baiz et coll., 2008). Il est ainsi possible d'associer une valeur de 0 au paramètre *b* du MG-20 constituant la couche de fondation en condition gelée.

#### 10.3.1.2 Essai en condition de dégel total

En ce qui concerne la seconde série de chargement en condition de dégel complet, les résultats de déformations permanentes obtenus sont présentés au tableau 10.12. Les résultats sont donnés en terme de mm et de pourcentage de déformation (%) pour l'ensemble de la cuve (total), de la couche d'enrobé bitumineux, de fondation, de sous-fondation et du sol d'infrastructure.

Tableau 10.12 : Résumés des mesures prises en déformation permanentes au centre de l'éprouvette 1 de l'essai du simulateur de charge roulante en condition de dégel progressif

Chargement N	Total		Enrobé bitumineux		Fondation		Sous-fondation		Sol infrastructure	
	(mm)	(%)	(mm)	(%)	(mm)	(%)	(mm)	(%)	(mm)	(%)
1	0,60	0,105	-	-	0,20	0,12	-	-	0,40	0,20
50	1,40	0,245	-	-	0,60	0,37	0,20	0,13	0,60	0,31
100	1,40	0,245	-	-	0,50	0,31	0,20	0,13	0,70	0,36
200	1,80	0,315	-	-	0,74	0,46	0,26	0,17	0,80	0,41
350	1,90	0,332	-	-	0,74	0,46	0,36	0,23	0,80	0,41
500	2,20	0,385	-	-	0,94	0,58	0,36	0,23	0,90	0,46
1 000	2,51	0,438	-	-	1,04	0,64	0,26	0,17	1,20	0,61
2 000	3,01	0,526	-	-	1,44	0,89	0,26	0,17	1,30	0,66
3 500	3,51	0,613	-	-	1,74	1,07	0,26	0,17	1,50	0,76
5 000	3,84	0,671	-	-	1,84	1,13	0,19	0,13	1,80	0,92
10 000	4,54	0,793	-	-	1,94	1,19	0,29	0,19	2,30	1,17
20 000	6,24	1,091	0,20	0,31	<b>2,14*</b>	<b>1,32*</b>	0,49	0,32	3,40	1,73
30 000	7,54	1,318	0,20	0,31	2,24	1,38	0,99	0,65	<b>4,10*</b>	<b>2,09*</b>
40 000	8,34	1,458	0,30	0,46	2,44	1,50	1,19	0,78	4,40	2,24
50 000	8,94	1,563	0,40	0,62	2,5	1,56	1,39	0,91	4,60	2,34

\* : Fin du dégel de la couche

La figure 10.24 présente les résultats de l'essai sous forme graphique. Il est important de noter qu'aucun des matériaux de la structure n'a subi de phase de rupture. Des régressions de puissance ont été appliquées à chacune des couches sauf pour la couche d'enrobé. Ces régressions permettent d'obtenir pour chacun des matériaux de l'échantillon les valeurs des paramètres  $a$  et  $b$  du modèle de Dresden. L'ensemble de ces valeurs est disponible au tableau 10.13. Ce tableau donne également le coefficient de détermination associée aux régressions de puissance appliquées.

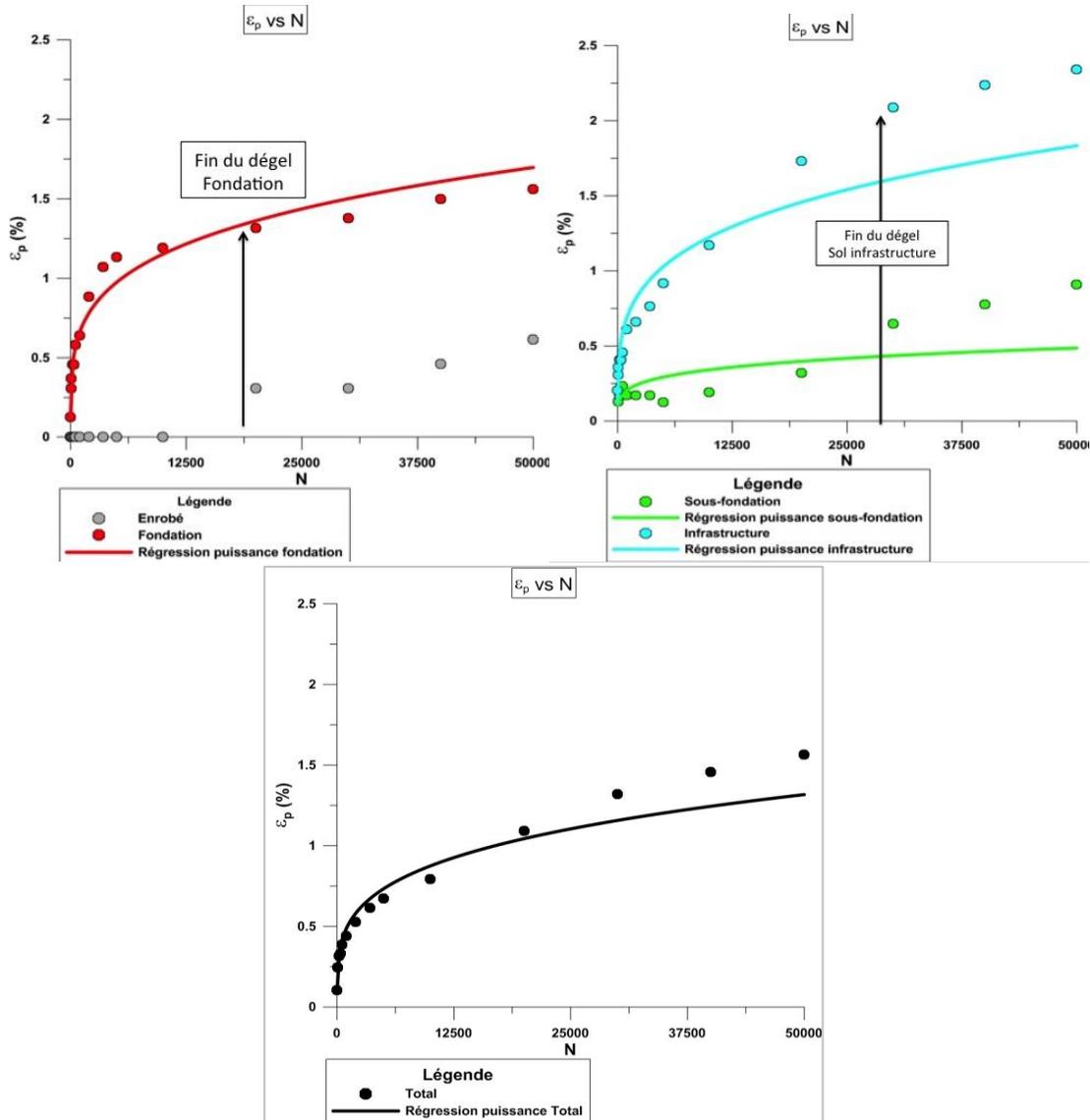


Figure 10-24 : Résultats de l'essai du simulateur de charge roulante sur l'éprouvette 1 en condition de dégel progressif

Tableau 10.13 : Résumés des paramètres obtenus pour l'essai du simulateur de charge roulante sur l'éprouvette 1

Condition	Matériaux	a	b	R <sup>2</sup>
Gel	E-B	-	-	-
	F	-	-	-
	S-F	-	-	-
	Infra	-	-	-
Dégel	E-B	-	-	-
	F	0,6744	0,2300	0,9569
	S-F	0,2047	0,2212	0,5714
	Infra	0,6319	0,3019	0,9657

Les coefficients de détermination de la couche de fondation et du sol d'infrastructure montrent respectivement des valeurs de 0,96 et 0,97, ce qui signifie que le modèle de prédiction appliqué concorde bien avec les résultats. Cependant, le coefficient de détermination de la couche de sous-fondation est beaucoup plus faible avec une valeur de 57,1 %. Cela s'explique en partie par le fait que cette couche n'était pas tout à fait dégelée à la fin de l'essai (voir figure 10.25). Ainsi l'état de gel persistant dans cette couche tout au long de l'essai a une influence notable sur sa déformation et l'application du modèle de Dresden.

À titre indicatif, la figure 10.25 montre la progression du dégel de l'éprouvette 1 à partir du moment où la chambre environnementale a été mise à des températures de dégel. Cette figure a été produite à partir des données de températures des thermistances situées au centre de la cuve dans la couche de fondation, de sous-fondation et du sol d'infrastructure (voir figure 9.23). Les chargements ont commencé lorsque les températures indiquées par les thermistances situées à la frontière entre la couche de revêtement et de la fondation sont devenues positives. Les minces lignes verticales noires signifient les instants où les prises de mesures de déformation ont été faites durant l'essai. La base de l'éprouvette était dégelée en raison du câble chauffant situé dans le réservoir de la cuve. La fréquence des prises de données de température était soit à chaque prise de mesure de déformation, soit à chaque intervalle de 30 minutes. Cependant, il est à noter que les mesures de températures étaient beaucoup plus distancées durant la période comprise entre le début du dégel et le commencement de l'essai, ce qui peut influencer la qualité des interpolations durant cette étape. De plus, la température de la couche d'enrobé bitumineux n'est pas représentée sur cette figure. Les limites entre la couche de fondation, de sous-fondation et du sol d'infrastructure sont représentées par les lignes horizontales noires traversant le graphique. Sur la figure 10.25, il est possible de voir un front de dégel progressant à partir de la base en même temps que celui évoluant à partir de la surface. Ce graphique montre clairement que la couche de sous-fondation n'était pas tout à fait dégelée à la fin des 50 000 cycles de chargements. Cette observation peut expliquer le faible coefficient de

détermination obtenu pour la modélisation de la performance de cette couche. En tout, près de 2025 minutes ( $\approx 34$  heures) ont été nécessaires pour effectuer l'essai en condition de dégel complet. La durée de l'application de la série de 50 000 chargements, commençant au dégel de la surface de fondation, a duré près 1500 minutes ( $\approx 25$  heures).

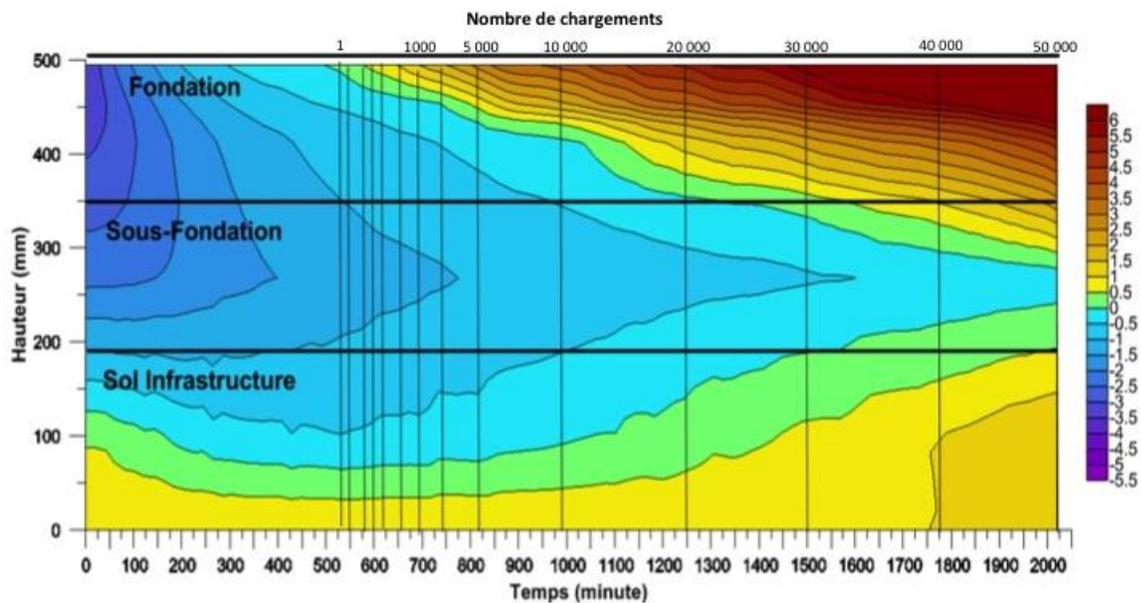


Figure 10-25 : État de dégel en fonction du temps et de la hauteur de la cuve lors de l'essai de dégel total et progressif de l'éprouvette # 1

### 10.3.1.3 Paramètre $a$ de la couche de fondation granulaire

En ce qui concerne le paramètre  $a$  pour la couche de fondation en MG-20, la valeur obtenue avec le simulateur est de 0,674. Pour les MG-20 de calcaire testés en cellule triaxiale, la valeur du paramètre  $a$  se situait entre 0,083 et 0,126 selon courbe granulométrique (courbe naturelle, supérieure et inférieure). Ainsi, la valeur obtenue avec l'essai du simulateur est de 5 à 8 fois plus élevée que celle en condition triaxiale. Les résultats sont présentés sur l'histogramme illustré à la figure 10.26.

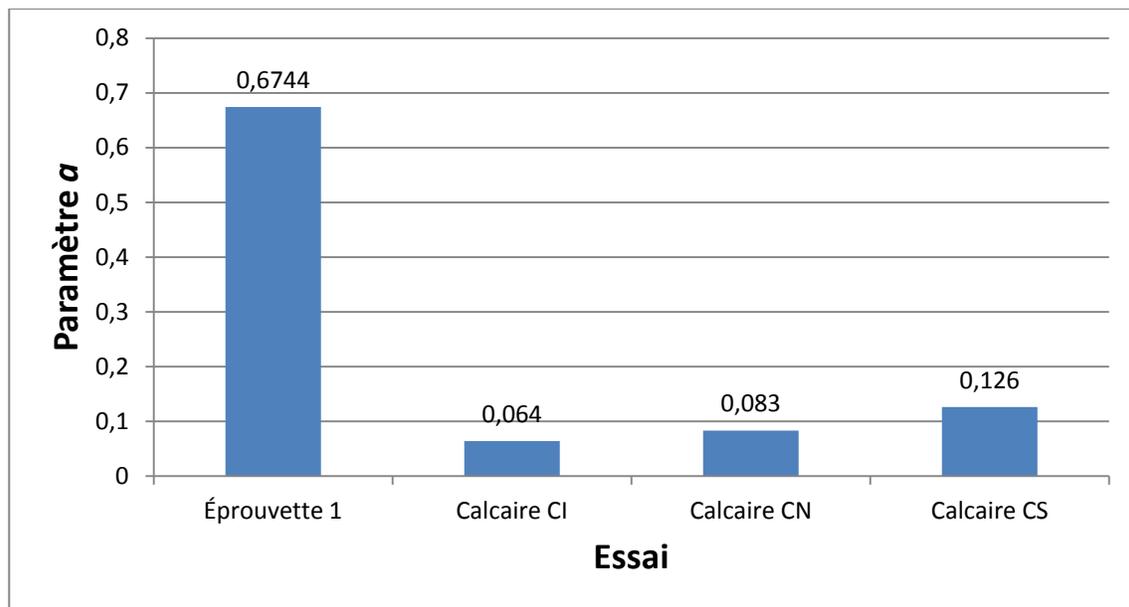


Figure 10-26 : Comparaison des résultats des paramètres  $a$  entre la couche de fondation de la structure 1 de l'essai au simulateur de charge roulante et les essais en conditions triaxiales au cycle 5 des échantillons de calcaire.

Plusieurs raisons peuvent expliquer la valeur élevée du paramètre obtenue à l'essai du simulateur de charge roulante. Tout d'abord, l'effet de rotation des contraintes peut augmenter de façon considérable l'ampleur des déformations de la couche de fondation. Ensuite, la contrainte verticale appliquée dans la partie supérieure de la fondation était un peu plus élevée que celle qui a été appliquée en condition triaxiale (140 contre 120 kPa). De plus, il est impossible de connaître la contrainte déviatorique de l'essai au simulateur puisque la contrainte latérale retrouvée dans la cuve est inconnue. Finalement, l'effet du dégel progressif peut aussi avoir un effet notable sur les déformations mesurées. Il est important de noter qu'une partie de la déformation totale de la couche de MG-20 est attribuable seulement à l'effet du dégel. Les essais triaxiaux n'étaient pas testés en condition de dégel progressif. Ces derniers subissaient préalablement un dégel complet avant d'être soumis à leur série de chargements. La déformation due au

dégel résiduel était donc considérée séparément des déformations due aux chargements, ce qui n'est pas le cas pour l'essai au simulateur. Il est ainsi possible que la déformation due au dégel de la couche de fondation de la structure 1 ait influencé les paramètres de Dresden durant l'essai.

#### 10.3.1.4 Paramètre $b$ de la couche de fondation granulaire

Le paramètre  $b$  obtenu pour la couche de fondation granulaire de l'éprouvette a une valeur de 0,23. Comme pour le paramètre  $a$ , celui-ci montre une valeur bien supérieure à celles obtenues en condition triaxiale où les valeurs des paramètres  $b$  des MG de calcaire variaient entre 0,039 et 0,053 au cycle 5. Ainsi, comme il est montré sur l'histogramme présenté à la figure 10.26, le paramètre  $b$  du simulateur de charge est de 4 à 6 fois supérieur à ceux obtenus en condition triaxial. Les raisons expliquant cette augmentation sont les mêmes que celles mentionnées pour le paramètre  $a$ .

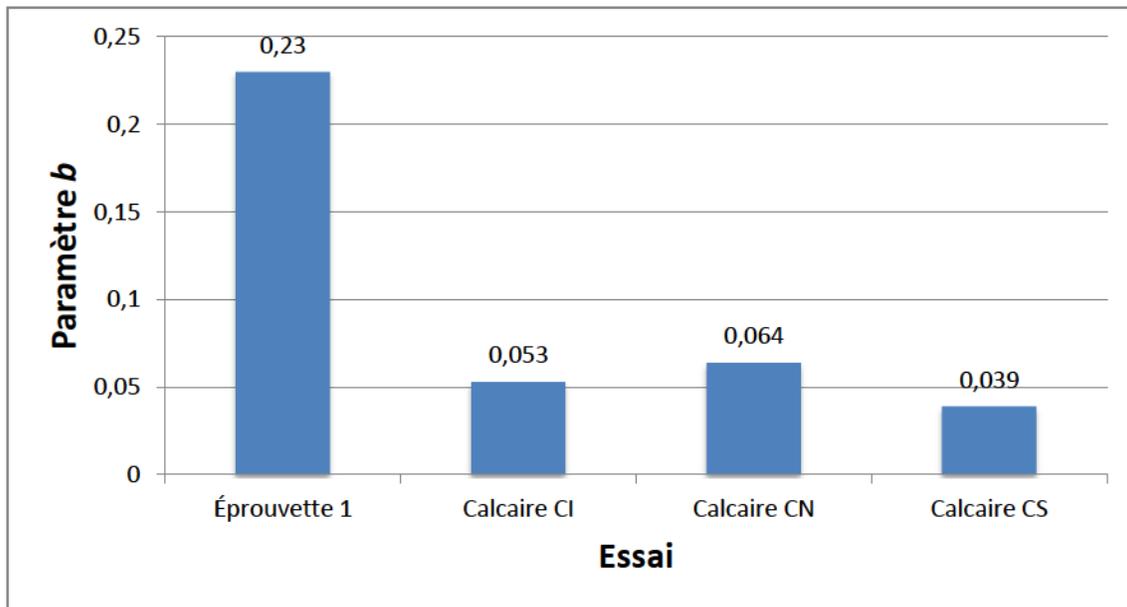


Figure 10-27 : Comparaison des résultats des paramètres  $b$  entre la couche de fondation de la structure 1 1 de l'essai au simulateur de charge roulante et les essais en condition triaxiale au cycle 5 des échantillons de calcaire.

### 10.3.2 Éprouvette 2 : Essai en condition de redoux hivernaux

La seconde éprouvette mise à l'essai avec le simulateur de charge roulante a pour but d'évaluer le taux d'endommagement par déformation permanente d'une chaussée soumise à une répétition de redoux hivernaux. Comme pour les essais en cellule triaxiale, 4 cycles de dégel partiel ont été effectués avec des séries de 12 500 chargements. Les résultats obtenus permettront de valider ceux provenant des essais en condition triaxiale. Cependant, comme il a été mentionné précédemment, les séries de chargements en simulateur de charge roulante ont été appliquées en condition de dégel progressif, contrairement aux essais triaxiaux où les chargements étaient appliqués sur l'échantillon à l'état dégelé. Cette condition environnementale a été choisie afin de mieux représenter les conditions réelles retrouvées sur les routes. Finalement, une cinquième série de chargement a été appliquée. Celle-ci s'est effectuée en condition de dégel progressif complet comme pour l'éprouvette 1. Le nombre de chargements associé à cette série est de 50 000. Comme il a déjà été dit, cet essai permettra d'évaluer l'effet d'une répétition de dégel partiel sur la performance du matériau au printemps.

#### 10.3.2.1 Essais en condition de dégel partiel

La deuxième structure de chaussée a été conçue pour évaluer la performance des MG de fondation en condition de dégel partiel. Un total de 4 essais utilisant cette condition environnementale a été effectué. Pour ce faire, la cuve a initialement été gelée pour ensuite être mise en condition de dégel. À partir du moment où les thermistances situées à la frontière de la couche de revêtement et de la fondation ont indiqué des valeurs supérieures à 0°C, une série de 12 500 chargements a été appliquée. Il s'agit du même nombre de chargements que pour les essais triaxiaux soumis aux conditions de redoux hivernaux. Une fois que le cycle de dégel partiel était terminé, la structure était remise en condition de gel pendant près d'une semaine afin qu'elle reprenne ses températures initiales. Ainsi, chacun des cycles de dégel de l'éprouvette 2 avait des températures de gel initiales similaires au commencement de leur dégel.

Le tableau 10.14 présente les soulèvements mesurés pour chacune des couches de l'éprouvette, et ce, pour chacun des cycles de gel. Les plus grands soulèvements sont survenus lors du premier cycle de gel, les couches de fondation, de sous-fondation et du sol d'infrastructure se sont respectivement soulevées de 1,53, 0,98 et 6,72 %. L'important soulèvement dans la couche du sol d'infrastructure laisse croire à du soulèvement par création de glace de ségrégation (apparition de lentille de glace). Pour les cycles suivants

(cycles 2 à 5), les soulèvements obtenus sont beaucoup plus faibles que ceux obtenus au premier cycle. La principale raison expliquant ce phénomène est que la cuve n'était que partiellement dégelée pour les gels subséquents. Les soulèvements survenus ne représentent que le gel de la partie dégelée de l'éprouvette. Il est donc normal de voir des valeurs beaucoup plus faibles pour les cycles 2 à 5. De plus, il est important de noter que les soulèvements obtenus dans la couche de sous-fondation pour les cycles 2 à 5 sont discutables. Selon les données de température obtenues, cette couche ne s'est jamais dégelée de toute la durée de l'essai. Les mesures de soulèvements notés pour cette couche ont été exécutées à l'aide d'un vernier. Elles peuvent présenter des limitations au niveau de la précision de l'essai.

**Tableau 10.14 : Épaisseur des couches de l'éprouvette 2 et soulèvements au gel mesurée en mm et en pourcentage pour chacun cycle de dégel**

Matériau	Épaisseur (mm)	Cycle 1		Cycle 2		Cycle 3		Cycle 4		Cycle 5	
		(mm)	(%)	(mm)	(%)	(mm)	(%)	(mm)	(%)	(mm)	(%)
Enrobé bitumineux	65,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Fondation	162,74	2,49	1,53	1,85	0,71	0,71	0,44	0,10	0,06	0,71	0,44
Sous-fondation	152,89	1,51	0,98	-0,04	0,19	0,19	0,12	0,12	0,08	0,19	0,12
Sol infrastructure	191,22	12,83	6,72	0,05	1,42	1,42	0,74	1,44	0,76	1,42	0,74
<b>Total</b>	<b>571,85</b>	<b>16,83</b>	<b>2,94</b>	<b>1,86</b>	<b>0,33</b>	<b>2,31</b>	<b>0,40</b>	<b>1,66</b>	<b>0,29</b>	<b>2,31</b>	<b>0,40</b>

Le tableau 10.15 présente les résultats de déformation permanente obtenus au premier cycle de dégel partiel dans les couches de fondation, de sous-fondation et du sol d'infrastructure. Les résultats sont exprimés en mm et en pourcentage de déformation (%). Il est à noter que la déformation à la surface de la chaussée, permettant d'obtenir la déformation totale de la cuve et de l'enrobé bitumineux n'étaient pas accessible pour les essais réalisés sur l'éprouvette 2. Cette mesure est normalement prise à l'aide du biseau à ornière au-dessus du deflectomètre multiniveaux qui est situé au centre de l'éprouvette. Un trou est présent à cet endroit. Il donne l'accès à la prise de mesures de déformations permanentes de chacune des couches inférieures. Malheureusement, une dégradation progressive est survenue aux pourtours de ce trou lors des chargements. Elle provoquait de l'arrachement successif de petites particules d'enrobé bitumineux à cette position, ce qui a corrompu les mesures et les rendaient inutilisables. Pour cette raison, ces mesures ne sont pas considérées dans les résultats.

**Tableau 10.15 : Déformations des couches de la structure 2 mesurées au cycle 1 de dégel partiel de l'essai simulateur de charge**

Cycle #	Fondation		Sous-fondation		Sol infrastructure	
	(mm)	(%)	(mm)	(%)	(mm)	(%)
50	-	-	-	-	-	-
100	-	-	-	-	-	-
200	0,05	0,03	-	-	0,12	0,06
350	0,10	0,06	-	-	0,11	0,05
500	0,21	0,13	-	-	0,15	0,07
1 000	0,27	0,17	-	-	0,23	0,11
1 500	0,36	0,22	-	-	0,22	0,11
2 000	0,41	0,25	-	-	0,34	0,17
3 500	0,89	0,55	-	-	0,43	0,21
5 000	1,19	0,73	-	-	0,56	0,27
7 500	1,44	0,89	-	-	0,70	0,34
9 000	1,54	0,94	-	-	0,81	0,40
10 500	1,64	1,01	-	-	1,00	0,49
12 500	1,83	1,12	-	-	1,03	0,50

La figure 10.28 présente sous forme graphique les déformations mesurées (%) lors du premier cycle de dégel partiel sur la structure 2. Il est possible d'y voir des déformations au niveau de la couche de fondation et du sol d'infrastructure ainsi que des régressions de puissance appliquées à celles-ci. Elles permettent d'obtenir les paramètres d'endommagement selon le modèle de Dresden. À titre indicatif, la figure 10.29 présente l'évolution du dégel partiel dans la cuve. Les résultats pour les autres cycles de dégel partiel (cycle 2 à 4) sont disponibles à l'annexe K. Il est à noter qu'un problème est survenu pour la structure 2 au niveau du câble chauffant situé dans le réservoir de la cuve. Celui-ci a malheureusement été abimé à la fin de la mise en place des matériaux lors de la confection de la structure. Cet endommagement a été réalisé une fois que la cuve était rendue à l'état gelé. Le régime thermique retrouvé à l'intérieur de l'éprouvette 2 diffère donc de celui de l'éprouvette 1. Contrairement à cette éprouvette, où la température à la base de la cuve était stable à 1 °C, l'éprouvette 2 était entièrement gelée. La température de gel a donc été ajustée pour s'approcher le plus proche possible de celle de l'éprouvette 1, soit environ -4 °C dans la couche de fondation. Malgré cet ajustement, base de la deuxième éprouvette était beaucoup plus froide que la première. Le front de dégel progressant à partir de la base de celle-ci allait donc évoluer beaucoup plus lentement en raison de la température plus basse. Cependant, cet incident ne devrait pas avoir d'impact majeur sur les mesures de déformation au dégel partiel dans la couche de fondation puisque tous ces essais sont réalisés dans des conditions semblables.

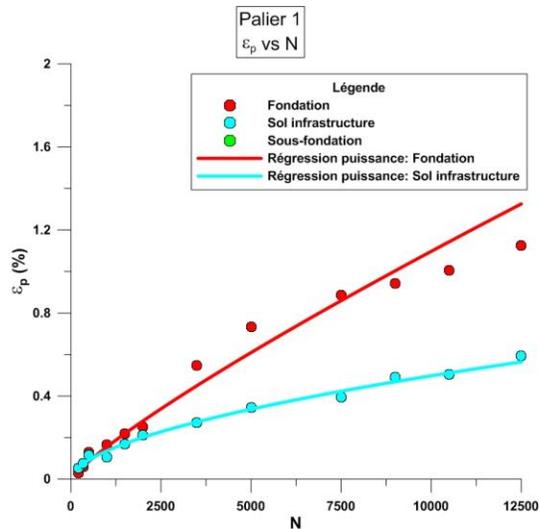


Figure 10-28 : Résultats de l'essai du simulateur de charge roulante sur l'éprouvette 2 en condition de dégel partiel, cycle 1

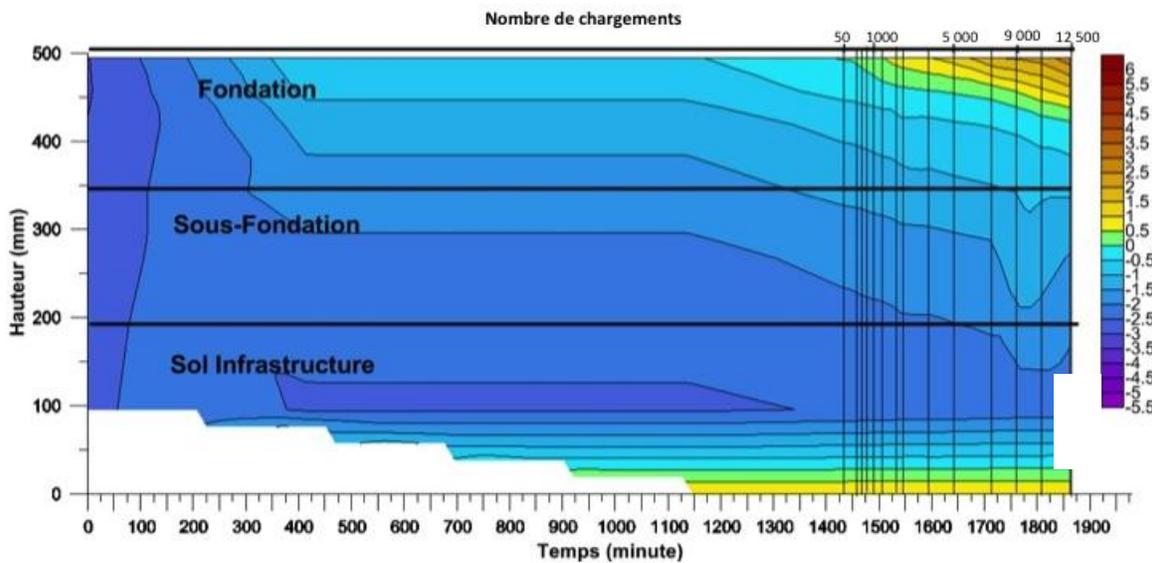


Figure 10-29 : État de dégel en fonction du temps et de la hauteur de la cuve lors de l'essai de dégel partiel de l'éprouvette 2, cycle 1

Les résultats obtenus confirment que la couche de sous-fondation n'a pas été affectée pour aucun des cycles chargement en condition de dégel partiel puisque celle-ci restait à l'état gelé. Pour chacun des cycles de dégel partiel, le front de dégel progressant à partir de la surface atteignait une profondeur d'environ 75 mm à l'intérieur la couche de fondation à la fin de l'essai, soit un peu moins que la moitié de l'épaisseur de la couche de fondation. Un second front de dégel évoluait aussi, très faiblement, à partir de la base de la cuve, ce qui explique les déformations survenues dans la couche de sol d'infrastructure. En

moyenne, pour effectuer les 12 500 chargements, les essais prenaient entre 450 et 500 minutes (7,5 et 8,3 heures). Le tableau 10.16 présente les paramètres  $a$ ,  $b$  et leur coefficient de détermination respectifs ( $R^2$ ) obtenu pour les cycles de chargement 1 à 4.

**Tableau 10.16 : Paramètres  $a$  et  $b$  ainsi que leur coefficient de détermination ( $R^2$ ) pour la couche de fondation et du sol d'infrastructure pour chacun des chargements en condition de dégels partiels réalisés sur l'éprouvette 2**

Cycle	Couche	$a$	$b$	$R^2$
1	Fondation	4,456E-04	0,8478	0,9748
	Sol infrastructure	3,829E-03	0,5235	0,9562
2	Fondation	3,615E-04	0,8644	0,9560
	Sol infrastructure	1,873E-04	0,7934	0,9350
3	Fondation	4,354E-04	0,8020	0,9844
	Sol infrastructure	2,497E-04	0,7535	0,9003
4	Fondation	8,455E-03	0,4882	0,9802
	Sol infrastructure	2,972E-04	0,7104	0,9544

Il est possible de voir que, mis à part les cycles 2 et 3 pour le sol d'infrastructure, les modélisations réalisées avec le modèle de Dresden montrent tous des coefficients de détermination supérieurs à 0.95. Les cycles 2 et 3 du sol d'infrastructure ont obtenu des valeurs respectives de coefficients de 0.94 et 0.90. Ainsi, les déformations permanentes obtenues lors de ces cycles semblent bien corrélés avec les modélisations faites à partir du modèle de Dresden. Dans les deux prochaines sous-sections, les valeurs obtenues des paramètres  $a$  et  $b$  en condition de dégel partiel seront discutées.

#### 10.3.2.1.1 Paramètre $a$ en condition de dégel partiel

Comme il a été mentionné précédemment, les paramètres  $a$  permettent de caractériser la première phase de déformation permanente d'un matériau, soit celle du réarrangement granulaire. Les résultats obtenus sont illustrés sous forme d'histogramme à la figure 10.30.

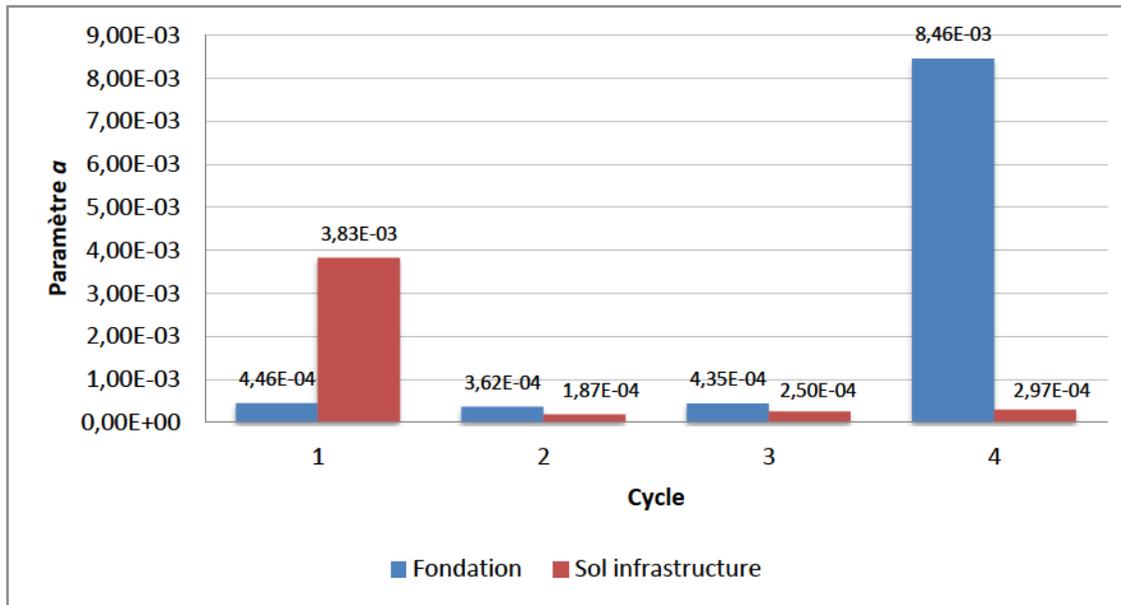


Figure 10-30 : Histogramme des paramètres  $\alpha$  obtenus pour l'éprouvette 2 en condition de dégel partiel pour la couche de fondation et du sol d'infrastructure.

Pour les cycles 1 à 3, le MG de fondation donne des résultats assez stables avec des valeurs de paramètres  $\alpha$  variant de  $3,62E-04$  à  $4,46E-04$ . Cependant, le cycle 4 montre un paramètre  $\alpha$  bien plus élevé avec une valeur de  $8,46E-03$ , soit une valeur près de 20 fois supérieures aux autres cycles. Pour ce qui est de la couche de sol d'infrastructure, le cycle 1 se différencie avec une valeur plus élevée que les cycles suivants. Il montre une valeur de  $3,83E-03$  au cycle 1, tandis que les cycles 2 à 4 présentent des valeurs plutôt stables variant de  $1,87E-04$  à  $2,97E-04$ . Comparativement aux essais triaxiaux réalisés sur un matériau similaire (calcaire), les paramètres obtenus avec l'essai de simulateur de charge roulante sont bien plus faibles que ceux obtenus en condition triaxiale. À titre d'exemple, la moyenne des valeurs de paramètre  $\alpha$  des calcaires CI, CN et CS est de 0,1602 tandis que celui des 4 cycles réalisés sur le MG de fondation en simulateur de charge roulante est de  $2,42E-03$ . Le paramètre  $\alpha$  est supposé évaluer le réarrangement granulaire survenant lors des 1000 premiers chargements. Cependant, après 1000 chargements, les déformations survenant dans la couche de fondation pour les cycles 1 à 4 étaient très petites. Elles avaient en moyenne une valeur de 0,24 mm. À titre de comparaison, la cuve 1 a obtenu une déformation de 1,04 mm dans la couche de fondation après 1000 cycles de chargement. Le dégel progressait plus rapidement dans la première cuve que la seconde en raison de la différence du régime thermique initial.

### 10.3.2.1.2 Paramètre $b$ en condition de dégel partiel

La figure 10.31 présente sous forme d'histogramme les paramètres  $b$  obtenus pour les cycles 1 à 4 des MG de la couche de fondation et du sol d'infrastructure.

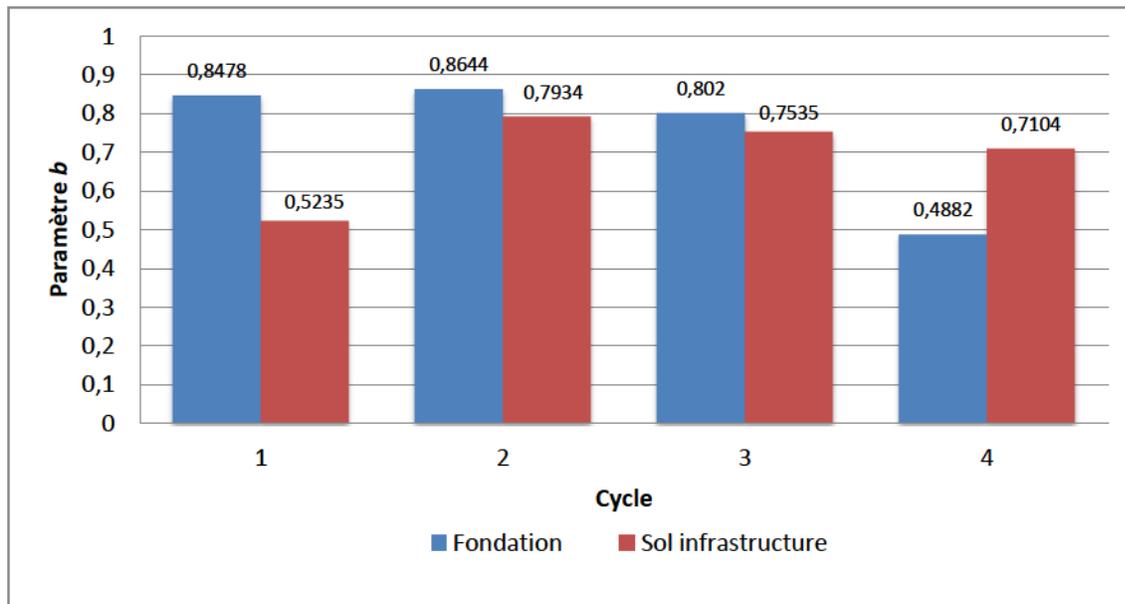


Figure 10-31 : Histogramme des paramètres  $b$  obtenus pour l'éprouvette 2 en condition de dégel partiel pour la couche de fondation et du sol d'infrastructure.

Les paramètres  $b$  du MG de fondation sont plutôt stables pour les cycles 1 à 3 avec des valeurs variant de 0,8644 à 0,8020. Cependant, le cycle 4 montre une nette diminution du paramètre  $b$  avec une valeur de 0,4882. En ce qui concerne le sol d'infrastructure, le cycle 1 montre un paramètre  $b$  de 0,5235 pour ensuite se stabiliser à une valeur moyenne de 0,7524 pour les cycles 2 à 4. Comparativement aux essais triaxiaux, les valeurs de paramètres  $b$  récoltées avec l'essai du simulateur de charge sont bien plus élevées. De façon générale, la valeur moyenne des paramètres  $b$  des essais en condition triaxiale des calcaires CI, CN et CS était de 0,0476, soit une valeur près de 15 fois plus faible que la valeur moyenne des  $b$  obtenus à l'essai du simulateur.

Comme il a été mentionné dans l'analyse des résultats de la cuve 1, plusieurs facteurs peuvent influencer cette augmentation. Parmi eux, il y a l'effet de rotation des contraintes et la différence de la valeur de la contrainte déviatorique utilisés pour les deux types d'essais. Cependant, la plus grande différence reste les

conditions environnementales. La condition de dégel progressif appliquée en simulateur de charge doit nécessairement avoir un impact sur la valeur des résultats. Il a été observé, lors des gels et des dégels des échantillons des essais triaxiaux, que le dégel d'un matériau ayant une forte teneur en eau provoque à lui seul un tassement. Il est possible de vérifier ces données, qui ont été nommées « gel résiduel » aux tableaux 10.2 et 10.5. Ce tassement dû au dégel survenait au même moment que le tassement dû à la déformation permanente des matériaux lors des essais au simulateur. Ainsi, le tassement au dégel a probablement joué un rôle dans l'augmentation des valeurs des paramètres  $b$ . De plus, il est possible que la postcompaction du matériau (phase 1 de la courbe type de déformation permanente, voir figure 10.1) soit survenue graduellement. C'est-à-dire qu'elle avait lieu en même temps que le matériau dégelait dans la cuve. Une hypothèse est que cette postcompaction graduelle a eu une influence notable en faisant augmenter la valeur du paramètre  $b$  obtenue lors de l'essai. Finalement, l'augmentation de l'endommagement observée pourrait être causée par la différence du régime thermique de la deuxième cuve. Contrairement à l'éprouvette 1, où deux fronts de dégel (inférieure et supérieure) étaient clairement visibles, les essais sur la seconde cuve ne montraient qu'un dégel en surface affectant la couche de fondation. Les couches sous-jacentes, toujours à l'état gelé, démontraient des capacités portantes supérieures à celles de la première cuve. Cette situation était susceptible de provoquer un « effet d'enclume », c'est-à-dire que la très grande rigidité de la couche support favorise la compaction de la couche sus-jacente (MEDD, 2004). Ainsi, cet effet d'enclume expliquerait l'augmentation de la déformation de la couche de fondation. Quoiqu'il en soit, les résultats obtenus pour les paramètres  $b$  obtenus au simulateur ne semblent pas sensibles à l'effet d'une répétition de redoux hivernaux. Les valeurs de paramètres  $b$  semblent plutôt stables, et ce, peu importe le nombre de cycles, appliqué.

#### *10.3.2.2 Essais en condition de dégel complet*

Suite aux 4 cycles de dégel partiel effectués, un dernier cycle en condition de dégel complet a été réalisé. Le but de ce dernier cycle était de vérifier l'influence d'une répétition de chargement en condition de dégel partiel sur la performance en déformation permanente en condition de dégel total. La structure 1 devait normalement servir d'échantillon témoin pour comparer et vérifier l'influence des dégels partiels faits sur la structure 2. Comme pour la première éprouvette, un total de 50 000 chargements a été appliqué en condition de dégel complet. Le tableau 10.17 montre les mesures de déformations permanentes de cet essai en termes de mm et de pourcentage de déformation (%) pour la couche de fondation, de sous-fondation et du sol d'infrastructure.

Tableau 10.17 : Déformations des couches de la structure 2 mesurées au cycle 5 de l'essai simulateur de charge

Cycle #	Fondation		Sous-fondation		Sol infrastructure	
	(mm)	(%)	(mm)	(%)	(mm)	(%)
50	-	-	-	-	-	-
100	-	-	-	-	-	-
200	-	-	-	-	-	-
350	0,06	0,04	-	-	-	-
1000	0,14	0,09	-	-	0,04	0,02
1500	0,22	0,13	-	-	0,09	0,05
2000	0,36	0,22	0,02	0,01	0,11	0,06
3500	0,57	0,35	0,02	0,01	0,14	0,08
5000	0,65	0,40	0,07	0,05	0,23	0,12
10000	0,97	0,59	0,09	0,06	0,37	0,20
12500	1,15	0,70	0,14	0,09	0,39	0,20
20000	1,91	1,17	0,18	0,12	0,59	0,31
30000	2,35	1,44	0,21	0,14	0,97	0,51
40000	2,38	1,46	0,38	0,25	1,30	0,68
50000	2,47	1,51	0,64	0,42	1,58	0,83

Sur le tableau 10.17, il est possible de voir que la couche de fondation est celle ayant été la plus affectée par les chargements. À la fin de l'essai, elle montre une valeur de déformation permanente de 1,51 %. Le sol d'infrastructure et la couche de sous-fondation ont respectivement subi une déformation permanente totale de 0,83 et 0,42 %. Il est tout à fait normal que la fondation soit la couche la plus affectée puisqu'il s'agit de la seule couche qui fut complètement dégelée durant l'essai. Les figures 10.32 et 10.33 présentent respectivement les mesures de déformation permanente sous forme graphique ainsi que l'évolution du front de dégel dans la cuve durant l'essai.

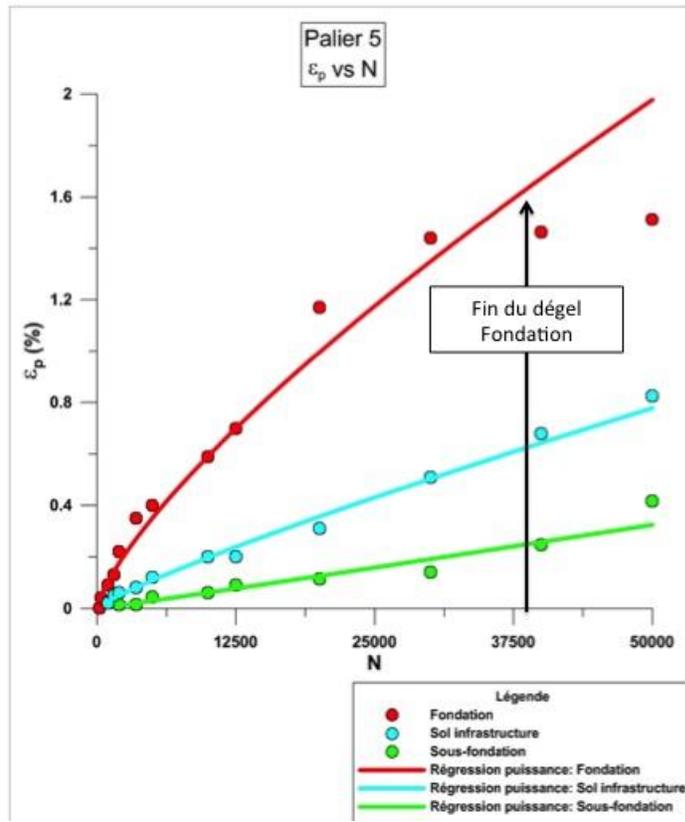


Figure 10-32 : Résultats de l'essai du simulateur de charge roulante sur l'éprouvette 2 en condition de dégel complet

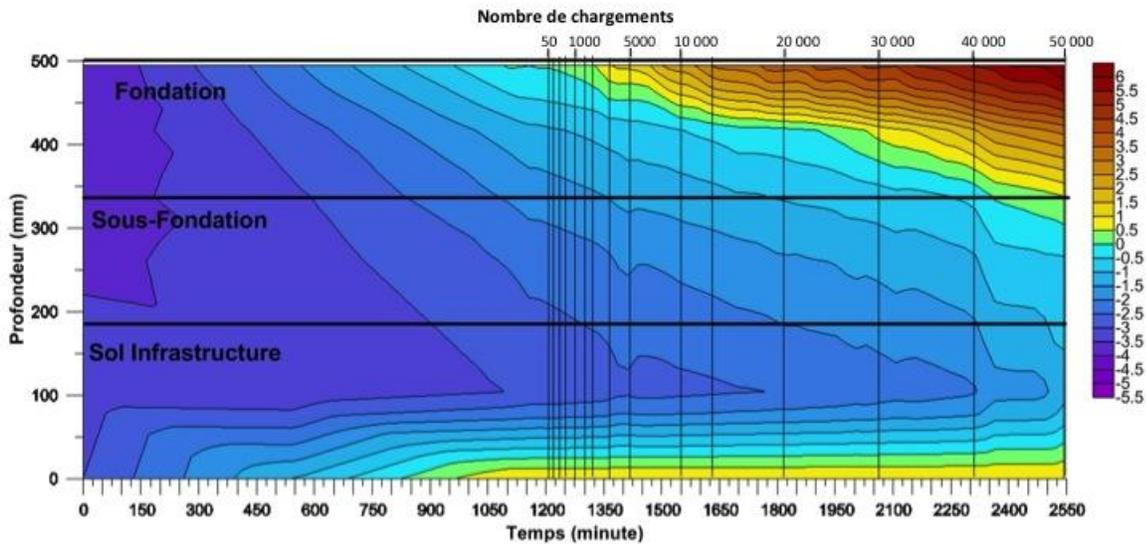


Figure 10-33 : État de dégel en fonction du temps et de la hauteur de la cuve lors de l'essai de dégel total et progressif de l'éprouvette 2

Sur la figure 10.33, il est possible de voir l'évolution des fronts de dégel à partir de la surface et de la base de la structure. L'absence du câble chauffant dans le réservoir à la base de la cuve a retardé de façon significative le front de dégel inférieur. Dans la structure 1, le front de dégel provenant de la base de la cuve est parvenu à pénétrer la couche de sous-fondation à la fin de l'essai. Par contre, dans la structure 2, la base de la cuve n'est presque pas affectée par ce front de dégel. Cependant, le front de dégel supérieur a atteint une profondeur de 40 mm dans la couche de sous-fondation à la fin des 50 000 cycles. La durée du dégel est de près de 2550 minutes (42,5 heures), tandis que la durée de la période de chargement est de 1350 minutes (22,5 heures). Les résultats des paramètres  $a$  et  $b$  provenant des régressions de puissance appliquées aux mesures de la figure 10.32 sont disponibles au tableau 10.18. Les coefficients de détermination de ces régressions sont également présentés dans ce tableau.

**Tableau 10.18 : Paramètres  $a$  et  $b$  ainsi que les coefficients de détermination ( $R^2$ ) associés aux déformations permanentes des couches de fondation, de sous-fondation et du sol d'infrastructure lors de l'essai en condition de dégel complet de la structure 2**

Cycle	Couche	$a$	$b$	$R^2$
5	Fondation	5,936E-04	0,7496	0,9799
	Sous-fondation	4,661E-06	1,031	0,9464
	Sol infrastructure	7,726E-05	0,8519	0,9809

De façon générale, les coefficients sont tous supérieurs à 0.94, ce qui signifie que les valeurs prédites par le modèle corrélent assez bien avec les mesures de déformations permanentes. Les analyses des valeurs des paramètres  $a$  et  $b$  sont présentés dans les deux prochaines sous-sections.

### 10.3.2.2.1 Paramètre $a$ en condition de dégel complet

Les paramètres  $a$  des MG de fondation des essais en condition de dégel complet des structures 1 et 2 ainsi que ceux des essais triaxiaux sont présentés sous forme d'histogramme à la figure 10.34. Il est possible de voir une très grande différence entre les résultats des structures 1 et 2. La première montre une valeur de  $a$  de 0,6744 tandis que la seconde montre une valeur de 5,94E-04. En fait, la valeur obtenue au cycle 5 s'apparente à celles obtenues aux 4 cycles précédents. Les essais triaxiaux montrent quant à eux des valeurs de  $a$  assez constantes dont la valeur moyenne est de 0,091. La raison expliquant la faiblesse du paramètre  $a$  au 5<sup>e</sup> cycle est la même que celle mentionnée aux cycles précédents. La couche de fondation de la seconde cuve a subi une déformation minimale de 0,14 mm après 1000 chargements comparativement

à une déformation de 1,04 mm pour la première cuve. Ainsi, la progression beaucoup plus lente du dégel dans les essais de la deuxième cuve serait la principale raison expliquant cet écart.

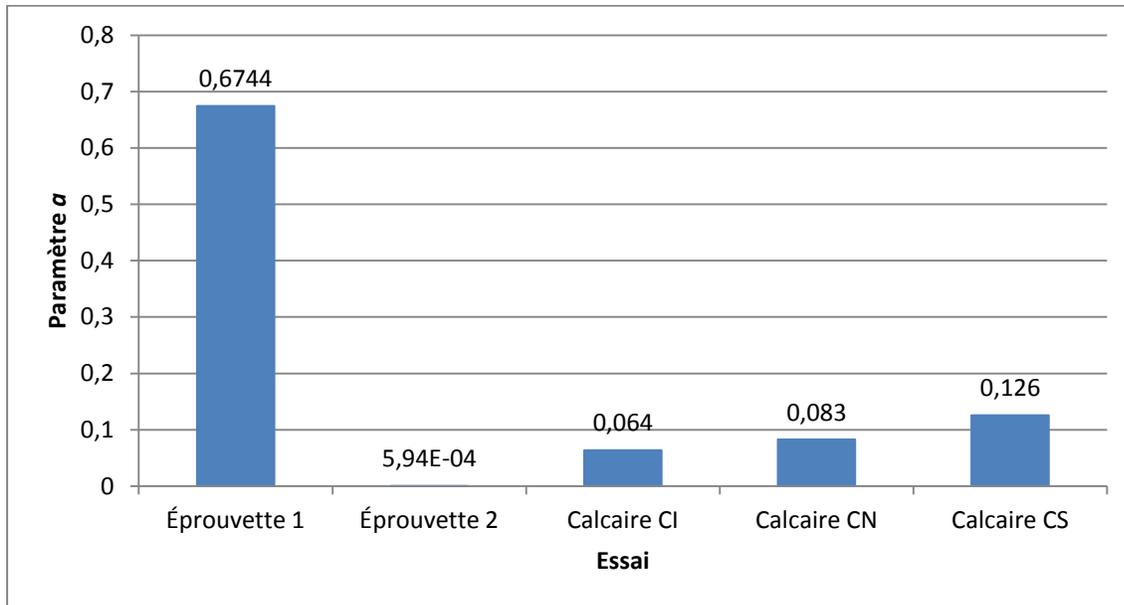


Figure 10-34 : Histogramme des valeurs des paramètres  $\alpha$  pour les essais de simulateur de charge en condition de dégel complet et des cinquièmes cycles des essais triaxiaux.

#### 10.3.2.2.2 Paramètre $b$ en condition de dégel complet

Les valeurs des paramètres  $b$  des essais en condition de dégel complet des structures 1 et 2 de même que celles des cycles 5 des essais triaxiaux de calcaire sont présentées à la figure 10.35 ci-dessous.

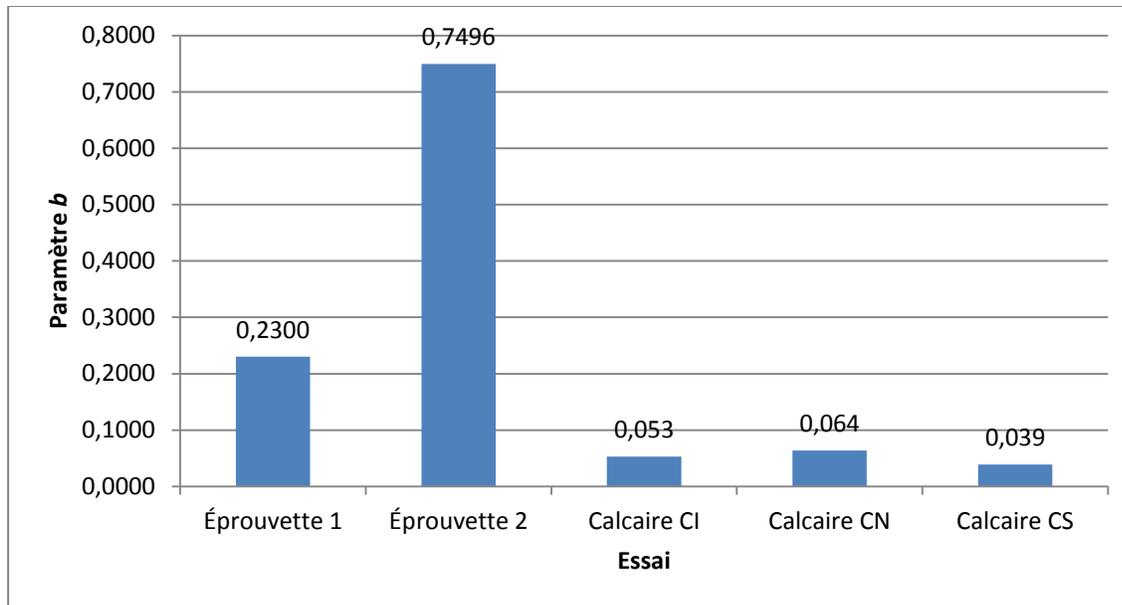


Figure 10-35 : Histogramme des valeurs des paramètres  $b$  pour les essais de simulateur de charge en condition de dégel complet et des cycles 5 des essais triaxiaux.

La valeur de  $b$  de la deuxième structure est près de trois fois supérieure à celle de la première (0,7496 contre 0,2300). De plus, il est possible de constater que sa valeur est proche de celles des cycles précédents effectués en conditions de dégel partiel, dont la valeur moyenne de  $b$  était de 0,7506. Il est ainsi possible que l'effet d'une répétition de chargement en condition de dégel partiel ait joué un rôle sur le taux de déformation permanente de l'essai en condition de dégel complet. Cependant, comme il a été dit précédemment, la progression des fronts de dégel à l'intérieur de la cuve n'était pas similaire pour les deux cuves. Il est, par conséquent, difficile de conclure que cette augmentation est seulement due à l'influence des chargements en dégels partiels survenus préalablement. Il est tout de même possible de constater que les paramètres  $b$  en condition de dégel complet pour la structure 1 et 2 sont respectivement de 4 à 14 fois supérieurs aux résultats obtenus en condition triaxiale.

## 10.4 Synthèse des résultats

La figure 10.23 présentait les résultats des essais triaxiaux. Elle montrait également la fenêtre de possibilité pour l'évolution de la valeur du paramètre  $b$  au-delà de 4 cycles de redoux hivernal. Il était difficile de conclure si le paramètre  $b$  avait tendance à se stabiliser ou bien à augmenter avec une répétition du nombre d'épisode de redoux hivernaux. Les résultats de dégel partiel obtenus au simulateur

de charge semblent plutôt montrer que le paramètre  $b$  a tendance à rester stable, peu importe le nombre de redoux. Il est ainsi plausible de croire que la variation de la valeur du paramètre  $b$  obtenue en cellule triaxiale ne serait qu'un phénomène de dispersion et qu'il serait possible d'assigner une valeur moyenne stable pour chacun des cycles de redoux hivernaux. La figure 10.36 illustre cette conclusion. Pour l'ensemble des essais triaxiaux qui ne présentaient pas de rupture, la moyenne et l'écart-type des valeurs de  $b$  ont été calculées, puis assignées à chacun des cycles de redoux hivernaux. La valeur de  $b$  obtenue est de 0,0475 et son écart-type est de 0,0177. Il est possible de voir que cette valeur correspond bien à chacune de celles déterminées par les essais triaxiaux.

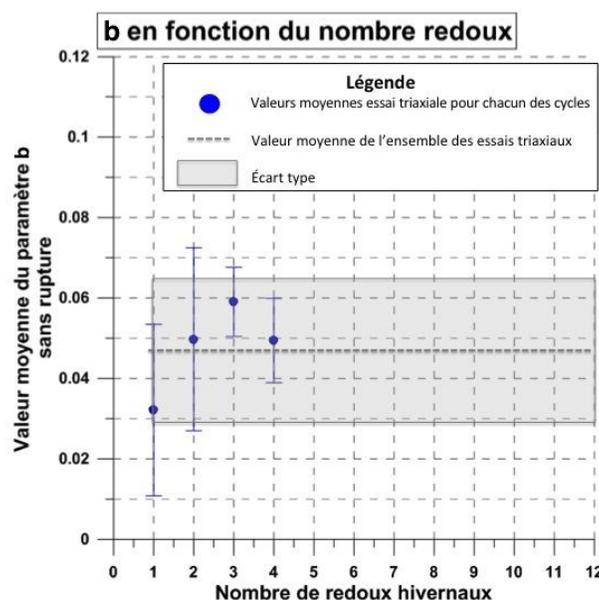


Figure 10-36 : Assignment d'une valeur moyenne au paramètre  $b$  pour l'ensemble des cycles de redoux hivernaux déterminé en cellule triaxiale.

Si l'on compare la valeur moyenne des paramètres  $b$  des essais triaxiaux (0,0475) avec celle des essais au simulateur de charges (0,751), il est possible de voir que la valeur moyenne obtenue au simulateur est près de 16 fois plus élevée que celle des essais triaxiaux. En somme, il a été possible de déterminer le taux d'endommagement type survenant dans la couche de fondation granulaire en condition de redoux hivernal. De plus, les essais en laboratoire ont permis de conclure que le paramètre  $b$  ne semble pas sensible à l'effet d'une répétition du nombre d'épisode de redoux hivernaux. Grâce à cette information, il est désormais possible de faire une analyse d'endommagement pour quantifier l'impact d'une augmentation future du nombre d'épisodes de redoux hivernaux sur les réseaux routiers québécois. Il en sera question dans le prochain chapitre.

# Chapitre 11 Endommagement Saisonnier

Aux chapitres 4 et 5, il a été possible de cibler et de quantifier le changement de certaines variables climatiques durant l'hiver pour les prochaines décennies. Les principaux changements attendus sont une diminution des  $IG_a$ , un raccourcissement de la durée de la période de gel ainsi qu'une augmentation du nombre d'épisodes de redoux hivernaux. Ces changements sont des facteurs risquant d'affecter la performance à long terme des réseaux routiers québécois. Comme il fut mentionné précédemment, les épisodes de redoux induisent un dégel partiel dans les structures de chaussées provoquant une perte de la capacité portance des MG de fondation. Cette baisse de performance sera associée à une hausse de l'endommagement structural des chaussées. Deux types de dégradations sont attendus, soit une hausse de la déformation permanente dans la couche de fondation granulaire de même qu'une augmentation de la fissuration par fatigue dans la couche de revêtement. Ce chapitre se concentre sur l'évaluation de l'effet des CC sur ces deux types d'endommagements. Pour ce faire, des analyses saisonnières sont réalisées. La première section de ce chapitre se concentre sur la définition des saisons et la détermination de leurs paramètres et ce, pour les périodes de références et projetées. Ensuite, les sections suivantes détaillent les procédures pour quantifier l'endommagement par déformation permanente et par fatigue. Finalement, les résultats obtenus seront donnés en termes de perte de durée de vie relative des chaussées.

## 11.1 Détermination des paramètres saisonniers

Il a été déterminé que les effets d'une augmentation des températures hivernales auront pour effet d'accentuer l'endommagement par déformation permanente et par fatigue. Comme il a été vu dans les chapitres 9 et 10, des essais en laboratoires ont été réalisés pour évaluer la performance des MG utilisés comme couches de fondation granulaire. Cependant, ces essais n'évaluent la performance des MG qu'en période de redoux hivernal et en période de dégel printanier. Pour avoir une idée claire et réaliste de l'endommagement global causé par les effets du réchauffement hivernal, il est important de considérer la performance des MG sur l'ensemble des saisons de l'année. Pour ce faire, il faut réaliser une analyse saisonnière. La première étape consiste à définir chacune des saisons de l'année selon des critères spécifiques ayant un lien direct sur la performance des chaussées, notamment la teneur en eau des MG. Il faut par la suite déterminer la durée de chacune des saisons. Les hivers pour les périodes projetées auront tendance à raccourcir en raison de la diminution de l' $IG_a$  et de l'augmentation des épisodes de redoux

hivernaux. Ainsi, l'ensemble de l'information recueillie dans cette section servira de base à la réalisation de l'analyse saisonnière.

### 11.1.1 Définition des saisons

En plus du régime thermique, le changement de saisons influence grandement le régime hydrique des différentes couches d'une structure de chaussée. Puisque la température et la teneur en eau des matériaux sont les deux paramètres ayant les effets les plus significatifs sur la performance des matériaux de la chaussée, les saisons de l'année sont définies en fonction de la fluctuation annuelle de ces deux paramètres. Au total, l'année est séparée en 6 saisons distinctes, soit l'été, l'automne, l'hiver, les redoux hivernaux, le début et la fin du dégel printanier. Une description définissant chacune des saisons est disponible ci-dessous.

**Été :** Période où le degré de saturation de la couche de fondation est proche de l'optimum Proctor. Le sol d'infrastructure se draine progressivement (période de récupération).

**Automne :** Période fraîche où il y a une accumulation graduelle des eaux de précipitations dans la couche de fondation en raison d'une diminution du taux d'évaporation. Les saturations de la sous-fondation et du sol d'infrastructure sont proches de leur optimum Proctor.

**Hiver :** Période durant laquelle les structures de chaussées sont entièrement gelées. Il s'agit de la saison où les chaussées montrent les meilleures performances. Les modules de chacune des couches sont les plus élevés de l'ensemble de l'année.

**Redoux hivernaux :** Période de dégel partiel de la structure de chaussée survenant durant la période de gel. Ces événements se produisent lorsque le front de dégel pénètre à environ 10 cm de profondeur dans la couche de fondation, ce qui équivaut à un indice de dégel d'environ 7 °C.J. Cette période doit nécessairement être suivie d'un gel. La

fondation granulaire montre un degré de saturation maximum et le drainage est déficient en raison des couches sous-jacentes encore gelées.

**Début dégel :** Période suivant la saison hivernale, elle est définie par un dégel partiel de la chaussée affectant la couche de revêtement, de fondation et celle de sous-fondation. Le drainage est déficient et le degré de la saturation est maximal dans les couches granulaires. Le sol d'infrastructure est considéré comme gelé. Le début de cette période a été fixé en fonction du commencement des périodes de restriction de charge au dégel du MTQ (2013) pour les zones 1, 2 et 3.

**Fin dégel :** Période durant laquelle les couches granulaires sont entièrement dégelées, tandis que le sol d'infrastructure est en situation de dégel. Les degrés de saturation dans la couche de fondation et la sous-fondation sont considérablement diminués tandis qu'il est maximal dans le sol d'infrastructure.

Une fois les saisons définies, la seconde étape consiste à déterminer la durée de chacune de celles-ci. La prochaine section détaille les méthodes appliquées pour la détermination de chacune des saisons.

### 11.1.2 Détermination de la durée des saisons

Pour déterminer la durée moyenne des hivers de chacune des zones, durant la période référence, la relation 5.5 a été utilisée. Celle-ci fait le lien entre l' $IG_a$  et la durée moyenne de la période de gel. La détermination de la durée des hivers futurs a été faite de la même façon à l'aide des  $IG_a$  projetés. Ensuite, la durée des épisodes de redoux associée à chacun des  $IG_a$  est soustraite à la durée de l'hiver. La durée moyenne d'un épisode de redoux hivernal a été déterminée au chapitre 5, cette analyse montre que la durée moyenne d'un redoux est de 5 jours. Le printemps est fort probablement la saison la plus critique en raison de la forte augmentation du degré de saturation des matériaux lors du dégel. Cette augmentation du degré de saturation est causée principalement par l'infiltration des eaux de fonte dans la chaussée. De plus, les conditions hydriques des matériaux évoluent avec la progression du dégel, ce qui affecte directement la capacité structurale de la chaussée. Il est possible de diviser le printemps en deux sous-saisons distinctes, soit les périodes « début dégel » et « fin dégel ». Afin d'avoir une estimation fiable de la durée de ces

périodes, plusieurs documents ont été consultés, soit l'étude de la route Saint-Célestin faite par Deblois (2006), l'étude de la route 369 réalisés par Roy et col. (1994), les durées de saisons définies par le logiciel *MnPave* et finalement un relevé annuel de la saturation et des modules élastiques des matériaux d'une route située au Montana disponible dans Doré et Zubeck (2009). Le tableau 11.1 résume l'ensemble des données analysées pour la détermination du début et de la fin du dégel. Ce tableau présente la durée nécessaire pour dégeler la couche de fondation, de sous-fondation et de l'ensemble de la chaussée. Certaines données de teneurs en eau associées à l'état de dégel des matériaux étaient également disponibles.

**Tableau 11.1 : Résumé de l'analyse de la durée des périodes de début et de fin de dégel**

Source	Lieu	Année	Dégel	w	Dégel fondation et	Dégel complet	w
			fondation		sous-fondation		
			Jours	(%)	Jours	Jours	(%)
Deblois (2005)	Saint-Célestin	2002-2003	7	11	26	37	7,4
	Saint-Célestin	2003-2004	24	-	35	46	-
Roy, Konrad et al. (1994)	Rte 369 F1	1993-1994	12	-	30	-	-
	Rte 369 F2		6	-	22	28	-
	Rte 369 F3		~16	-	~14	~26	-
	Rte 369 F4		12	-	24	43	-
	Rte 369 F5		24	-	30	~46	-
MnPave			14	-	-	60	-
Montana (Doré et Zubeck)			9	7	-	36	4
<b>Moyenne</b>			<b>14</b>		<b>26</b>	<b>40</b>	

Selon les données obtenues, il est possible de voir que les durées moyennes nécessaires pour le dégel de la fondation, de la sous-fondation et de l'ensemble de la chaussée sont respectivement de 14, 26 et 40 jours. Pour l'analyse saisonnière de l'endommagement par déformation permanente, la période « début dégel » est associée à la fonte de la couche de fondation seulement, ce qui équivaut à une durée de 14 jours. Pour faciliter l'analyse saisonnière d'endommagement par fatigue, la période « début dégel » est prolongée jusqu'à la fonte de la couche de sous-fondation, ce qui porte la durée de cette saison à 26 jours. La raison expliquant ce choix est que les modules réversibles utilisés pour l'analyse saisonnière d'endommagement par fatigue proviennent du logiciel *MnPave*. Ce logiciel définit la saison « début dégel » comme la période où survient la fonte de la couche de fondation et de sous-fondation. Il était donc préférable d'ajuster la durée de cette saison pour qu'elle soit en accord avec les valeurs des modules réversibles utilisées. Plus d'informations sur le choix des modules réversibles sont données à la section 11.3.4.

Puisque la durée totale de la saison de dégel est estimée à 40 jours (tableau 11.1), les durées des périodes « fin dégel » pour les analyses saisonnières de l'endommagement par déformation permanente et par fatigue sont respectivement de 26 et 14 jours. Ensuite, la saison automnale a été fixée arbitrairement à 30 jours pour toutes les analyses. Il a été supposé que la durée de cette période restera stable sous l'effet des changements climatiques. Finalement, la durée de la période estivale est considérée comme la « période tampon », c'est-à-dire que sa durée est équivalente au reste des jours de l'année une fois que la durée des autres saisons a été soustraite. Durant cette période, il est supposé que la couche de fondation a complètement récupéré ses propriétés à leur valeur optimale, tandis que le sol d'infrastructure et la sous-fondation sont en période de récupération. Ces suppositions sont basées sur celles faites par le logiciel *MnPave* lors de son analyse saisonnière. Les tableaux 11.2 et 11.3 résument la durée de chacune des saisons pour effectuer l'analyse saisonnière de l'endommagement par déformation permanente et par fatigue, respectivement. Dans ces tableaux, les durées pour chacune des zones sont présentées pour la période de référence et l'horizon climatique [2011-2040] (95<sup>e</sup> et 5<sup>e</sup> percentile).

**Tableau 11.2 : Durée des saisons pour la période de référence (2000) et pour les périodes projetées 2011-2040 (95<sup>e</sup> et 5<sup>e</sup> percentile) pour l'analyse d'endommagement par déformation permanente de la couche de fondation**

Période	Zone	Été	Automne	Hiver	Redoux	Début dégel	Fin dégel
1970-2000 Référence	1	163	30	107	25	14	26
	2a	150	30	140	5	14	26
	2b	140	31	154	0	14	26
	2c	150	30	120	25	14	26
	3	126	31	168	0	14	26
2011-2040 95 <sup>e</sup> percentile	1	166	30	93	36	14	26
	2a	159	30	120	16	14	26
	2b	149	31	145	0	14	26
	2c	166	30	92	37	14	26
	3	132	31	162	0	14	26
2011-2040 5 <sup>e</sup> percentile	1	172	30	70	53	14	26
	2a	164	30	99	32	14	26
	2b	156	31	127	11	14	26
	2c	173	30	68	54	14	26
	3	139	31	155	0	14	26

Tableau 11.3 : Durée des saisons pour la période de référence (2000) et pour les périodes projetées 2011-2040 (95<sup>e</sup> et 5<sup>e</sup> percentile) pour l'analyse d'endommagement par fatigue

Période	Zone	Été	Automne	Hiver	Redoux	Début dégel	Fin dégel
1970-2000 Référence	1	163	30	107	25	26	14
	2a	150	30	140	5	26	14
	2b	140	31	154	0	26	14
	2c	150	30	120	25	26	14
	3	126	31	168	0	26	14
2011-2040 95 <sup>e</sup> percentile	1	166	30	93	36	26	14
	2a	159	30	120	16	26	14
	2b	149	31	145	0	26	14
	2c	166	30	92	37	26	14
	3	132	31	162	0	26	14
2011-2040 5 <sup>e</sup> percentile	1	172	30	70	53	26	14
	2a	164	30	99	32	26	14
	2b	156	31	127	11	26	14
	2c	173	30	68	54	26	14
	3	139	31	155	0	26	14

Une fois les saisons et leur durée respective déterminées, il est désormais possible de s'attarder à la quantification de l'endommagement causé par l'effet du réchauffement hivernal. La prochaine section décrit l'analyse effectuée pour quantifier la dégradation des chaussées par déformation permanente de la couche de fondation granulaire.

## 11.2 Endommagement par déformation permanente de la fondation granulaire

Comme il a été mentionné précédemment, la réduction des  $IG_a$  et la hausse du nombre d'épisodes de redoux hivernaux attendus au cours des prochaines décennies risquent de réduire la performance des chaussées, notamment par une augmentation de la déformation permanente survenant dans la couche de fondation granulaire. La quantification de cet endommagement est l'un des buts principaux de cette étude. La valeur obtenue se traduira par une réduction de la durée de vie relative des chaussées. Dans les chapitres précédents, des essais de laboratoire ont permis de déterminer les taux de déformation permanente (paramètre  $b$ ) en condition de redoux hivernaux. La valeur seule de ce paramètre en condition de redoux est insuffisante pour quantifier l'impact à long terme sur les chaussées. La meilleure stratégie pour quantifier l'endommagement attendu en déformation permanente est de réaliser une analyse saisonnière basée sur la fluctuation du paramètre  $b$  avec les saisons. La présente section explique la méthodologie employée pour définir les paramètres  $b$  et pour quantifier la réduction de durée de vie relative des chaussées.

### 11.2.1 Détermination de la valeur des paramètres $b$ utilisés

Les résultats de laboratoire ont permis de déterminer une valeur pour les paramètres  $b$  en condition de redoux hivernal. Il a été conclu que la valeur type du paramètre  $b$  en ces conditions est de 0,0475 et qu'elle reste stable, peu importe le nombre de cycles de redoux hivernaux.

Pour déterminer la valeur des paramètres  $b$  pour les autres saisons, cette analyse se base sur la relation développée par Poupart (2013). Cette relation fait le lien entre la valeur du paramètre  $b$  et trois caractéristiques ayant une influence significative sur la performance des MG, soit la compacité du matériau ( $\rho_d/\rho_{dmax}$ ), le pourcentage de fracturation ( $\%FR$ ) et le degré de saturation du matériau ( $\%S_R$ ). L'équation de Poupart (2013) est présentée ci-dessous:

Équation 11.1

$$b = 10^{(1,2039 - 0,0103 \left(\frac{\rho_d}{\rho_{dmax}} \times 100\right) - 1,8164 \left(\frac{\%FR}{100}\right) + 0,0063(\%S_R)}$$

Par mesure de simplification, les pourcentages de compaction et de fracturation ont été fixés à 98 % et 100 % respectivement. Il est donc supposé qu'il n'y a que la valeur du  $\%S_R$  qui varie en fonction des saisons. Ainsi, il est important de fixer des valeurs de  $\%S_R$  représentatives de chacune des saisons définies au début de ce chapitre. Pour ce faire, cette étude s'est basée sur les essais de laboratoire réalisés par Poupart (2013) et Schwartz (2009), soit des essais triaxiaux en déformation permanente réalisés sur des MG-20 selon différentes conditions environnementales. Il a été possible de conclure que la valeur moyenne du  $\%S_R$  est de 52 % lorsque les MG retrouvent leurs conditions optimales et grimpe à 85 % en condition saturation maximale. Le tableau 11.4 résume les valeurs de saturation, de porosité et de teneur en eau volumique et massique des MG-20 étudiées en condition optimale et maximale.

**Tableau 11.4 : Résumé des valeurs de saturation, de porosité et de teneur en eau volumique et massique des essais triaxiaux de Poupart (2013) et Schwartz (2009)**

	$S_R$ (%)	$n$ (%)	$w$ (%)	$w$ (%)
$S_R$ optimale	52,3	17,6	9,2	4,3
$S_R$ Maximale	85,5	18,6	15,7	7,5

Connaissant les valeurs types de saturation à l'état optimal et maximal des MG, il a été possible d'associer une valeur du paramètre  $b$  à chacune des saisons. Durant la période estivale, il est tout à fait plausible de considérer le  $\%S_R$  des MG de fondation à leur état optimal, c'est-à-dire à une valeur de  $\%S_R$  de 52 %. Selon la relation de Poupart (2013), la valeur du paramètre  $b$  associée est de 0,0486. Durant l'automne, il est plausible de supposer que le  $\%S_R$  des MG augmentera pour atteindre une valeur à mi-chemin entre l'état optimal et maximal. Il a donc été fixé à un degré de saturation de 65 %, ce qui correspond à un paramètre  $b$  de 0,0585. Ensuite, pour la saison hivernale, la chaussée est entièrement gelée. Dans cette condition, elle présente d'excellentes performances en déformation permanente. L'essai au simulateur de charge roulante a démontré qu'il n'y a pratiquement pas de déformation permanente durant cette saison. La valeur du paramètre  $b$  peut donc être considérée comme nulle durant cette saison. En ce qui concerne la période de « début dégel » au printemps, il s'agit des mêmes conditions que l'on retrouve durant une période de redoux hivernal, soit à l'état de saturation maximal et en condition non drainée. La valeur de  $b$  déterminé en laboratoire a donc été utilisée. Pour la période « fin dégel », la fondation granulaire est typiquement moins saturée qu'en période de « début dégel ». Le  $\%S_R$  défini pour cette période est donc moins élevé que la période précédente. Une valeur de 70 % lui a été assignée, ce qui correspond à un paramètre  $b$  de 0,0629. Le tableau 11.5 résume l'ensemble des valeurs de paramètres  $b$  pour chacune des saisons de l'année considérée.

**Tableau 11.5 : Détermination des paramètres  $b$  en fonction des degrés de saturation imposés et de l'équation 11.1 et des essais en laboratoire**

	Été	Automne	Début dégel printemps	Fin dégel printemps
$S_r$ (%)	52,28	65,00	> 85 %	70,00
$b$	0,0486	0,0585	0,0475	0,0629

### 11.2.2 Méthode utilisée et résultats obtenus

Une fois l'ensemble des paramètres  $b$  déterminé, il est maintenant possible de quantifier le taux moyen d'endommagement par déformation permanente pour la période référence et future. Pour ce faire, il suffit

de pondérer la valeur de chacun des paramètres  $b$  par rapport à la durée moyenne de la saison associée (en pourcentage annuel). L'équation 11.2 associée à cette méthode est présentée ci-dessous :

Équation 11.2

$$b_{pi} = S_i b_i$$

Où  $S_i$  est la durée de la saison en pourcentage annuel,  $b_i$  est le paramètre  $b$  pour la saison examinée et  $b_{pi}$  est la valeur pondérée du paramètre  $b_i$ . Par la suite, pour obtenir le paramètre  $b$  équivalent ( $b_T$ ) pour la période de référence [1971-2000] et future [2011-2040], il suffit de faire la somme des  $b_{pi}$  (paramètres  $b$  pondérés pour chacune des saisons). L'équation 11.3 résume la méthode pour déterminer le paramètre  $b$  équivalent ( $b_T$ ).

Équation 11.3

$$b_T = \sum_1^i b_{pi}$$

Ensuite, pour réaliser la quantification de la durée de vie relative, il suffit de faire le rapport du paramètre  $b_T$  associé à la période de référence sur celui de la période future tel que présenté par l'équation 11.4 suivante :

Équation 11.4

$$\frac{b_{T \text{ référence}}}{b_{T \text{ future}}} \times 100 = \text{Durée de vie relative}$$

Où  $b_{T \text{ référence}}$  et  $b_{T \text{ future}}$  sont respectivement les  $b$  équivalents pour la période de référence [1971-2000] et future [2011-2040]. Un résultat inférieur à 100 % exprime une perte de durée de vie relative, tandis qu'un résultat supérieur à 100 % équivaut à un gain en durée de vie relative. L'histogramme disponible à la figure 11.1 présente les résultats de la durée de vie relative des chaussées obtenus avec l'analyse de la performance en déformation permanente des fondations granulaires des chaussées au Québec. Les durées de vie relatives sont données pour chacune des zones d'étude, soit les zones 1, 2a, 2b, 2c et 3. Les résultats

se divisent en deux catégories, soit ceux considérant les résultats de scénarios climatiques optimistes (95<sup>e</sup> percentile) et ceux tenant des résultats pessimistes (5<sup>e</sup> percentile).

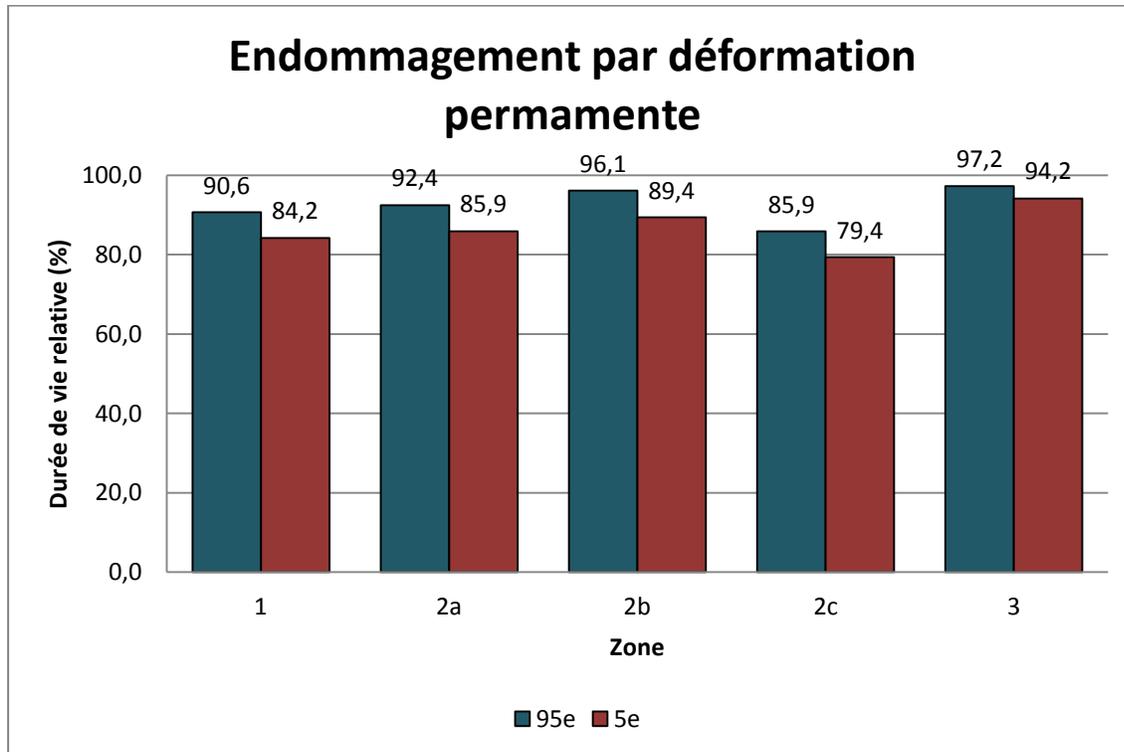


Figure 11-1 : urée de vie relative des chaussées entre la période de référence (1971-2000) et projetée (2011-2040) obtenus par l'analyse d'endommagement par déformation permanente de la couche de fondation granulaire.

Selon les résultats présentés à la figure 11.1, le pourcentage de durée de vie relative devrait se situer en moyenne entre 92,5 % et 86,6 % pour l'ensemble du Québec. De façon spécifique, la durée de vie relative de la zone 1 tomberait entre 90,7 et 84,3 %. Les zones 2a et 2c voient également une baisse significative de leur durée de vie relative respective avec des résultats variant respectivement de 92,4 à 85,9 % et de 85,9 à 79,4 %. Il est à noter que les zones 1, 2a et 2c sont les zones risquant de subir la plus forte augmentation du nombre d'épisodes de redoux hivernaux, soit près de 2 à 6 épisodes supplémentaires par hiver. La zone 2b présente quant à elle des résultats assez stables en raison de la faible hausse du nombre de redoux attendue. Une augmentation de 0 à 2 épisodes supplémentaires de redoux a été estimée pour cette zone. Son pourcentage de durée de vie relative se situe entre 96,1 et 89,4 %. Finalement, la zone 3 est celle montrant le plus faible abaissement de durée de vie relative. Selon les résultats obtenus, cette zone ne subira aucune augmentation du nombre d'épisodes de redoux hivernaux pour la période [2011-2040]. Ainsi, l'abaissement attendu sera principalement causé par la réduction de la durée de la période de

gel. La durée de vie relative estimée pour la zone 3 est de 97,2 à 94,2 %. Il est important de noter que cette analyse a pris comme hypothèse que la valeur du paramètre  $b$  augmente proportionnellement en fonction du nombre d'épisodes de redoux hivernaux. Il s'agit d'une hypothèse pessimiste cherchant à évaluer le pire scénario où l'endommagement en déformation permanente est maximal durant les périodes de redoux. Selon les résultats des essais triaxiaux obtenus en laboratoire, il est possible que les valeurs des paramètres  $b$  se stabilisent après une répétition de 3 à 4 épisodes de redoux hivernaux. Cependant, des essais supplémentaires seraient nécessaires afin de confirmer cette hypothèse. Il serait donc important, dans des travaux futurs, de vérifier le comportement du matériau sur une plus longue série d'épisodes de redoux hivernaux, afin d'avoir une idée précise de l'effet d'une grande répétition de cycle de redoux hivernaux. De plus, il est important de noter que l'utilisation des paramètres  $b$  de Dresden comporte un certain biais, car ils ne peuvent pas prendre en compte la variation des contraintes transmises en fonction des saisons. À titre d'exemple, le module dynamique de la couche d'enrobé bitumineuse est plus faible en été qu'au printemps. Par conséquent, la contrainte transmise à la couche de fondation est plus élevée durant la saison estivale. Les valeurs des paramètres  $b$  pourraient donc varier de celles utilisées présentement. Ainsi, il serait nécessaire, dans l'optique de travaux futurs, de prendre en considération cette notion qui pourrait certainement améliorer l'estimation de durée de vie faite dans cette étude. Dans la prochaine section, il sera question de quantifier l'effet des C. C. sur l'endommagement en déformation par fatigue survenant dans les structures de chaussées.

### **11.3 Endommagement par fissuration par fatigue**

L'ensemble des changements climatiques attendus en hiver tels que l'augmentation du nombre de redoux hivernaux, l'abaissement des  $IG_a$  et la réduction de la durée de l'hiver risquent d'occasionner un second type d'endommagement, soit de la fissuration par fatigue de la couche de revêtement. Les données recueillies précédemment permettront de faire l'estimation de l'impact de ce type de dégradation pour les prochaines décennies sur les chaussées souples au Québec. Ainsi, cette section détaille la méthodologie appliquée pour quantifier la réduction de durée de vie relative en fatigue pour l'horizon climatique [2011-2040]. Cette section traitera de la loi de *Miner*, qui utilise un principe d'accumulation linéaire du dommage. Elle permet de faire le calcul du capital de vie consommée pour une condition de sollicitation donnée associée à chaque saison. Une large partie de cette section traite de la description des différents paramètres sélectionnés pour déterminer les modules réversibles des différentes couches des chaussées, et ce, en fonction des saisons. Par la suite, la présente section traite des simulations effectuées avec le

programme *WinJulea* pour déterminer la déformation par traction ( $\varepsilon_T$ ) survenant à la base de la couche de revêtement ainsi que du modèle d'endommagement utilisé pour déterminer le nombre d'applications de charge admissible ( $N_{adm}$ ). Finalement, les résultats de perte de durée de vie relative sont présentés et une analyse de ceux-ci est effectuée.

### 11.3.1 Modèle de Miner

Pour effectuer une analyse saisonnière estimant la dégradation attendue en fissuration par fatigue, le modèle Miner (1945) a été sélectionné. Il s'agit d'un modèle largement utilisé en conception de chaussée. Comme il est mentionné dans Huang (1997) et Doré et Zubeck (2009), ce modèle fait la relation entre le nombre de répétitions de charge et la déformation en traction induite à la base de la couche de revêtement. Il fait l'hypothèse que le dommage ( $D$ ) accumulé dans la couche de revêtement est une fonction linéaire au ratio entre le nombre de répétitions de charge accumulée (ou prévue) ( $n$ ) sur le nombre de répétitions de charge admissible ( $N_{adm}$ ). L'équation 11.5 présente cette relation :

Équation 11.5

$$D = \frac{n}{N_{adm}}$$

Cette équation permet de déterminer le dommage équivalent pour chacune des saisons. Il faut par la suite faire la sommation de ces valeurs de dommage pour obtenir l'endommagement total ( $D_T$ ) attendu tel qu'exprimé par l'équation 11.6 :

Équation 11.6

$$D_T = \sum_1^i D_i$$

Où  $D_i$  représente le dommage équivalent pour une saison. Il sera ainsi possible de déterminer le dommage total estimé pour la période de référence ainsi que pour la période future de [2011-2040], ce qui, ultimement, permettrait d'évaluer la durée de vie relative des chaussées par rapport à ce type d'endommagement. Pour l'instant, la première étape consiste à déterminer les paramètres de base

nécessaires pour accomplir cette analyse saisonnière, soit les types de route soumise aux simulations ainsi que le type de bitume recommandé pour la zone climatique étudiée. Ceux-ci sont décrits dans la prochaine sous-section.

### 11.3.2 Chaussées soumises à l'étude

Dans le cadre de cette analyse, deux types de chaussées sont analysés : une chaussée de classe nationale et une seconde de classe régionale. La structure utilisée pour ces deux types est constituée d'une couche de béton bitumineux, d'une fondation et d'une sous-fondation granulaire reposant sur une argile inorganique (CH). En ce qui concerne le trafic, le débit journalier moyen annuel (DJMA) est de 5 000 à 20 000 pour la route nationale et de 2 000 à 3 000 pour la route régionale. La durée de vie de ces routes est de 30 ans pour la route nationale et de 25 pour la route régionale. Finalement, le nombre total d'ÉCAS prévu pour la route nationale et régionale est respectivement de 5 et 2 millions. Le tableau 11.6 résume les caractéristiques des deux types de routes analysés. Il est possible d'y retrouver l'épaisseur respective de chacune des couches, le DJMA ainsi que la durée de vie de conception donnée en termes d'année et d'ÉCAS.

**Tableau 11.6 : Résumé des caractéristiques des deux types de route modélisés pour quantifier l'endommagement par fatigue**

Couche	Route Nationale				Route Régionale			
	Épaisseur	Trafic	Année	ÉCAS	Épaisseur	Trafic	Année	ÉCAS
Béton bitumineux	170	5 000 à 20 000	30	5 M	130	2 000 à 3 000	25	2 M
Fondation	250				225			
Sous-fondation	825				725			
Sol d'infrastructure	∞				∞			

La seconde étape consiste à sélectionner le type d'enrobé et le type de bitume. Pour des fins de simplification, le choix du type d'enrobé s'est arrêté à un enrobé semi-grenu 14 (ESG-14). Cet enrobé a l'avantage d'avoir un bon comportement lorsqu'il est utilisé sous forme de couche unique, ce qui facilite l'analyse de l'effet des saisons sur l'endommagement par fatigue du matériau. En ce qui concerne le choix de bitume, des documents du MTQ (2012) ont été consultés. Premièrement, une carte (figure 11.2) divise le Québec en différentes zones climatiques. Pour chacune de ces zones, un type de bitume est proposé pour utilisation comme couche de roulement et couche de base. Plusieurs autres critères sont également pris en compte pour faire un choix adéquat, notamment le type de chaussée, le DJMA et le nombre d'ÉCAS annuel. Pour la majorité des chaussées analysées, le choix s'est arrêté aux bitumes pouvant être utilisés autant en couche de roulement qu'en couche de base. Le tableau 11.7 résume les types de bitumes

analysés en fonction des différentes zones d'études du projet. Il est à noter que les zones d'étude 2a, 2b et 3 étaient comprises, en entier ou en partie, dans la zone 3 de la carte du MTQ (figure 11.2). Les bitumes recommandés pour cette zone sont un PG 58-40 et un PG 52-40. Les coefficients de régression nécessaires pour évaluer les modules dynamiques de ces bitumes n'étaient pas disponibles. Par conséquent, un bitume ayant des propriétés similaires à ceux recommandés a été sélectionné, le choix s'est donc arrêté sur un PG 58-34 pour l'analyse des chaussées couvrant cette zone climatique.

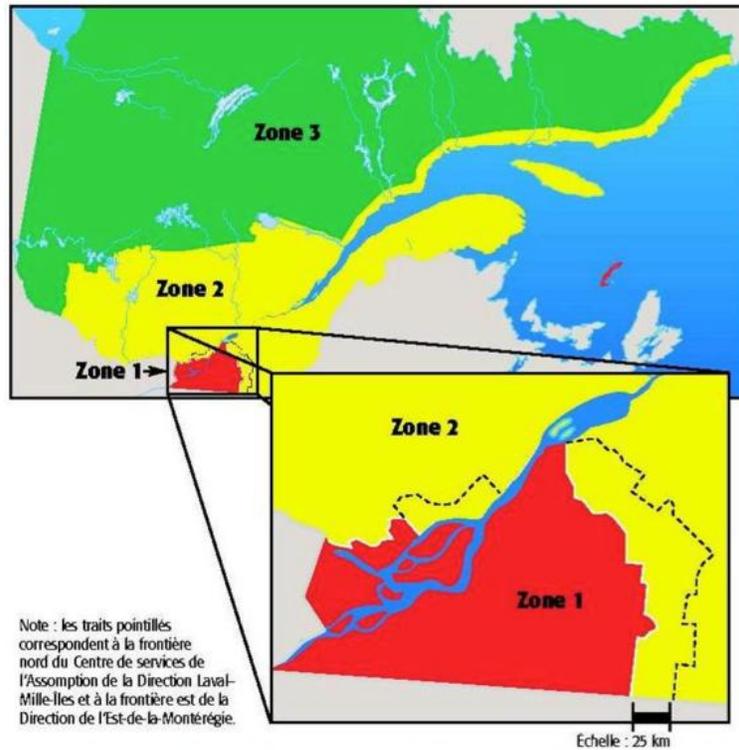


Figure 11-2 : Zones climatiques utilisées par le MTQ pour déterminer la classe de bitume à utiliser (MTQ, 2012)

Tableau 11.7 : Bitumes sélectionnés pour l'analyse d'endommagement par fatigue sur des routes de type nationales et régionales

Zone d'étude	Zones MTQ associées	Route Nationale Bitume		Route Régionale Bitume	
1	1 et 2	64-28		58-28	
2a	2	58-34	58-40	58-34	52-40
2b	2 et 3	58-34	58-40	58-34	52-40
2c	2	58-34		58-34	
3	3	58-40	(58-34)	52-40	(58-34)

### 11.3.3 Détermination des modules dynamiques

Le premier paramètre à déterminer est le module élastique des enrobés bitumineux. Il s'agit d'un paramètre ayant une influence significative sur la performance de la chaussée en fissuration par fatigue. Le module dynamique  $|E^*|$  est l'équivalent du module de Young (E) pour la couche d'enrobé (Doucet et Auger, 2010), et permet donc de quantifier la rigidité de la couche d'enrobé bitumineux. Il est notamment utilisé par le *Mechanistic Empirical Pavement Design Guide* (NCHRP 1-37A) pour le dimensionnement de chaussées souples. La valeur de ce paramètre peut être déterminée à l'aide du modèle de Witczak (Witczak et Fonseca, 1996; Witczak 2005) tel qu'exprimé par l'équation 11.7 :

Équation 11.7

$$D_T \log |E^*| = \delta + \frac{\alpha}{1 + e^{(\beta + \gamma \log f_r)}} = \sum_1^i D_i$$

Où  $|E^*|$  est le module dynamique (MPa),  $f_r$  est la fréquence réduite (Hz), tandis que  $\delta$ ,  $\alpha$ ,  $\beta$  et  $\gamma$  sont des coefficients de régressions dépendant du type de bitume utilisé. Les valeurs typiques de ces coefficients pour des granulométries d'enrobé et des bitumes utilisés au Québec sont accessibles dans (Doucet et Auger, 2010). Les deux paramètres ayant une forte influence sur la valeur du module dynamique sont la température du matériau et le temps de chargement. La fréquence réduite ( $f_r$ ) est le paramètre permettant de tenir compte de ces deux principaux facteurs d'influence. La fréquence réduite est déterminée selon le principe d'équivalence temps-température donnée par l'équation suivante :

Équation 11.8

$$f_r = a_T \times f$$

Où  $f$  est la fréquence de chargement (Hz) et  $a_T$  est un facteur de translation (Hz) permettant de considérer l'influence de la température. Ce dernier est déterminé à l'aide de la relation suivante :

Équation 11.9

$$\log a_T = a_1(T - T_r) + a_2(T - T_r)^2$$

Où  $T$  est la température de l'enrobé (°C),  $T_r$  indique la température de référence (°C), tandis que  $a_1$  et  $a_2$  sont des coefficients de régression associés au type de bitume utilisé. Les prochaines sous-sections décrivent la méthode employée pour déterminer la température de l'enrobé en fonction des saisons ainsi que pour évaluer la fréquence de chargement, soit les paramètres considérés comme ayant une forte influence sur le module dynamique.

### 11.3.3.1 Détermination des températures

La température a une influence très importante sur la valeur du module dynamique utilisé. Il est donc nécessaire de connaître les températures moyennes associées à chacune des saisons analysées. Pour ce faire, une analyse des températures moyennes a été effectuée. Pour chacune des zones d'étude, près d'une dizaine de stations météorologiques réparties de façon représentative ont été utilisées pour déterminer ces valeurs moyennes. Ces valeurs de température sont présentées au tableau 11.8. Il est ainsi possible de comparer ces valeurs avec celle de la zone 1, soit une zone ayant des températures semblables à celle du nord du Minnesota. Malgré le petit écart des températures estivales et du début printemps, la zone 1 montre des valeurs similaires à celle du logiciel, ce qui semble confirmer la cohérence des températures. De plus, il est possible de voir une diminution des températures moyennes saisonnières pour les zones situées plus au nord. Par conséquent, la sélection de ces températures semble convenable pour l'analyse.

**Tableau 11.8 : Températures moyennes saisonnières de l'air pour chacune des zones**

Saison	Zone 1	Zone 2a	Zone 2b	Zone 2c	Zone 3
Hiver	-8	-7	-10	-8	-11
Redoux	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4
Début dégel	3	4	4	3	3
Fin dégel	8	9	10	8	9
Été	17	15	16	15	14
Automne	4	4	5	3	4

Afin d'être en mesure d'utiliser les données du tableau 11.8 pour la détermination des modules dynamiques, il faut transformer ces températures moyennes de l'air en température de l'enrobé bitumineux. Pour ce faire, l'équation 11.10 provenant du logiciel *MnPave* a été utilisée :

#### Équation 11.10

$$T = T_A \left( 1 + \frac{1}{z + 4} \right) - \frac{34}{z + 4} + 6$$

Où  $T$  est la température de l'enrobé ( $^{\circ}\text{F}$ ),  $T_A$  est la température moyenne saisonnière de l'air ( $^{\circ}\text{F}$ ),  $z$  est la profondeur où la température est estimée (po). De façon générale, il est suggéré de prendre la température de l'enrobé au tiers supérieur de l'épaisseur de la couche. Ainsi, les températures de l'enrobé obtenues sont présentées au tableau suivant :

**Tableau 11.9 : Températures moyennes d'enrobé ( $^{\circ}\text{C}$ ) données en fonction des zones d'études et de la saison**

Saison	Zone 1	Zone 2a	Zone 2b	Zone 2c	Zone 3
Hiver	-6	-5	-8	-6	-10
Redoux	5	5	5	5	5
Début dégel	7	8	7	7	7
Fin dégel	13	14	15	12	13
Été	23	21	21	20	19
Automne	8	8	9	7	8

Il est à noter que cette analyse utilise les mêmes valeurs de températures moyennes pour la période de référence que pour la période future de 2011-2040. Idéalement, il aurait été intéressant d'avoir les températures moyennes projetées pour chacune des saisons, ce qui aurait ajouté un plus grand degré de précision à la quantification de l'endommagement par fatigue. Cependant, ces données ne sont malheureusement pas disponibles pour cette étude. Les changements climatiques évalués dans cette analyse se concentrent surtout sur le raccourcissement de la période hivernale induite par une diminution des  $IG_a$  et sur l'augmentation du nombre de redoux hivernaux. Malgré que les températures soient « fixées » pour les deux périodes, il est clair que les effets analysés risquent d'avoir une influence significative sur l'endommagement par fatigue des chaussées.

### 11.3.3.2 Détermination de la fréquence

Le second paramètre d'importance à évaluer est la fréquence associée au temps de chargement imposé par les véhicules lourds sur la chaussée. Pour ce faire, il est possible d'utiliser une relation développée par Chenevière et coll. (2005). Cette relation fait le lien entre la vitesse des véhicules et la fréquence de chargement sur la chaussée. Elle est présentée à l'équation 11.11 ci-dessous :

#### Équation 11.11

$$f = 0,46 v$$

Où  $f$  est la fréquence de chargement (Hz) et  $v$  est la vitesse de passage des véhicules (km/h). Pour la présente analyse, les deux types de routes analysés sont une route nationale et une route régionale. Les limites de vitesse respectives de ces deux routes sont 90 et 70 km/h. Ainsi, ces deux valeurs ont été sélectionnées pour déterminer la fréquence de chargement. Les fréquences associées aux routes nationales et régionales sont respectivement de 41,4 et 32,2 Hz.

### 11.3.3.3 Résultats des modules dynamiques obtenus en fonction de la saison

Dans les sections précédentes, il a été possible de déterminer les types de bitumes utilisés, les températures moyennes saisonnières appliquées dans la couche d'enrobé ainsi que la fréquence de chargement en fonction du type de route analysé. Il est désormais possible, à l'aide du modèle de Witczak (équation 11.7), de déterminer les modules dynamiques des enrobés bitumeux en fonction des types de routes et des saisons analysées. Les tableaux 11.10 et 11.11 présentent les valeurs des modules dynamiques (MPa) analysés en fonction des saisons, des bitumes et des zones d'études pour les routes de types nationales et régionales.

**Tableau 11.10 : Modules dynamiques des routes nationales en fonction des saisons et du type de bitume utilisé**

Zone	Bitume	Module dynamique (MPa)					
		Hiver	Redoux	Début dégel	Fin dégel	Été	Automne
1	PG 64-28	23 275,4	16 631,7	15 519,9	11 648,6	6 600,8	14 557,2
2a	PG 58-34	19 181,0	12 689,2	10 522,0	7 420,4	4 306,5	10 888,4
2b	PG 58-34	20 823,7	12 689,2	11 072,9	6 825,2	4 157,7	10 307,2
2c	PG 58-34	19 723,1	12 689,2	11 275,7	8 164,6	4 656,9	11 294,5
3	PG 58-34	21 907,7	12 689,2	11 354,4	7 601,4	5 053,1	10 814,8

**Tableau 11.11 : Modules dynamiques des routes régionales en fonction des saisons et du type de bitume utilisé**

Zone	Bitume	Module dynamique (MPa)					
		Hiver	Redoux	Début dégel	Fin dégel	Été	Automne
1	PG 58-28	25 492,5	18 018,7	16 644,4	11 705,3	5 367,8	15 434,3
2a	PG 58-34	18 874,2	12 240,1	10 056,8	6 974,3	3 950,4	10 424,4
2b	PG 58-34	20 567,2	12 240,1	10 609,8	6 389,9	3 808,3	9 841,6
2c	PG 58-34	19 432,5	12 240,1	10 813,8	7 708,6	4 286,0	10 832,7
3	PG 58-34	21 685,9	12 240,1	10 893,0	7 152,5	4 667,1	10 350,6

Selon les données obtenues, il est possible de voir que les valeurs des modules dynamiques ont tendance à diminuer avec l'augmentation de la température moyenne saisonnière. De plus, une différence des valeurs

de module est notée pour la route nationale utilisant un bitume PG 64-28 contre celles constituées d'un PG 58-34. Il en est de même pour la route régionale ayant un PG 58-28 et celles utilisant un PG 58-34. Dans des conditions idéales, il aurait été très intéressant pour l'analyse d'avoir des valeurs de modules dynamiques spécifiques pour la période projetée. Il est fort probable que les valeurs des températures moyennes des saisons projetées auraient été différentes de celles de la période de référence. Les valeurs de modules dynamiques auraient ainsi été différentes pour la période future. Cependant, comme il a été mentionné précédemment, ces valeurs ne sont pas disponibles pour cette étude. Enfin, il a été possible de déterminer la valeur des modules dynamiques de la couche d'enrobé en fonction des zones climatiques et des saisons. Il faut désormais déterminer les modules des autres couches de la structure de chaussée. Cette étape est détaillée dans la prochaine section.

#### 11.3.4 Détermination des modules réversibles en fonction des saisons

Les modules réversibles ( $M_r$ ) des couches sous-jacentes sont également nécessaires afin de connaître la déformation en traction ( $\varepsilon_T$ ) à la base de la couche de revêtement. Pour ce faire, cette analyse s'est basée sur les valeurs de  $M_r$  données par le logiciel *MnPave*. Une attention particulière a été portée pour ajuster l'analyse d'endommagement par fatigue aux définitions données par le logiciel, notamment pour la saison « début dégel ». L'analyse de fatigue considère que, pour cette saison, les couches de fondation et sous-fondation sont en état de dégel, contrairement à l'analyse saisonnière de déformation permanente où seulement la couche de fondation était en état de dégel. De plus, pour les périodes de redoux, la valeur du  $M_r$  de la couche de fondation est celle de la saison « début dégel », soit de 67 MPa. Les  $M_r$  utilisés pour le sol d'infrastructure sont ceux d'un matériau CH, soit le matériau choisi pour le dimensionnement des chaussées soumises à l'analyse. Les valeurs des  $M_r$  sont présentées au tableau 11.12. Il est possible d'y retrouver les  $M_r$  pour les couches de fondation, de sous-fondation de même que pour le sol d'infrastructure.

Tableau 11.12 : Modules réversibles aux couches de la structure de chaussée en fonction de la saison selon MnPave

Saison	Mr (MPa)		
	Fondation	Sous-fondation	Sol d'infrastructure
Hiver	345	345	345
Redoux	67	345	345
Début dégel	67	33	345
Fin dégel	156	77	41
Été	190	93	50
Automne	186	96	61

### 11.3.5 Détermination du nombre d'ÉCAS admissible

Ayant déterminé les modules dynamiques et réversibles de chacune des couches des structures de chaussées analysées, il est désormais possible d'évaluer le paramètre d'intérêt pour l'analyse saisonnière de l'endommagement par fatigue, soit le nombre d'ÉCAS admissible ( $N_{adm}$ ). Ce paramètre sera déterminé pour chacune des saisons. La présente section décrit la démarche effectuée pour définir ce paramètre, soit la détermination de la déformation par traction ( $\varepsilon_T$ ) à la base de la couche de revêtement de même que l'utilisation d'un modèle d'endommagement représentatif pour les chaussées souples du Québec.

#### 11.3.5.1 Détermination de la déformation en traction à la base du revêtement à partir de modélisation sur WinJulea

Pour déterminer la déformation en traction à la base de la couche de revêtement, le logiciel *WinJulea* a été utilisé. Comme il a été mentionné précédemment, ce logiciel est basé sur l'analyse multicouche de systèmes linéaires élastiques. Certains paramètres étaient nécessaires pour effectuer les simulations, notamment les coefficients de Poisson de chacune des couches, la charge axiale (kN) correspondant à l'application de la moitié d'un essieu simple de référence et l'aire de contact ( $\text{mm}^2$ ) d'un demi-essieu simple d'un véhicule lourd. Les valeurs utilisées pour les simulations sont présentées au tableau 11.13.

Tableau 11.13 : Paramètres de base utilisés sur WinJulea

Couche	Coefficient de Poisson	Charge appliquée (kN)	Aire de contact ( $\text{mm}^2$ )
Enrobé bitumineux	0,35	40	70 685
Fondation	0,35		
Sous-fondation	0,35		
Sol d'infrastructure	0,45		

En insérant les épaisseurs et les valeurs des modules pour chacune des saisons, ce logiciel permet d'évaluer la déformation en traction à la base de la couche de revêtement. La figure 11.3 illustre un exemple de l'utilisation faite du logiciel *WinJulea*.

Input Layers				
	Thickness	E-Modulus	PR	Slip
1	170.00	6600.8	0.35000	0.0000
2	250.00	190.00	0.35000	0.0000
3	825.00	93.000	0.35000	0.0000
4	0.0000	50.000	0.45000	
5				
6				

Input Loads				
	X-Coord.	Y-Coord.	Load	Contact Area
1	0.0000	0.0000	40000.	70685.
2				
3				
4				
5				

Input Evaluation Points		
	X-Coord.	Y-Coord.
1	0.0000	0.0000
2		
3		
4		
5		
6		

Input Calculation Depths	
	Depth
1	170.00
2	
3	
4	
5	
6	

Results at Calculations Points	
	Point 1
X-Coord.	0.0000
Y-Coord.	0.0000
Z-Coord.	170.00
Stress_X	0.11128E-02
Stress_Y	0.11128E-02
Stress_Z	0.67060E-01
ShearStress_XZ	0.0000
ShearStress_YZ	0.0000
ShearStress_XY	0.0000
Strain_X	-0.11972E-03
Strain_Y	-0.11972E-03
Strain_Z	0.34885E-03
ShearStrain_XZ	0.0000
ShearStrain_YZ	0.0000
ShearStrain_XY	0.0000
Displ_X	0.0000
Displ_Y	0.0000
Displ_Z	0.38807
PrincStress_1	0.67060E-01
PrincStress_2	0.11128E-02
PrincStress_3	0.11128E-02
PrincStrain_1	0.34885E-03
PrincStrain_2	-0.11972E-03

Figure 11-3 : Exemple de simulation exécuté sur le logiciel *WinJulea* pour évaluer les déformations en traction à la base de la couche de revêtement

Les résultats de déformation en traction à la base de la couche de revêtement pour les chaussées de type nationale et régionale sont présentés au tableau 11.14 et 11.15 respectivement.

**Tableau 11.14 : Résultats des déformations en traction à la base de la couche de revêtement pour les simulations de routes nationales faites avec WinJulea**

Zone	Déformation en traction ( $\epsilon_T$ )					
	Hiver	Redoux	Début dégel	Fin dégel	Été	Automne
1	3,78E-05	6,03E-05	7,17E-05	8,52E-05	1,20E-04	6,83E-05
2a	4,37E-05	7,54E-05	1,05E-04	1,19E-04	1,59E-04	8,48E-05
2b	4,11E-05	7,54E-05	1,01E-04	1,24E-04	1,17E-04	8,82E-05
2c	4,29E-05	7,54E-05	9,91E-05	1,11E-04	1,51E-04	8,25E-05
3	3,96E-05	7,54E-05	9,85E-05	1,11E-04	1,43E-04	8,52E-05

**Tableau 11.15 : Résultats des déformations en traction à la base de la couche de revêtement pour les simulations de routes régionales faites avec WinJulea**

Zone	Déformation en traction ( $\epsilon_T$ )					
	Hiver	Redoux	Début dégel	Fin dégel	Été	Automne
1	3,53E-05	5,64E-05	7,16E-05	8,49E-05	1,38E-04	6,53E-05
2a	4,43E-05	7,76E-05	1,09E-04	1,22E-04	1,68E-04	8,75E-05
2b	4,15E-05	7,76E-05	1,04E-04	1,30E-04	1,71E-04	9,12E-05
2c	4,33E-05	7,76E-05	1,03E-04	1,15E-04	1,59E-04	8,51E-05
3	3,99E-05	7,76E-05	1,02E-04	1,20E-04	1,51E-04	8,80E-05

### 11.3.5.2 Modèle d'endommagement utilisé

Pour évaluer le nombre d'ÉCAS admissible, il est nécessaire d'utiliser une loi d'endommagement par fatigue. Il s'agit d'une relation mathématique faisant le lien entre un paramètre de réponse mécanique ( $\epsilon_T$ ) et le nombre d'applications de charge permis pour atteindre la fin de durée de vie d'une couche de matériau selon un mécanisme d'endommagement donné. Pour cette analyse, il semblait raisonnable d'utiliser le modèle d'endommagement par fatigue utilisé par *MnPave*. Ce dernier est représenté par l'équation 11.12:

Équation 11.12

$$N_{adm} = CK_{F1}(\epsilon_T)^{K_{F2}}(E)^{K_{F3}}$$

Où  $E$  est le module de la couche de revêtement (psi), tandis que  $C$ ,  $K_{F1}$ ,  $K_{F2}$  et  $K_{F3}$  sont des coefficients de corrélations. Basés sur le modèle de l'Asphalt Institute, les coefficients du modèle de fatigue de MnPave ont été développés par le Minnesota Road Research Project. Les valeurs de ces coefficients sont les suivantes:

$$\begin{aligned} C &= 0,314 \\ K_{F1} &= 1,2 \\ K_{F2} &= -3,291 \\ K_{F3} &= -0,854 \end{aligned}$$

En intégrant les paramètres dans cette loi d'endommagement, il est ainsi possible de déterminer les  $N_{adm}$  en fonction des saisons et du type de route, pour lesquels des valeurs de déformation en tension à la base du revêtement ont pu être calculées. Les valeurs de  $N_{adm}$  obtenues sont résumées dans les deux tableaux suivants :

**Tableau 11.16 : Nombre d'applications de charges admissibles ( $N_{adm}$ ) déterminées à l'aide de la loi d'endommagement par fatigue de MnPave pour les routes nationales**

Zone	$N_{adm}$					
	Hiver	Redoux	Début dégel	Fin dégel	Été	Automne
1	358 057 095	103 016 130	61 809 009	78 971 952	23 714 981	76 556 750
2a	261 963 971	62 240 008	24 609 294	22 188 757	13 515 591	48 187 001
2b	298 841 027	62 240 008	27 048 466	20 439 195	37 936 771	44 253 173
2c	273 871 517	62 240 008	27 976 818	25 631 142	14 910 479	51 028 915
3	324 418 283	62 240 008	28 340 439	27 244 451	16 556 064	47 681 009

**Tableau 11.17 : Nombre d'applications de charges admissibles ( $N_{adm}$ ) déterminées à l'aide de la loi d'endommagement par fatigue de MnPave pour les routes régionales**

Zone	$N_{adm}$					
	Hiver	Redoux	Début dégel	Fin dégel	Été	Automne
1	415 909 702	119 765 903	58 347 984	45 044 103	17 922 133	84 233 466
2a	255 314 151	58 232 807	22 641 377	21 092 880	12 159 892	45 034 236
2b	292 927 913	58 232 807	24 995 475	18 578 029	11 640 289	41 212 827
2c	267 462 506	58 232 807	25 885 718	23 496 384	13 433 766	47 803 704
3	319 091 004	58 232 807	26 243 442	21 895 948	14 950 888	44 541 733

### 11.3.6 Application loi de Miner et résultats obtenus

La dernière étape pour utiliser la loi de Miner est de déterminer le nombre d'applications de charges prévues pour les périodes de références et futures. Pour ce faire, il s'agit simplement de pondérer la durée de vie des chaussées (donnée en ÉCAS) par la durée moyenne des saisons (en pourcentage). Les résultats du nombre de chargements prévus pour la période de référence et les périodes projetés (95<sup>e</sup> et 5<sup>e</sup> percentile) pour les routes nationales et régionales sont donnés à l'annexe L. Il est désormais possible de déterminer le dommage selon la loi de Miner en utilisant les équations 11.5 et 11.6 données à la section 11.3.1. Le dommage total ( $D_T$ ) obtenu pour chacune des zones est donné dans les tableaux 18 et 19.

**Tableau 11.18 : Résumé des valeurs d'endommagement total ( $D_T$ ) pour les routes nationales**

Zone	$D_T$		
	1971-2000	2011-2040 95 <sup>e</sup> percentile	2011-2040 5 <sup>e</sup> percentile
1	0,115	0,117	0,122
2a	0,192	0,203	0,210
2b	0,090	0,093	0,094
2c	0,178	0,193	0,203
3	0,140	0,145	0,150

**Tableau 11.19 : Résumé des valeurs d'endommagement total ( $D_T$ ) pour les routes régionales**

Zone	$D_T$		
	1971-2000	2011-2040 95 <sup>e</sup> percentile	2011-2040 5 <sup>e</sup> percentile
1	0,058	0,059	0,062
2a	0,085	0,089	0,093
2b	0,083	0,087	0,090
2c	0,078	0,085	0,089
3	0,062	0,064	0,066

Les valeurs de  $D_T$  dans les tableaux 11.18 et 11.19 sont toutes inférieures à 1. Une valeur supérieure à l'unité signifie que la chaussée est sous-dimensionnée par rapport à l'endommagement attendu, elle risque ainsi de subir une détérioration prématurée par rapport à la durée de vie de conception. Par conséquent, les résultats obtenus avec la loi de Miner devraient toujours être inférieurs à 1. Selon Doré et Zubeck, (2009), des résultats inférieurs à 0,7 ou 0,8 signifient qu'il y a des chances qu'il y ait un surdimensionnement de la chaussée. Dans le cas présent, les valeurs de  $D_T$  des tableaux 11.18 et 11.19 se situent entre 0,058 et 0,210, soit des valeurs très faibles. Ces résultats peu élevés, associés à un possible surdimensionnement selon cette approche de calculs, peuvent s'expliquer par la méthode de conception de ces chaussées. Elles ont été conçues avec le logiciel *Chaussée2*. La valeur du module de la couche de revêtement utilisée par ce logiciel est de 3101 MPa, soit une valeur très peu élevée par rapport à celles déterminées pour chacune des saisons à l'aide du modèle de Witczak. Une analyse comparative des valeurs de déformation en traction survenant à la base de la couche de revêtement a été effectuée entre celles obtenues par *WinJulea* et *MnPave*. Une différence était observable entre les valeurs obtenues par les deux logiciels. Il a été possible de conclure que *MnPave* donne des valeurs de déformation 1,7 fois plus élevées que *WinJulea*. Ces raisons peuvent créer une certaine distorsion expliquant les faibles valeurs de  $D_T$ . Cependant, il ne faut pas oublier que la quantification de l'endommagement est faite en pourcentage relatif. Les biais induits dans l'analyse, comme les faibles valeurs de  $D_T$ , n'auront ainsi pas d'influence sur le résultat obtenu.

Finalement, pour obtenir la durée de vie relative des chaussées en termes d'endommagement par fatigue, il suffit de faire le rapport de l'endommagement total de la période future sur celle de référence tel que présenté par l'équation suivante :

Équation 11.13

$$Durée\ de\ vie\ relative\ (\%) = \frac{D_T\ future}{D_T\ référence} \times 100$$

Les résultats obtenus sont exprimés en pourcentage et sont illustrés par des histogrammes présentés aux figures 11.4, 11.5 et 11.6. Ces trois figures montrent les pourcentages de durée de vie relative pour les routes nationales, régionales et les résultats moyens pour l'ensemble des routes analysées. Encore une fois, deux résultats sont donnés pour chacune des zones d'étude, soit la durée de vie relative considérant les scénarios climatiques optimistes (95<sup>e</sup> percentile) et ceux tenant compte des scénarios pessimistes (5<sup>e</sup> percentile).

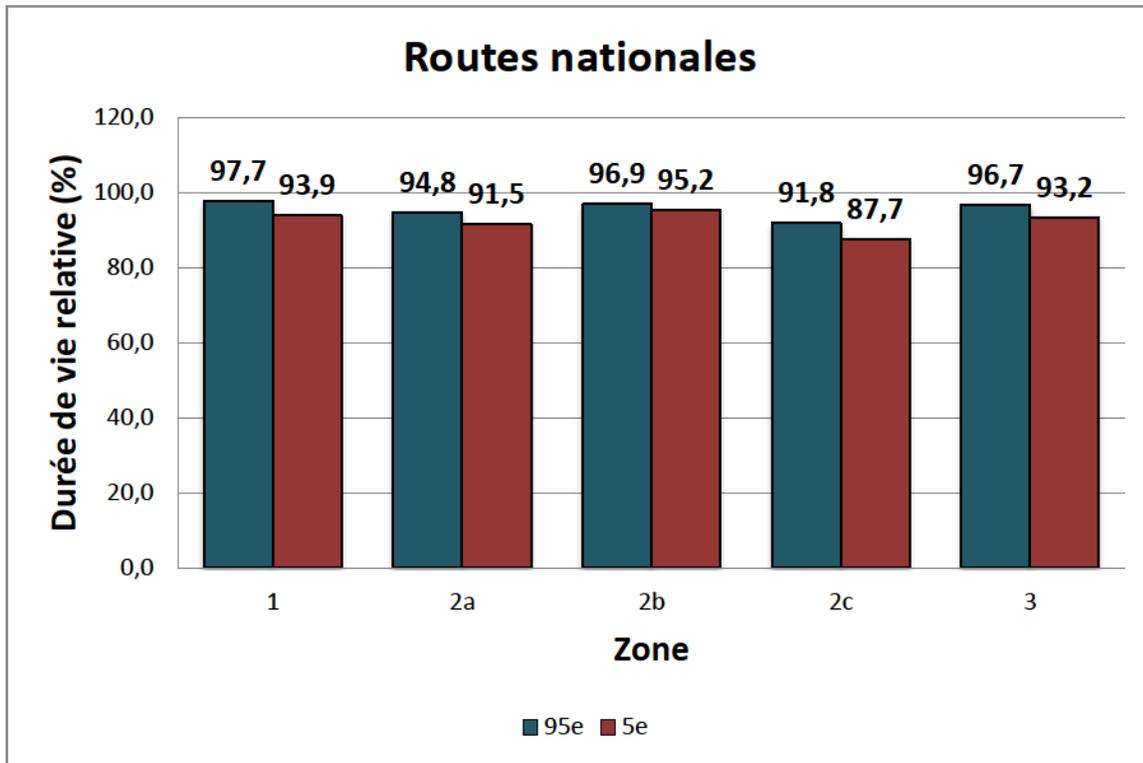


Figure 11-4 : Histogramme des résultats de durée de vie relative (%) pour les routes nationales

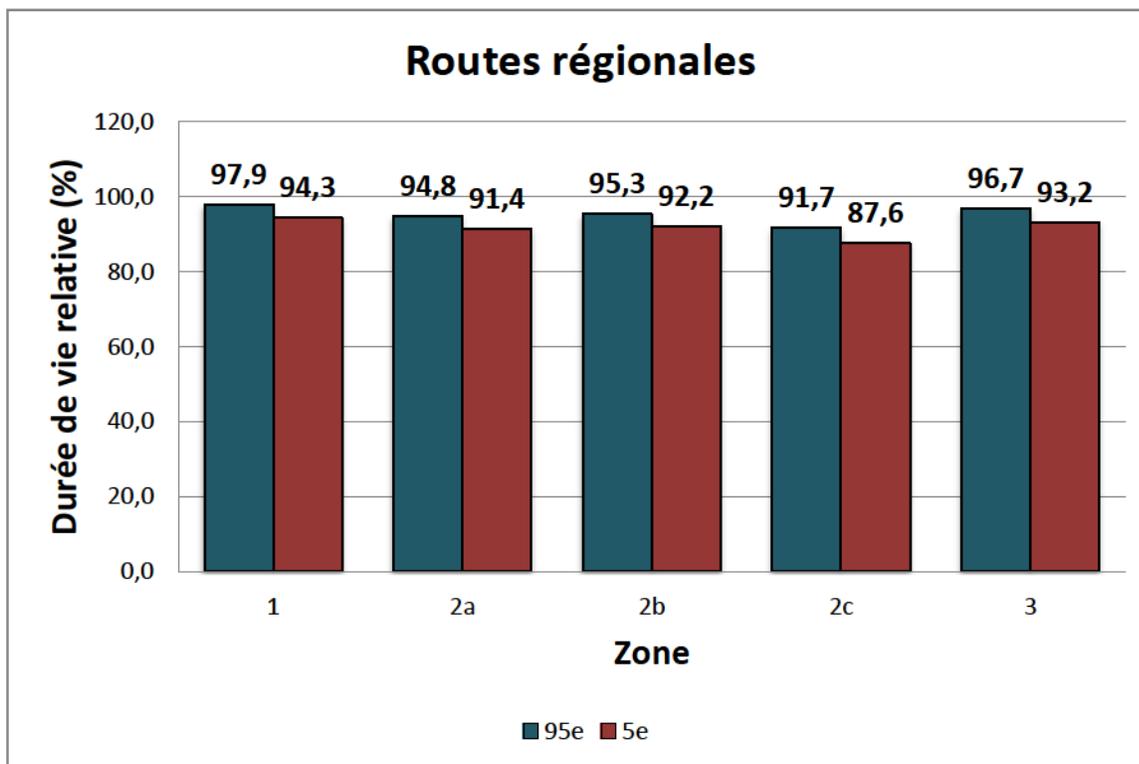


Figure 11-5 : Histogramme des résultats de durée de vie relative (%) pour les routes régionales

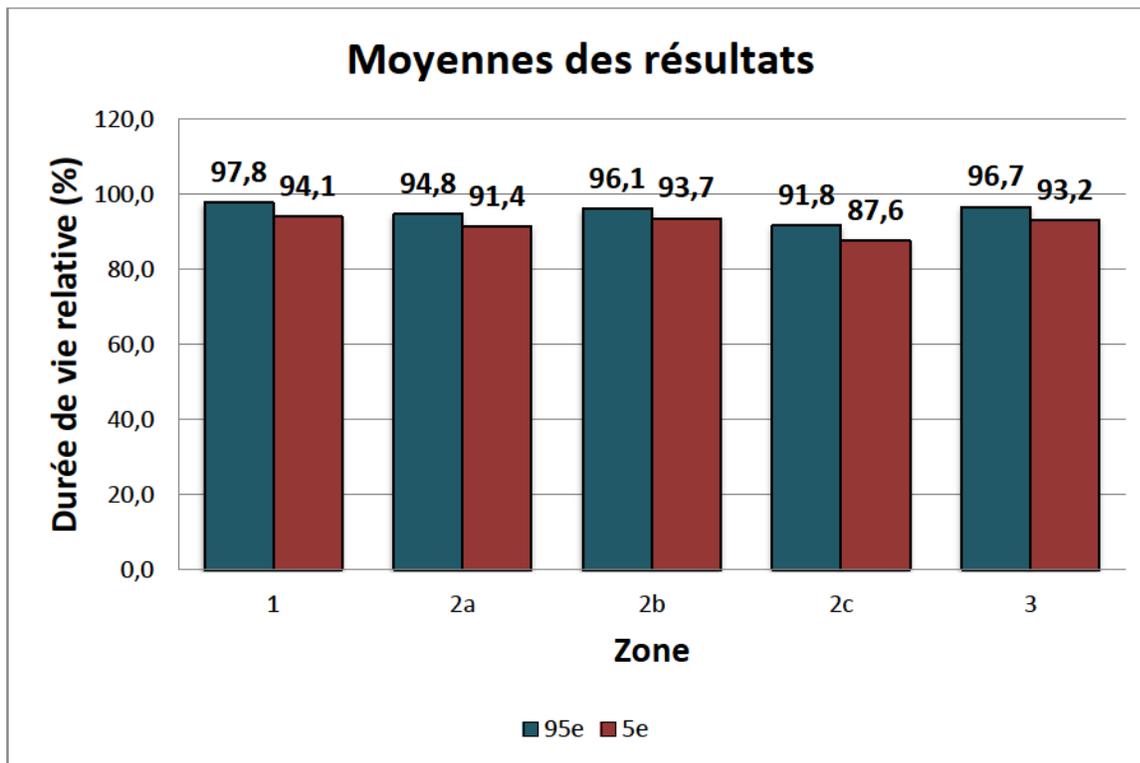


Figure 11-6 : Histogramme de la moyenne des résultats de durée de vie relative (%) pour les routes analysées

Les résultats obtenus pour les routes nationales et régionales sont assez similaires. L'ensemble des résultats montre une diminution de durée de vie relative variant respectivement de 97,9 à 87,6 % selon les scénarios climatiques optimistes (95<sup>e</sup> percentile) et pessimistes (5<sup>e</sup> percentile). De façon générale, pour l'ensemble des zones d'étude, les pourcentages de durée de vie relative varient en moyenne de 95,4 à 92,0 % en fonction des scénarios climatiques. La zone 1 présente les plus faibles pertes de durée de vie relative. Cela pourrait s'expliquer par le fait qu'elle n'utilise pas le même type d'enrobé que les autres zones, soit un enrobé de type 64-28 (routes nationales) et 58-28 (routes régionales contrairement aux autres zones qui utilisent un enrobé de type 58-34 (route nationale et régionale). La zone 2c est celle montrant la plus forte diminution de durée de vie relative. Cela peut s'expliquer en partie par la forte hausse du nombre d'évènements de redoux hivernaux pour cette zone, soit une augmentation allant de 2 à 6 épisodes de redoux hivernaux supplémentaires. De plus, la zone 2c connaît également une forte réduction de sa durée de période de gel, soit une différence de 28 à 52 jours de gel en tenant compte des épisodes de redoux.

## 11.4 Conclusion

Dans ce chapitre, les méthodes pour quantifier les durées de vie relatives des chaussées flexibles en déformation permanente et en fatigue ont été détaillées. Deux analyses saisonnières ont été effectuées. La première, concernant la déformation permanente, s'est basé la variation des paramètres  $b$ . Il était important de définir les saisons où les conditions environnementales changeaient de façon significative, de même que leur durée respective. Pour l'horizon [2011-2040], la durée de vie relative des chaussées en déformation permanente devrait se situer entre 93 % et 87 % pour l'ensemble des zones à l'étude. En ce qui concerne l'étude de l'endommagement par fatigue, l'analyse réalisée s'est basée sur la loi de Miner. La durée de vie relative des chaussées varie de 95 à 92 % pour l'ensemble des secteurs d'étude pour le même horizon climatique. Ainsi, il est possible que l'effet d'une augmentation des températures, d'un raccourcissement de la période de gel et d'une augmentation du nombre d'épisodes de redoux hivernaux ait des répercussions significatives sur les réseaux routiers québécois. La zone 2c est celle montrant les pertes de durées de vie relatives les plus importantes pour les deux types d'endommagements. Cela s'explique principalement par la forte réduction de ses  $IG_a$  projetés. En ce qui concerne l'endommagement par déformation permanente, la zone 3 est celle montrant les meilleures performances. Cette zone détient des  $IG_a$  projetés trop élevés pour montrer une augmentation de son nombre d'évènements de redoux hivernaux avec la relation élaborée. Son endommagement est principalement dû à l'allongement de la période estivale. Pour ce qui est de l'endommagement par fissuration par fatigue, la zone 1 est celle montrant les meilleures performances. La différence majeure expliquant cette observation est que celle-ci utilise un type d'enrobé différent par rapport aux autres zones. Dans le prochain chapitre, une critique objective des résultats obtenus est réalisée. Elle mettra en évidence les principales limitations du projet, ses retombées, les pistes d'adaptations possibles ainsi que les choix de recherches futures pour bonifier la présente étude.

# Chapitre 12 Discussion, retombés et recommandations

Dans les chapitres précédents, il a été possible de quantifier l'incidence d'une diminution des  $IG_a$  et d'une augmentation du nombre d'épisodes de redoux hivernaux sur les réseaux routiers québécois. Ce chapitre se veut une discussion portant sur l'ensemble de la réalisation de ce projet. Tout d'abord, une description des principales limitations que présentent certaines étapes de cette étude est effectuée. Celle-ci permettra de mettre en perspective les conclusions portées par ce projet en plus de poser des points d'améliorations possibles. Par la suite, ce chapitre fait la description des principales retombées du projet, des pistes d'adaptation à considérer et des recommandations de recherches futures.

## 12.1 Principales limitations du projet

Cette section se veut une critique objective des principales limitations du projet. Il sera question des limitations concernant les données climatiques, les essais de laboratoire et les analyses d'endommagements saisonniers.

### 12.1.1 Données climatiques

Une étude d'impact des C. C. sur l'environnement bâti présente nécessairement un pourcentage d'incertitude considérable. Tout d'abord, il est important de noter que les scénarios climatiques offrent une grande variabilité des futurs possibles. Afin de couvrir l'ensemble de cette variabilité, les 5<sup>e</sup> et 95<sup>e</sup> percentiles des résultats obtenus ont été utilisés dans ce projet. Ces derniers représentent respectivement les scénarios pessimistes et optimistes des scénarios climatiques, ce qui permet de tenir compte de l'éventail de l'ensemble des futurs possibles. Pour cette étude, l' $IG_a$  fut la variable climatique sélectionnée pour évaluer le réchauffement hivernal au courant des prochaines décennies. L'analyse des résultats de ces scénarios a été réalisée au chapitre 4 et démontre que les données obtenues sont concluantes. Cependant, les épisodes de redoux hivernaux représentent un défi beaucoup plus complexe à modéliser. Le nombre élevé de paramètres influençant leur avènement en est la principale raison. Il fallait tout d'abord déterminer un indice de dégel significatif pouvant provoquer la fonte des chaussées sur une profondeur de

30 cm. Pour ce faire, des modélisations effectuées à l'aide du logiciel *Temp/W* ont été réalisées. De plus, une analyse d'une série de données provenant de stations météorologiques routières (SMR) a été effectuée. Cette analyse conclue qu'un indice de dégel significatif devrait se situer à 7 °C.J. Par contre, il est important de noter que le nombre de SMR disponible pour cette évaluation était restreint. Il serait intéressant de raffiner cet indice en évaluant un plus grand nombre de données. Au chapitre 5, une corrélation a été bâtie sous l'hypothèse que le nombre de redoux hivernaux a tendance à augmenter avec l'abaissement des  $IG_a$ . Pour faire cette corrélation, près 500 données d'hivers québécois ont été compilées. Les résultats de cette compilation montrent qu'il y a effectivement une tendance à la hausse du nombre d'épisode de redoux hivernal avec l'abaissement de l' $IG_a$ . Elle s'avère un outil unique qui permet d'estimer le nombre moyen d'épisodes de redoux hivernal en fonction de la rigueur de l'hiver. Cette relation démontre néanmoins une forte variabilité que certains experts du climat pourraient considérer comme non concluante. Par conséquent, il serait important de raffiner cette corrélation. Premièrement, préciser la valeur de l'indice de dégel significatif aurait un impact déterminant sur cette corrélation en faisant diminuer le nombre d'épisodes de redoux significatif par hiver. Deuxièmement, compiler plus de données météorologiques par zone géographique permettrait d'obtenir des corrélations de meilleure résolution pour chacun des secteurs d'étude, ce qui permettrait d'avoir des corrélations qui seraient propres aux conditions environnementales de chacune de ces zones. Finalement, il serait pertinent de raffiner la banque de données en ce qui concerne la durée et l'intensité des épisodes de redoux. Pour cette étude, certaines simplifications ont été faites, notamment sur la valeur moyenne de la durée de redoux. En fait, la durée assignée pour l'ensemble des épisodes de redoux est la même, soit la valeur moyenne de l'ensemble des données compilées (5 jours). L'ensemble de ces recommandations permettrait de raffiner la corrélation en support à une éventuelle prochaine étude.

En ce qui concerne l'évaluation des effets positifs d'une diminution du soulèvement au gel, des régressions linéaires ont premièrement été appliquées sur les résultats acquis par simulations climatiques pour définir l'évolution annuelle des  $IG_a$  au courant des prochaines décennies. Les résultats de scénarios climatiques utilisés représentent le changement moyen des  $IG_a$  attendus sur des périodes de 30 ans, et ce, par rapport à la période de référence [1971-2000]. Chacun de ces résultats est intercalé par une période de 10 ans, ce qui donne les 6 horizons suivants : [2001-2030] [2011-2040] [...] [2051-2080]. Ainsi, ces tendances évolutives des  $IG_a$  ont été déterminées par des régressions linéaires faites sur 6 horizons climatiques tels que montrés à figure 5.1. Pour augmenter la précision, il aurait été préférable d'obtenir des horizons climatiques plus rapprochés. Par exemple, des horizons intercalés par une seule année au lieu de 10, ce qui aurait augmenté le nombre de données pour tracer les tendances et, par le fait même, augmenter leur résolution.

## 12.1.2 Essais en laboratoire

En ce qui concerne les essais de laboratoire, il est important de noter que les essais effectués au simulateur de charge ont tendance à surévaluer l'endommagement en orniéage, tandis que les essais triaxiaux donnent des valeurs plus faibles que ce qui est observé sur de véritables chaussées en service. Cette affirmation a également été mentionnée dans les travaux de Poupart (2013) et peut être vérifiée dans cette étude à l'aide de l'exemple suivant. Pour cette démonstration, la structure de chaussée choisie est celle simulée lors des essais de laboratoire. La raison de ce choix est que les paramètres  $a$  et  $b$  déterminés dans le cadre de ce projet sont dépendants du niveau de contrainte appliqué en laboratoire, et par le fait même, de l'épaisseur de la couche de revêtement simulée. Par conséquent, la chaussée à l'exemple est constituée d'une couche de revêtement et de fondation ayant des épaisseurs respectives de 125 et 200 mm (Schwartz, 2009). La durée de vie de service d'une telle chaussée peut être estimée à 1,2 M d'ÉCAS. Donc, si cette chaussée connaît 5 épisodes de redoux annuellement, elle devrait normalement subir près de 45 600 chargements en condition de redoux lors de sa durée de vie en service. Au tableau 12.1, il est possible de voir les valeurs moyennes des paramètres  $a$  et  $b$  en condition de redoux hivernal pour les deux types d'essais réalisés.

**Tableau 12.1 : Valeur moyenne des paramètres  $a$  et  $b$  en condition de redoux hivernal obtenu pour les essais en condition triaxiale et au simulateur de charge**

Essai	$a$	$b$
Triaxial	0,16	0,05
Simulateur de charge	$2,42 \times 10^{-3}$	0,75

En appliquant l'équation de Sweere avec un  $N=45\ 600$  tel que mentionnée précédemment, la fondation subit une déformation de 0,3 % selon les paramètres obtenus par les essais triaxiaux et près 7,6 % selon les paramètres provenant des essais au simulateur de charge. Sur une fondation de 200 mm d'épaisseur, ces déformations se traduisent respectivement par des ornières de 0,5 mm et de 15,2 mm. La norme prescrite par le MTQ spécifie qu'une ornière totale admissible ne devrait pas dépasser 15 mm. De plus, il est important de spécifier que les ornières calculées ne considèrent pas les déformations ayant lieu durant les autres saisons de l'année ni celles survenant dans les autres couches de matériaux. Par conséquent, cet exemple confirme l'affirmation précédente que les déformations obtenues en essai triaxial semblent faibles par rapport à ce qui serait observable en réalité, tandis que celles obtenues au simulateur sont

surévaluées. L'essai triaxial reste néanmoins l'un des meilleurs essais pour évaluer le comportement fondamental des matériaux. Ce type d'essai est reconnu à l'échelle internationale pour sa fiabilité et sa bonne représentativité. En ce qui concerne l'essai du simulateur, plusieurs raisons peuvent expliquer l'importance des déformations obtenues. Il y a premièrement le facteur d'échelle, où l'agressivité du passage de la roue provoque un effet de poinçonnement sur la chaussée. Ensuite, le régime thermique de la cuve durant l'essai peut également être en cause. La déformation due au dégel du matériau était mesurée au même moment que les passages du pneu, ce qui n'était pas le cas pour les essais triaxiaux. De plus, l'état gelé des couches sous-jacentes à la couche de fondation créait un effet d'enclume favorisant l'avènement de plus grande déformation dans la couche de fondation. Quoi qu'il en soit, cet essai a permis de considérer l'effet de rotation des contraintes induites par le passage d'une roue sur une éprouvette de chaussée, tout en simulant le dégel partiel de celle-ci. Cette expérience a démontré que la déformation survenant en condition de dégel partiel reste sensiblement stable qu'importe le nombre de dégels appliqué. De plus, il est important de souligner que l'évaluation de l'endommagement se fait en mesures relatives, tel que détaillé au chapitre 11. Les mesures relatives ont l'avantage d'éliminer tout effet d'échelle pour venir isoler le facteur environnemental à l'étude, soit les épisodes de redoux hivernaux.

### 12.1.3 Analyse d'endommagement saisonnier

En ce qui concerne les analyses d'endommagement effectuées au chapitre 11, il est important de noter que celles-ci comportent certaines limitations. Tout d'abord, dans l'analyse d'endommagement par fatigue, la température est une donnée nécessaire pour l'évaluation des modules dynamiques des couches de revêtement bitumineux. Une température de l'air plus élevée a tendance à faire diminuer les valeurs des modules dynamiques, ce qui favorise une augmentation de l'endommagement par fatigue. Dans le cadre de cette étude, aucune commande pour des projections de température estivale n'avait été effectuée. Les valeurs des températures estivales projetées ont donc été fixées à celles de la période référence. L'analyse réalisée permet néanmoins de voir l'endommagement dû aux effets d'une augmentation des températures hivernales, d'une augmentation du nombre de redoux et d'un raccourcissement de la période hivernale, soit les principales C. C. évaluées dans le cadre de ce projet. Dans l'optique d'une prochaine étude, il serait intéressant d'inclure l'augmentation des températures estivales afin de renforcer la robustesse de cette analyse.

## 12.2 Retombés du projet

Durant ce projet, il a été possible de conclure que le changement du climat en hiver provoquera, au cours des prochaines décennies, des effets autant bénéfiques que néfastes pour les réseaux routiers québécois. Il a été possible de quantifier ces impacts en termes de durée de vie relative. Le réchauffement hivernal induira une augmentation de la durée de vie relative des chaussées, mais l'augmentation du nombre d'épisodes de redoux hivernaux provoquera l'effet inverse. Jusqu'à présent, la problématique liée aux changements climatiques n'a jamais été considérée en conception de chaussée. Les résultats obtenus lors de ce projet pourront assurément être profitables pour les différents intervenants du domaine routier. Cette étude permettra de faire une prise de conscience pour les décideurs et d'être considérée en conception lors des étapes de dimensionnements. Une retombée de ce projet qui pourra être directement appliquée par les praticiens est la méthode d'ajustement de l'indice de gel. Cette méthode, développée au chapitre 6, sert au dimensionnement de la couche de sous-fondation pour protéger le sol support contre les effets du froid. Cette nouvelle approche en conception permettra de faire des économies en réduisant l'épaisseur de la couche de sous-fondation pour les futures structures de chaussées.

## 12.3 Pistes d'adaptations possibles

Au cours de ce projet, certaines pistes d'adaptations ont été explorées afin de réduire les impacts d'une augmentation du nombre de redoux hivernaux sur les réseaux routiers québécois, notamment pour réduire l'endommagement par déformation permanente dans la couche de fondation. Cette section présente des pistes d'adaptation expérimentées en laboratoire en plus de proposer d'autres méthodes disponibles dans la littérature, mais dont l'efficacité n'a pu être vérifiée au cours de ce projet.

### 12.3.1 Contrôle de la granulométrie

Dans les chapitres précédents, il a été démontré que les épisodes de redoux hivernaux induisent un dégel dans la couche de fondation, ce qui rend cette couche susceptible de subir de forte dégradation par déformation permanente. Lors de la phase expérimentale du projet, 3 granulométries différentes d'un MG-20 de calcaire ont été testées en laboratoire. La première suivait la courbe inférieure du fuseau granulaire recommandé par le MTQ, la seconde suivait la courbe supérieure tandis que la dernière était la courbe

naturelle de production située plus ou moins au centre du fuseau de recommandation. Le but de ces trois essais était d'identifier la granulométrie la plus performante pour réduire au minimum la dégradation en déformation permanente, notamment par le contrôle du pourcentage de particules fines. Les résultats obtenus démontrent qu'un MG ayant une courbe granulométrique située au centre du fuseau présente un meilleur comportement par rapport aux MG ayant des courbes situées aux limites du fuseau.

### 12.3.2 Choix de la source granulométrique

Durant la phase expérimentale, des essais testant différentes sources granulométriques ont également été réalisés. Les MG testées étaient un calcaire (source sédimentaire), un basalte (source volcanique) et un gneiss granitique (source plutonique métamorphisée). Il s'agit de trois MG représentatifs des sources minéralogiques retrouvées au Québec. Les essais triaxiaux ont démontré que le MG de calcaire était le plus performant. Le MG de gneiss granitique a rompu dès le premier cycle de chargement, tandis que le MG de basalte a commencé à présenter des phases de rupture à partir du deuxième cycle de chargement. Cependant, il est important de noter qu'une phase de rupture est un comportement propre aux essais triaxiaux qui n'est pas nécessairement représentatif de la performance du MG en condition réelle. De plus, un incident est survenu lors du troisième cycle de gel-dégel du MG de basalte provoquant une très forte saturation du matériau. Par conséquent, il est possible que ce dernier puisse de meilleures performances que celles mesurées.

### 12.3.3 Épaississement du revêtement de béton bitumineux

Un épaississement de la couche de revêtement peut avoir le potentiel d'augmenter la performance des chaussées en condition de redoux hivernal. Tout d'abord, une couche de revêtement plus épaisse réduit l'amplitude des déformations en traction survenant à la base de la couche lors de son chargement, ce qui contribue à augmenter la résistance de la chaussée aux problèmes de fatigue. Ensuite, un revêtement plus épais induit également des contraintes verticales plus faibles dans la structure de chaussée, réduisant ainsi l'orniérage de la chaussée. Durant la phase expérimentale du projet, un essai triaxial a été réalisé pour vérifier cette dernière affirmation. L'essai consistait à appliquer par palier deux niveaux de contraintes (50 et 100 kPa). L'application d'une contrainte plus faible évalue indirectement un épaississement de la couche de revêtement. Cet essai a démontré qu'une augmentation de l'épaisseur de la couche de revêtement réduit significativement la dégradation du MG en déformation permanente. Cependant, les

résultats de cet essai démontrent également que ce gain en performance diminue de plus en plus avec le nombre de cycles de gel-dégel, ce qui laisse croire que cette mitigation montre une certaine sensibilité à un effet de répétition de cycles de gel-dégel. Par conséquent, il serait nécessaire d'effectuer des essais supplémentaires pour confirmer ou infirmer cette observation.

#### 12.3.4 Renforcement des matériaux granulaires, réduction de leur sensibilité à l'eau et drainage

Le renforcement de la couche de fondation est également une piste d'adaptation envisageable. Selon différentes études, l'utilisation de géocomposites tels que les géogrilles semblent avoir prouvé leur efficacité à réduire l'orniérage dans la couche de fondation. À titre d'exemple, les études de Depatie (2013), Tang (2011) et Mohammad et coll. (2008) rapportent des gains de performance en déformation permanente pouvant varier de 30 à 50 %. Ensuite, il est reconnu que des taux de saturation trop élevés ont des effets néfastes sur le comportement des matériaux de chaussée. Des moyens pour réduire la sensibilité à l'eau des MG devraient aussi être considérés comme des pistes d'adaptations potentielles. Parmi les méthodes envisageables, il y a l'utilisation de géocomposites favorisant le drainage de l'eau dans les matériaux. Il y a aussi la stabilisation des sols et des matériaux par l'application de traitement à la chaux, au ciment et aux émulsions. Ces types de traitements peuvent réduire la sensibilité ainsi qu'augmenter leur résistance à l'orniérage. Finalement, l'application de sous-couches de matériaux à granulométrie ouverte dans la fondation pourrait également favoriser le drainage de la chaussée. Cependant, avant la mise en application de l'une de ces techniques, des études approfondies devraient préalablement être réalisées afin de vérifier leur efficacité et leur rentabilité.

#### 12.3.5 Intensification de l'entretien

En période de redoux hivernal, les eaux de fonte et les précipitations liquides ont tendance à s'infiltrer dans la structure de chaussée par les fissurations présentes en surface. Cet apport en eau contribue grandement à l'affaiblissement des chaussées en période de dégel. Un entretien plus fréquent impliquant le scellement des fissures et le nettoyage des fossés pourrait réduire considérablement l'infiltration et favoriser une meilleure gestion de l'eau. Une emphase au niveau de l'entretien serait donc souhaitable pour assurer un meilleur contrôle du maintien de la qualité des réseaux routiers.

## 12.4 Piste de recherche future

Ce projet a permis de quantifier les impacts à long terme du changement de climat en hiver sur les réseaux routiers québécois. Il s'agit de la première étude portant sur ce sujet selon l'état de connaissance effectué. Bien que ce projet ait produit des résultats intéressants, il serait pertinent de réaliser des recherches supplémentaires pour améliorer les résultats obtenus. Tout d'abord, il serait nécessaire de vérifier la répétabilité des essais réalisés en laboratoires. Cela permettrait de vérifier les valeurs des paramètres d'endommagement obtenues et de confirmer la tendance du taux de déformation permanente à long terme (paramètre  $b$ ) à se stabiliser en ajoutant un nombre plus élevé de cycles de gel-dégel. De plus, un raffinement de l'analyse saisonnière en déformation permanente serait nécessaire pour améliorer la quantification de la durée de vie relative des chaussées. Ce raffinement passerait nécessairement la prise en compte de la variation des contraintes transmises au MG de fondation en fonction des saisons. En ce qui concerne les données climatiques, un raffinement de la méthodologie pour évaluer le nombre de redoux hivernaux en fonction de l'indice de gel serait également souhaitable pour réduire la variabilité de la relation. De plus, la justesse des résultats obtenus pour l'analyse saisonnière d'endommagement par fatigue serait améliorée avec l'obtention de projections climatiques des températures estivales pour les prochaines décennies. En ce qui concerne l'aspect économique, il serait important de réaliser une analyse de coûts associés aux gains et aux pertes de durée de vie identifiées et quantifiées au cours de ce projet. Cette étude permettrait de faire une estimation crédible de l'incidence économique des endommagements identifiés en plus d'appuyer la nécessité du développement de méthodes d'adaptation. Ensuite, il a été possible d'identifier certaines pistes d'adaptations pour réduire l'impact du changement de climat en hiver. Parmi les méthodes mentionnées, il y a l'utilisation de géocomposites, l'application de techniques de stabilisation et de drainage, etc. Ces techniques n'ont pas été vérifiées dans le cadre de ce projet. Par conséquent, les gains potentiels que pourraient rapporter ces méthodes restent méconnus. Des recherches additionnelles seraient nécessaires pour quantifier les gains associés à leur utilisation ainsi que leurs avantages coûts-bénéfices. Finalement, bien que les essais effectués en laboratoires aient donné des résultats satisfaisants, il reste que la presse triaxiale et le simulateur de charge présentent des effets d'échelle qui peuvent influencer les résultats. En conditions idéales, des essais de performance de chaussées devraient avoir lieu sur des structures de grandeur réelle avec l'application de charges véritables. Ces dispositions donneraient assurément des résultats plus réalistes. Depuis peu, l'Université Laval s'est munie d'un nouveau laboratoire comprenant une fosse de conception de chaussées de même qu'un simulateur de charge à dimension réelle et à environnement contrôlé. Il s'agit d'un outil très prometteur qui serait parfaitement adapté aux futurs besoins de recherches identifiés précédemment. Il

permettrait de valider les résultats obtenus lors de ce projet et de quantifier le niveau de bénéfice attendu des pistes d'adaptation ciblées.



## Chapitre 13 Conclusion

Dans le cadre de ce projet, des scénarios climatiques ont été réalisés et une somme importante de données météorologiques a été traitée afin de quantifier les changements climatiques attendus en hiver pour le Québec au courant des prochaines décennies. Les scénarios climatiques avaient pour but de quantifier la réduction de l'indice de gel par rapport à la période de référence [1971-2000], tandis que le traitement de données climatique a permis de développer une corrélation entre l'abaissement de l'indice de gel et l'augmentation du nombre d'épisodes de redoux hivernaux. Pour raffiner la précision de ces projections, le sud du Québec a été divisé en 5 zones géographiques distinctes. De plus, pour couvrir l'ensemble des possibilités données par les scénarios climatiques, il a été décidé d'utiliser les 95<sup>e</sup> et 5<sup>e</sup> percentiles des résultats qui représentent respectivement les scénarios optimistes (peu de changement) et pessimistes (beaucoup de changement). De façon générale, les projections climatiques estiment une réduction de l'IG<sub>a</sub> de l'air variant de 7 à 25 % pour l'horizon [2011-2040].

Pour quantifier l'augmentation appréhendée du nombre d'épisodes de redoux hivernaux, une corrélation entre l'abaissement de l'IG<sub>a</sub> et l'augmentation du nombre annuel de redoux hivernaux a été développée. Pour ce faire, un indice de dégel significatif capable de dégeler la chaussée sur une profondeur de 30 cm a préalablement été déterminé (7 °C J). Ce dernier a ensuite été utilisé pour compiler le nombre annuel de redoux hivernaux sur un peu plus de 500 hivers québécois ayant des IG<sub>a</sub> variant de 625 à 3084 °C J. L'application de cette corrélation a permis de déterminer le nombre type de redoux hivernaux annuel pour chacune des zones pour la période de référence et l'horizon [2011-2040]. Pour cet horizon, la zone 1 et 2c vont connaître la plus grande augmentation d'évènements de redoux, soit de 7 à 11 épisodes de redoux par année. La zone 3 quant à elle ne verra pas d'augmentation significative en raison de son IG<sub>a</sub> élevé. Il est important de noter que la corrélation développée est caractérisée par une variabilité considérable et les résultats ne peuvent être utilisés qu'à titre d'estimation.

Par la suite, sachant que les IG<sub>a</sub> auront tendance à diminuer au cours des prochaines décennies, une méthode d'ajustement des IG<sub>a</sub> utilisés pour le dimensionnement de la couche de protection a été développée (voir chapitre 6). Celle-ci permet de réduire l'épaisseur de la couche de sous-fondation tout en

gardant une performance adéquate pour des chaussées construites sur des sols gélifs et moyennement gélifs. Une économie de matériaux granulaires de l'ordre de 75 à 125 mm sera possible grâce à l'utilisation de cette méthode. Le gain en durée de vie causé par une diminution du soulèvement au gel a également été évalué au chapitre 7. De façon générale, cette analyse a permis de conclure qu'un gain de 6 à 17 % en durée de vie relative sera fait pour l'horizon [2011-2040].

En ce qui concerne les effets négatifs causés par une augmentation du nombre d'épisodes de redoux hivernaux, deux types de dégradations ont été analysés, soit de la déformation permanente survenant dans la couche de fondation et ainsi que de la fissuration par fatigue dans la couche de revêtement. En ce qui concerne l'orniérage, des essais en cellule triaxiale et au simulateur de charge ont été réalisés. Une caractérisation complète des MG à l'essai a préalablement été effectuée (voir chapitre 8). La méthodologie d'essai a été décrite au chapitre 9, tandis que les résultats ont été présentés au chapitre 10. Ces essais ont permis de déterminer le taux de déformation permanente à long terme (paramètre *b*) des MG-20 en condition de redoux hivernal. De plus, il a été possible de conclure que ce taux a tendance à rester stable sous l'effet d'une répétition de cycle de gel-dégel.

Afin de quantifier les pertes de durée de vie causées par les redoux hivernaux, deux analyses saisonnières ont été effectuées au chapitre 11. La première concernait la déformation permanente, tandis que la deuxième évaluait l'endommagement par fatigue. Ces deux analyses vérifiaient l'endommagement subit à l'horizon climatique [2011-2040] par rapport à la période de référence [1971-2000]. Il a été possible de conclure que l'endommagement par déformation permanente provoquera une perte de durée de vie relative allant de 7 à 13 % pour l'ensemble des zones à l'étude. Les zones 1 et 2c sont celles qui connaîtront les plus grandes pertes de durée de vie en raison du grand nombre de redoux hivernaux qu'elles subiront. La zone 3 est celle éprouvant la moins grande perte puisqu'elle ne subira aucune augmentation de redoux hivernaux. En fait, l'effet d'un raccourcissement de la période de gel est suffisant pour lui faire perdre de 3 à 6 % de durée de vie relative. En ce qui concerne l'endommagement par fatigue, l'ensemble des secteurs d'études peut s'attendre à une perte de durée de vie relative allant de 5 à 8 %. Encore une fois, la zone 2c est celle qui subira la plus grande perte. La zone 1, quant à elle montre de meilleures performances en raison du type d'enrobé utilisé.

Finalement, cette étude a permis de confirmer que les changements climatiques attendus en hiver doivent être considérés comme un enjeu bien réel qui aura des répercussions significatives sur les réseaux routiers québécois, et ce, dès les prochaines décennies. À l'aide d'analyses rigoureuses, les résultats obtenus au cours de ce projet ont permis de quantifier les impacts appréhendés, qu'ils soient positifs ou négatifs. Elle permettra de conscientiser les différents intervenants impliqués, que ce soit pour la conception, la gestion ou bien la réhabilitation de chaussées. Plusieurs moyens d'adaptation ont été proposés afin de réduire leur effet (chapitre 12). Cependant, ces méthodes de mitigations n'ont pas été évaluées au cours de cette étude. Des recherches supplémentaires seraient requises pour les vérifier. De plus, des études supplémentaires seraient également nécessaires pour renforcer les méthodes d'analyse et les conclusions de cette étude.



## Références bibliographiques

- Andersland, O. B., & Ladanyi, B. (2004). *Frozen ground engineering* (2nd ed.). Hoboken, N.J., American Society of Civil Engineers. 357p.
- Baž, S., Tighe, S. L., Haas, C. T., Mills, B., & Perchanok, M. (2008). Development of frost and thaw depth predictors for decision making about variable load restrictions. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 2053(1), pp. 1-8.
- Barksdale, R. D. (1972). Laboratory evaluation of rutting in base course materials. Paper presented at the Presented at the Third International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, Grosvenor House, Park Lane, London, England.
- Berg, R. L. (1996). Resilient modulus testing of materials from Mn/ROAD, phase 1 (Vol. Report 96-19.). USA Cold Regions Research and Engineering Laboratory, CRREL
- Bilodeau, J.-P. (2009). Optimisation de la granulométrie des matériaux granulaires de fondation des chaussées. (Thèse de doctorat), Université Laval, Québec, Canada.
- Bilodeau, J.-P., Doré, G., & Schwarz, C. (2011). Effect of seasonal frost conditions on the permanent strain behaviour of compacted unbound granular materials used as base course. *International Journal of Pavement Engineering*, 12(5), pp. 507-518.
- Brown, R. D. e. C., D. . (2009). Analyse de simulations régionales du climat et d'indices climatiques associés au transport routier dans le sud du Québec. Paper presented at the XIIIe Congrès International de la Viabilité Hivernale, Québec, Canada.
- CAN/BNQ. (1982). Granulats. Analyse granulométrique par tamisage BNQ 2560-114. Québec, Canada: Bureau de normalisation du Québec
- CAN/BNQ. (1982). Granulats. Analyse granulométrique par tamisage BNQ 2560-114. Québec, Canada: Bureau de normalisation du Québec
- CAN/BNQ. (1983). Granulats. Détermination de la densité et de l'absorptivité du gros granulat BNQ 2560-067.312. Québec, Canada.
- CAN/BNQ. (1986). Sols. Détermination de la relation teneur en eau – masse volumique – essai proctor modifié BNQ 2501-255. Québec, Canada.
- CAN/BNQ. (1986). Granulats. Essai au bleu de méthylène, Canadian Standards Association BNQ 2560-255. Québec, Canada.
- CAN/BNQ. (1986). Granulats. Essai au bleu de méthylène, Canadian Standards Association BNQ 2560-255. Québec, Canada.
- CAN/BNQ. (1987). Sols. Analyse granulométrique des sols inorganiques BNQ 2501-025. Québec, Canada.
- CAN/BNQ. (1989). Granulats. Détermination de la densité et de l'absorptivité du granulat fin BNQ 2560-065. Québec, Canada.
- Carrera, A., Dawson, A., Steger, J., . (2010). State of the art of materials sensitivity to moisture content change,. 38 p.
- Chenevière, P., Wistuba, M. & Dumont, A.-G. (2005). Full-Scale Testing of Pavement Response by Use of Different Types of Strain Gauges. *Proc., 7th Int. Conf. on the Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields*, 27-29 June 2005, Trondheim, Norway.
- Cole, D., Bentley, D., Durell, G., & Johnson, T. (1986). Resilient modulus of freeze-thaw affected granular soils for pavement design and evaluation. Part 1: Laboratory tests on soils from Winchendon, Massachusetts, test sections (Vol. Report 86-4.). NASA STI/Recon Technical Report
- Dawson, A. (1995). The unbound granular base. Keynote paper. Paper presented at the Center for Aggregates Research, 3rd Annual Symposium, Austin, Texas.
- Dawson, A. (2001). Granular Pavement Layer Materials...Where are we? . Paper presented at the ARRB Workshop, Melbourne, Australia.
- Deblois, K (2005). Analyse du comportement saisonnier de planches expérimentales et validation du nouvel indice d'affaiblissement au dégel projet Saint-Célestin (Phase III). (Mémoire de maîtrise), Université Laval, Québec, Canada

- Deblois, K., Bilodeau, J.-P., & Dore, G. (2010). Use of falling weight deflectometer time history data for the analysis of seasonal variation in pavement response. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 37(9), pp. 1224-1231.
- Depatie, J. (2013). Évaluation des propriétés mécaniques et physiques des matériaux bitumineux recyclés produits par retraitement en place. (Mémoire de maîtrise), Université Laval, Québec, Canada.
- DesJarlais, C., Allard, M., Blondot, A., Bourque, A., Chaumont, D., Gosselin, P., . . . Villeneuve, C. (2010). *Savoir s'adapter aux changements climatiques*. Montréal, Québec, Canada: Consortium Uranos.
- Doré, G., Flamand, M., & Tighe, S. (2001). Prediction of winter roughness based on analysis of subgrade soil variability. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 1755(1), pp. 90-96.
- Doré, G., Konrad, J.-M., & Roy, M. (1999). Deterioration model for pavements in frost conditions. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 1655(1), 110-117.
- Dore, G., & Savard, Y. (1998). Analysis of seasonal pavement deterioration. Paper presented at the 77th Annual Meeting Transportation Research Board, preprint Washington, D.C.
- Doré, G., & Zubeck, H. K. (2009). *Cold regions pavement engineering*.
- Doucet, F., Auger, B. (2010). Détermination du module complexe des enrobés au Ministère des Transports du Québec.
- duVair, P., Wickiser, D., & Burer, M., (2002) Climate change and the potential implications for California's Transportation System. In *The potentials impacts of climate change on transportation, Summary and Discussion Papers*, Federal Research PARTnership Workshop, Brookings Institution, Washington, D.C., Oct. 1-2, pp. 125-134
- Elía, R., & Côté, H. (2010). Climate and climate change sensitivity to model configuration in the Canadian RCM over North America. *Meteorologische Zeitschrift*, 19(4), pp. 325-339.
- Flato, G. M., & Boer, G. J. (2001). Warming asymmetry in climate change simulations. *Geophysical Research Letters*, 28(1), pp. 195-198.
- Flato, G. M., Boer, G. J., Lee, W. G., McFarlane, N. A., Ramsden, D., Reader, M. C., & Weaver, A. J. (2000). The Canadian Centre for Climate Modelling and Analysis global coupled model and its climate. *Climate Dynamics*, 16(6), 451-467.
- GIEC, Parry, M. L., Canziani, O. F., Palutikof, J. P., Van der Linden, P. J., & Hanson, C. E. (2007). « Résumé à l'intention des décideurs », dans *Bilan 2007 des changements climatiques : conséquences, adaptation et vulnérabilité, contribution du Groupe de travail II au Quatrième rapport d'évaluation du Groupe d'experts intergouvernemental sur l'évolution du climat* (pp. 976). Cambridge University Press: Cambridge et New York.
- GIEC, Stocker, T. F., Qin, D., Plattner, G.-K., Tignor, M., Allen, S. K., . . . Midgley, P. M. (2013). *Climate Change 2013. The Physical Science Basis. Working Group I Contribution to the Fifth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change-Abstract for decision-makers: Groupe d'experts intergouvernemental sur l'évolution du climat/Intergovernmental Panel on Climate Change-IPCC, C/O World Meteorological Organization, 7bis Avenue de la Paix, CP 2300 CH-1211 Geneva 2 (Switzerland)*.
- Gidel, G., Horny, J., Chauvin, J., Breyse, D. and Denis, A.. A New Approach for Investigating the Permanent Deformation Behaviour of Unbound Granular Material Using the Repeated Load Triaxial Apparatus. 2001. In *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*. No. 233.
- Gordon, H., O'Farrell, S., Collier, M., Dix, M., Rotstajn, L., Kowalczyk, E., . . . Watterson, I. (2010). *The CSIRO Mk3. 5 climate model: CAWCR*.
- Haider, S. W., & Chatti, K. (2009). Effects of design and site factors on roughness development in flexible pavements. *Journal of transportation engineering*, 135(3), pp. 112-120.
- Huang, Y. H. (2004). *Pavement design and analysis: Pearson/Prentice Hall*.
- Huurman, M. (1997). *Permanent deformation in concrete block pavements. (Thèse de doctorat)*, Delft University of Technology, Delft, The Netherlands.
- Janoo, V. C., & Berg, R. L. (1990). Thaw weakening of pavement structures in seasonal frost areas.

- Transportation Research Records: Journal of the Transportation Research Board(1286), pp. 217–233.
- Johnson, T. C., Cole, D. M., & Chamberlain, E. J. (1978). Influence of freezing and thawing on the resilient properties of a silt soil beneath an asphalt concrete pavement (Vol. Report 78-23). Cold Regions Research and Engineering Laboratory, CRREL: DTIC Document.
- J., P., Jouve, P., Martinez, J., & Ragneau, E. (1988). Modèle de calcul pour le dimensionnement des chaussées souples. Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, juil-août, Ref. 3260(156), pp.21-36.
- Juneau, S., & Pierre, P. (2008). Développement d'un simulateur routier de sollicitations mécaniques et climatiques en laboratoire. Paper presented at the Canadian Society of Civil Engineers annual conference, , Québec, Canada.
- Jungclaus, J. H., Keenlyside, N., Botzet, M., Haak, H., Luo, J. J., Latif, M., . . . Roeckner, E. (2006). Ocean circulation and tropical variability in the coupled model ECHAM5/MPI-OM. *Journal of climate*, 19(16), pp. 3952-3972.
- Khedr, S. (1985). Deformation characteristics of granular base course in flexible pavements.
- Konrad, J.-M. (1999). Frost susceptibility related to soil index properties. *Canadian Geotechnical Journal*, 36(3), pp. 403-417.
- Konrad, J.-M., & Morgenstern, N. R. (1980). A mechanistic theory of ice lens formation in fine-grained soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 17(4), pp. 473-486.
- Lashine, A. K., Brown, S. F., & Pell, P. S. (1971). Dynamic properties of soils. University of Nottingham Nottingham, Angleterre.
- LeKarp, F., Isacsson, U., & Dawson, A. (2000). State of the art. I: Resilient response of unbound aggregates. *Journal of transportation engineering*, 126(1), pp. 66-75.
- Lekarp, F., Isacsson, U., & Dawson, A. (2000). State of the art. II: Permanent strain response of unbound aggregates. *Journal of transportation engineering*, 126(1), pp. 76-83.
- Lepage, M.-P., Bourdages, L., & Bourgeois, G. (2011). Interprétation des scénarios de changements climatiques. 10 p.
- Liu, L., & Gharaibeh, N. G. (2012). Survival Analysis of Thin Overlay and Chip Seal Treatments Using the Long-Term Pavement Performance Data.
- National Research Council (US). Committee on Climate Change, US Transportation, Division on Earth, & Life Studies. (2008). *Potential Impacts of Climate Change on US Transportation:: Special Report 290* (Vol. 290). Transportation Research Board.
- McFarlane, N. A., Scinocca, J. F., Lazare, M., Harvey, R., Verseghy, D., & Li, J. (2005). The CCCma third generation atmospheric general circulation model CCCma internal report ( 25 p.).
- Miner, M. A. (1945). Cumulative damage in fatigue. *Journal of applied mechanics*, 12(3), pp. 159-164.
- MEDD. (2004). Contrôle de compactage en réception des réseaux d'assainissement fiabilité des essais au pénétromètre dynamique. Études sur l'eau, No.91, Ministère de l'écologie et du développement durable, Direction de l'eau, 20 avenue de Ségur' 75302 Paris, France. 170p.
- MTQ. (2001). Granulats – Détermination de la résistance à l'abrasion au moyen de l'appareil Los Angeles LC 21–400. Procédure du laboratoire des chaussées, Ministère des transports du Québec Québec. Canada.
- MTQ. (2002). Granulats – Détermination du pourcentage de particules fracturées du gros granulats LC 21–100. Procédure du laboratoire des chaussées, Ministère des transports du Québec Québec. Canada.
- MTQ. (2002). Granulats – Détermination du pourcentage d'usure par attrition du gros granulats au moyen de l'appareil Micro-Deval LC 21– 070. Procédure du laboratoire des chaussées, Ministère des transports du Québec Québec. Canada.
- MTQ. (2003). Détermination du module réversible et du coefficient de poisson réversible des matériaux granulaires à l'aide d'une cellule triaxiale à chargement déviatorique repete LC-22-400. Procédure du laboratoire des chaussées, Ministère des transports du Québec Québec. Canada.
- MTQ. (2003). Granulats –Détermination du pourcentage de particules « plates » et de particules « allongées » LC 21–265. Procédure du laboratoire des chaussées, Ministère des transports du Québec Québec. Canada.
- MTQ. (2004). Granulats-Détermination de la valeur au bleu de méthylène des sols et granulats LC-21-255.

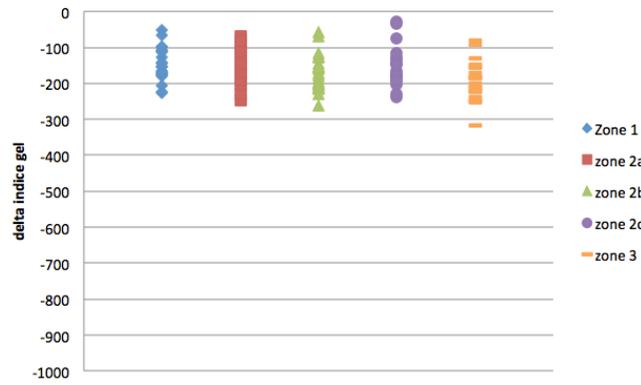
- Procédure du laboratoire des chaussées, Ministère des transports du Québec Québec. Canada.
- MTQ. (2012). Nouvelles versions des tableaux de choix des composants et critères de sélection des enrobés. Ministère des Transports du Québec.
- MTQ. (2013). Dernière mise à jour sur la carte de degel du Quebec, divise en 3 zones. Ministère des Transports du Québec. 2014
- MTQ. (2013). Dernière mise à jour sur les périodes de restriction de charge au dégel au Québec. Ministère des Transports du Québec. 2014
- MTQ. (2013). Les chaussées et le climat québécois. Ministère des Transports du Québec. 2014
- Murphy, J. M., Sexton, D. M. H., Jenkins, G. J., Booth, B. B. B., Brown, C. C., Clark, R. T., . . . Betts, R. A. (2009). UK climate projections science report: climate change projections (pp. 192 p.). Exeter, UK.
- Nakicenovic, N., Alcamo, J., Davis, G., De Vries, B., Fenhann, J., Gaffin, S., . . . Kram, T. (2000). Special report on emissions scenarios, working group III, Intergovernmental Panel on Climate Change (IPCC) (pp. 599 p.): Cambridge University Press, Cambridge.
- Nazzal, M., Abu-Farsakh, M., & Mohammad, L. (2007). Laboratory characterization of reinforced crushed limestone under monotonic and cyclic loading. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 19(9), pp. 772-783.
- Ouranos, Larrivee, C., Moffet, V., Robitaille, P., Blais, P., Marceau, M., . . . Bourque, A. (2010). Development of a climate change adaptation plan: guide for Quebec municipalities; Elaborer un plan d'adaptation aux changements climatiques: guide destine au milieu municipal quebecois. Paper presented at the Consortium sur la climatologie régionale et l'adaptation aux changements climatiques, Montreal, Québec, Canada.
- Pappin, J. W. (1979). Characteristics of a granular material for pavement analysis.
- Paute, J. L., Hornych, P., & Benaben, J. P. (1996). Repeated load triaxial testing of granular materials in the French Network of Laboratories des Ponts et Chaussées. Paper presented at the Flexible pavements. proceedings of the european symposium euroflex 1993, Lisbon, Portugal.
- Poupart, J. (2013). Étude du comportement en déformation permanente des matériaux granulaires non liés de fondation de chaussées en condition de gel saisonnier. (Mémoire de Maîtrise), Université Laval, Québec, Canada.
- Salour, F., & Erlingsson, S. (2012). Pavement structural behaviour during spring thaw: interpretation of FWD measurements by monitoring environmental data from county road 126 at Torpsbruk. In V. r. 738A (Ed.), (47 p.): The Swedish Transport Administration.
- Serrao-Neumann, S., Choy, D. L., van Staden, R., Crick, F., Sahin, O., Guan, H., & Chai, G. (2011, November). Climate Change Impacts on Road Infrastructure Systems and Services in South East Queensland: Implications For Infrastructure Planning And Management'. In *State of Australian Cities Conference 2011 Proceedings, State of Australian Cities National Conference*.
- Schwarz, C. (2009). Etude des déformations permanentes des matériaux granulaires non liés dans les fondations de chaussées face aux cycles de gel/dégel. (Projet fin d'études), INSA de Strasbourg.
- Scinocca, J. F., McFarlane, N. A., Lazare, M., Li, J., & Plummer, D. (2008). Technical Note: The CCCma third generation AGCM and its extension into the middle atmosphere. *Atmospheric Chemistry and Physics*, 8(23), pp. 7055-7074.
- Simonsen, E., & Isacsson, U. (1999). Thaw weakening of pavement structures in cold regions. *Cold regions science and technology*, 29(2), pp. 135-151.
- Simonsen, E., & Isacsson, U. (2001). Soil behavior during freezing and thawing using variable and constant confining pressure triaxial tests. *Canadian Geotechnical Journal*, 38(4), pp. 863-875.
- Simonsen, E., Janoo, V. C., & Isacsson, U. (2002). Resilient properties of unbound road materials during seasonal frost conditions. *Journal of Cold Regions Engineering*, 16(1), pp. 28-50.
- St-Laurent, D. (2006). Chaussée2- Logiciel de dimensionnement des chaussées souples Guide de l'utilisateur, ministère des Transports du Québec (66 p.). Ministère des Transports du Québec, Quebec , Canada.
- St-Laurent, D., Roy, M., & Bergeron, G. (1996). Variations saisonnières de la portance des chaussées souples: une étude avec le FWD. Paper presented at the Recueil des communications du 30e congrès annuel de l'Association québécoise du transport et des routes, Hull, Quebec, Canada.
- Sweere, G. T. H. (1990). Unbound granular bases for roads. Technische Universiteit Delft.

- Tighe, S. L., Smith, J., Mills, B., & Andrey, J. (2008). Evaluating climate change impact on low-volume roads in southern Canada. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 2053(1), 9-16.
- Tang, X. (2011). A study of permanent deformation behavior of geogrid-reinforced flexible pavements using small scale accelerated pavement testing. (Doctor of Philosophy), The Pennsylvania State University.
- Thiam, P. M. (2013). Effets des futurs changements climatiques sur la performance à long terme des chaussées souples au Québec. (Mémoire de maîtrise), Université Laval. Québec, Canada.
- Thom, N. H., & Brown, S. F. (1988). The effect of grading and density on the mechanical properties of a crushed dolomitic limestone. Paper presented at the Australian Road Research Board (ARRB) Conference, 14th, 1988, Canberra.
- Van Deusen, D., Schrader, C., Bullock, D., & Worel, B. (1998). Springtime thaw weakening and load restrictions in Minnesota. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 1615(1), 21-28.
- Veverka, V. (1979). Raming van de spoordiepte bij wegen met cen bitumineuze verharding. *De Wegentechniek*, 24(3), pp. 25-45.
- Werkmeister, S. (2003). Shakedown analysis of unbound granular materials using accelerated pavement test results from New Zealand's CAPTIF facility. *Geotechnical Special Publication*, 154, 220.
- White, T. D., & Coree, B. J. (1990). Threshold pavement thickness to survive spring thaw. Paper presented at the Third International Conference on Bearing Capacity of Roads and Airfield, Trondheim, Norway.
- Witczak, M. W. (2005). Simple performance tests: Summary of recommended methods and database. *Transportation Research Board (Vol. 46, pp. 15 p.)*. Washington, D.C., USA, : National Cooperative Highway Research Program.
- Witczak, M. W., & Fonseca, O. A. (1996). Revised predictive model for dynamic (complex) modulus of asphalt mixtures. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 1540(1), 15-23.

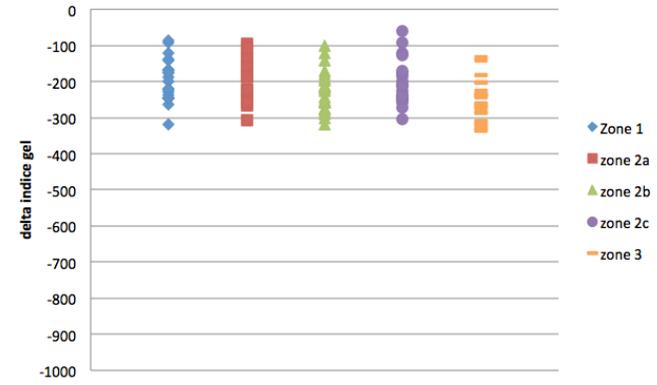


## **Annexe A : Résultats scénarios climatiques pour chacune des zones d'étude**

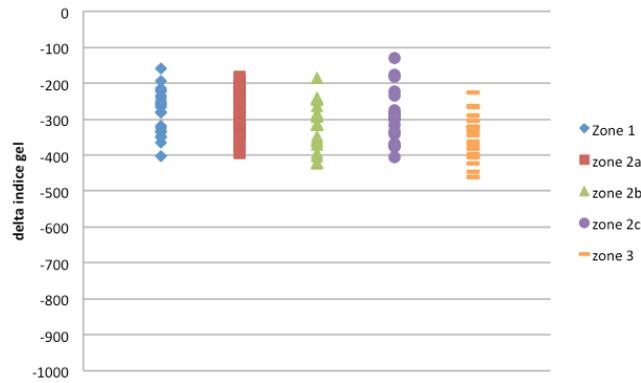
changement de l'indice de gel entre 1971-2000 et 2001-2030  
22 simulations MCG



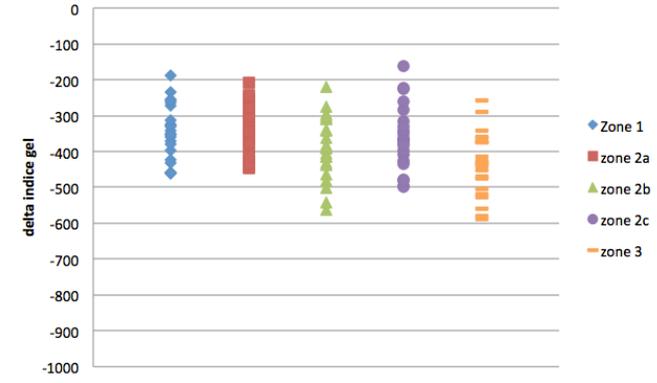
changement de l'indice de gel entre 1971-2000 et 2011-2040  
22 simulations MCG

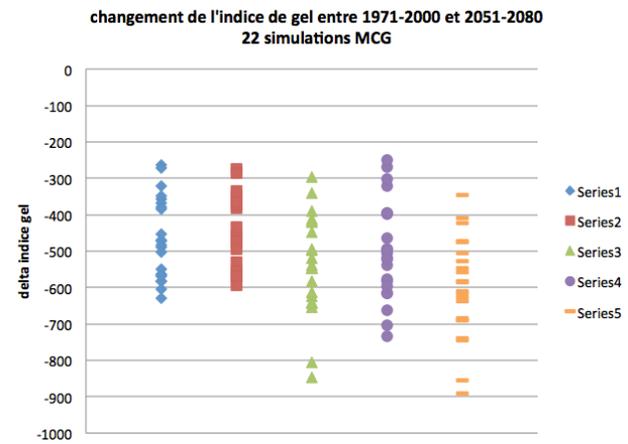
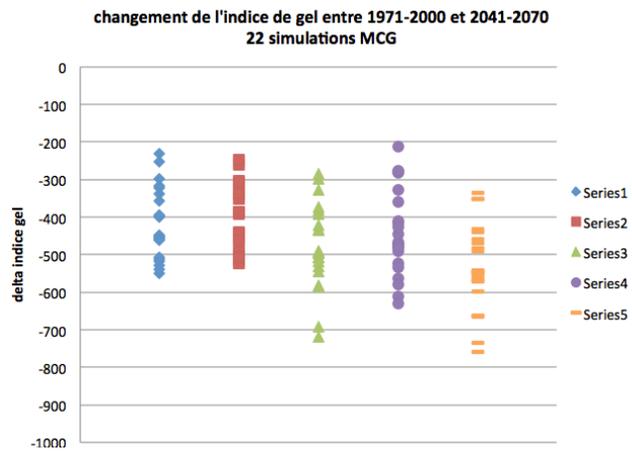


changement de l'indice de gel entre 1971-2000 et 2021-2050  
22 simulations MCG



changement de l'indice de gel entre 1971-2000 et 2031-2060  
22 simulations MCG







**Annexe B : Tableaux des changements de l'IGa pour chacune des zones d'étude**

Période	Zone 2a					
	Médiane		95e percentile		5e percentile	
	IG <sub>a</sub>	% Diminution	IG <sub>a</sub>	% Diminution	IG <sub>a</sub>	% Diminution
1971-2000	1285	0	1285	0	1285	0
2001-2030	1137	12	1203	6	1057	18
2011-2040	1080	16	1177	8	1020	21
2021-2050	1032	20	1082	16	920	28
2031-2060	941	27	1042	19	841	35
2041-2070	843	34	1023	20	769	40
2051-2080	818	36	996	23	716	44

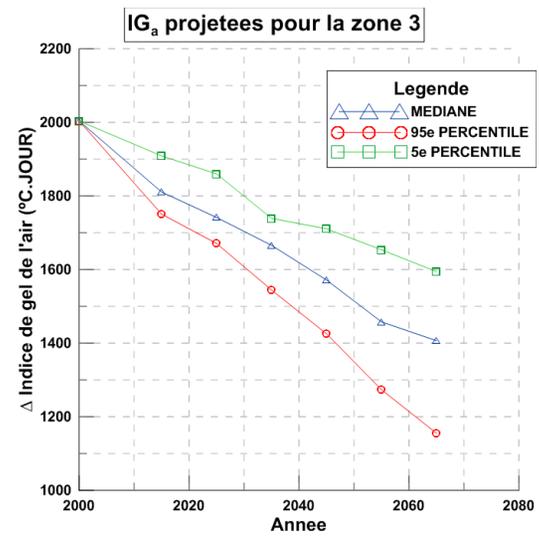
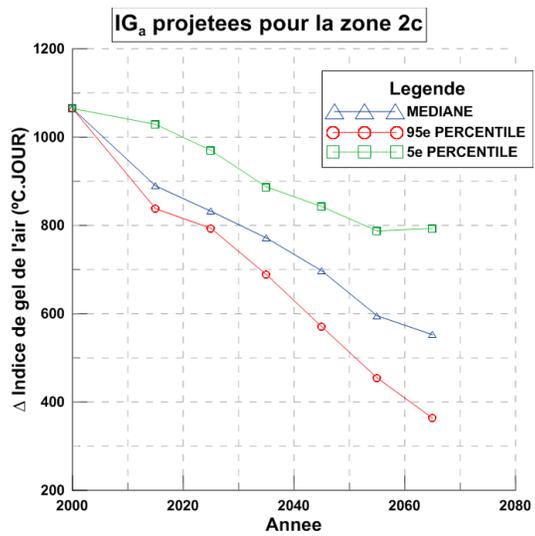
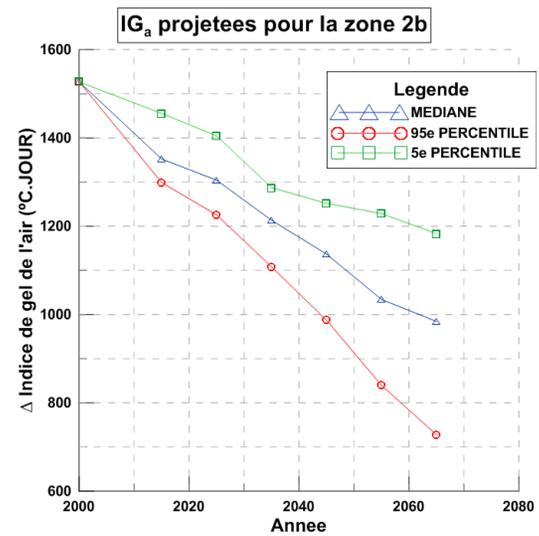
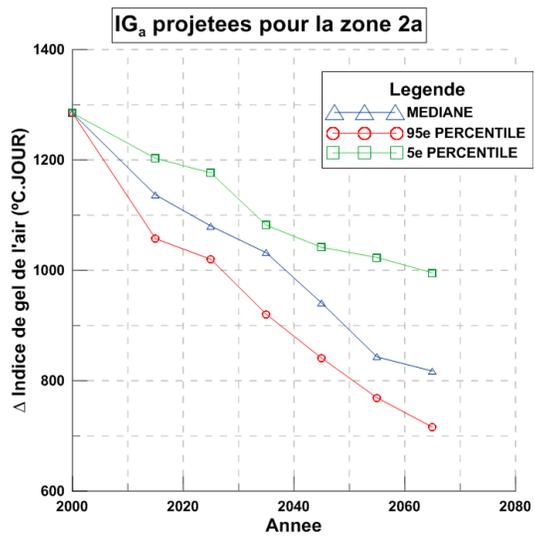
Période	Zone 2b					
	Médiane		95e percentile		5e percentile	
	IG <sub>a</sub>	% Diminution	IG <sub>a</sub>	% Diminution	IG <sub>a</sub>	% Diminution
1971-2000	1527	0	1527	0	1527	0
2001-2030	1352	11	1455	5	1299	15
2011-2040	1304	15	1405	8	1226	20
2021-2050	1214	21	1287	16	1108	27
2031-2060	1137	26	1252	18	987	35
2041-2070	1034	32	1229	20	840	45
2051-2080	985	36	1183	23	728	52

Période	Zone 2c					
	Médiane		95e percentile		5e percentile	
	IG <sub>a</sub>	% Diminution	IG <sub>a</sub>	% Diminution	IG <sub>a</sub>	% Diminution
1971-2000	1065	0	1065	0	1065	0
2001-2030	889	16	1029	3	838	21
2011-2040	832	22	970	9	794	25
2021-2050	772	28	887	17	689	35
2031-2060	697	35	843	21	571	46
2041-2070	595	44	788	26	455	57
2051-2080	553	48	793	26	364	66

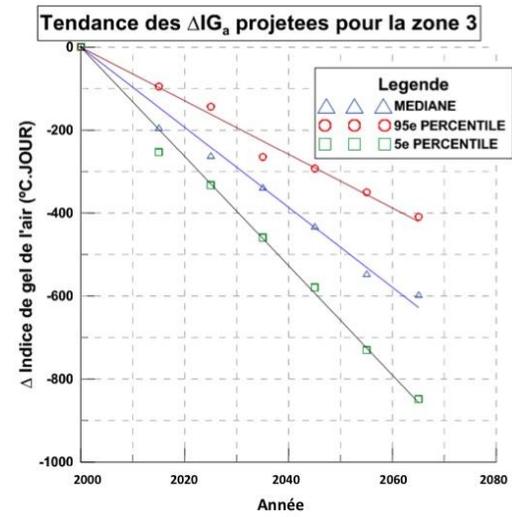
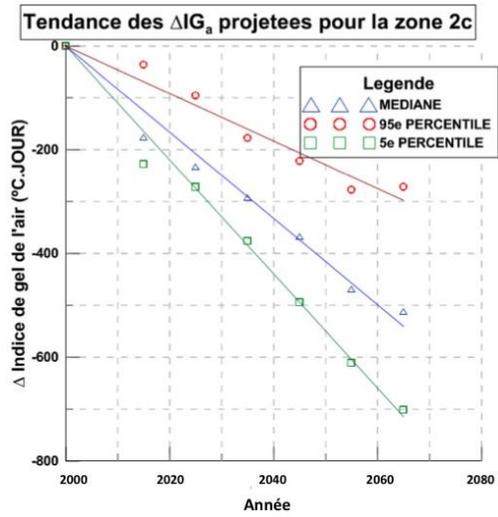
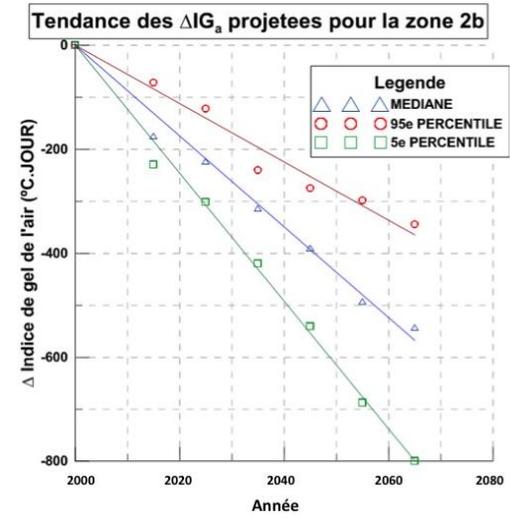
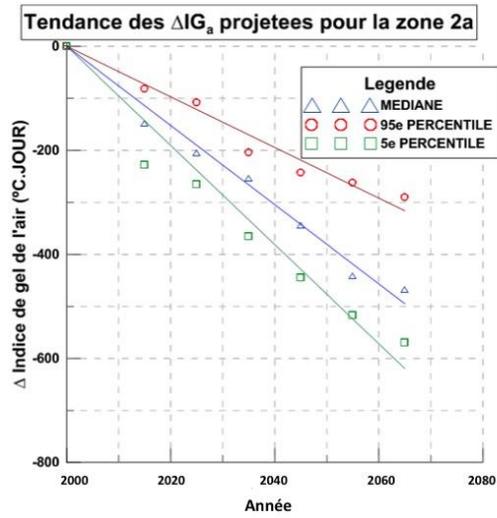
Période	Zone 3					
	Médiane		95e percentile		5e percentile	
	IG <sub>a</sub>	% Diminution	IG <sub>a</sub>	% Diminution	IG <sub>a</sub>	% Diminution
1971-2000	2004	0	2004	0	2004	0
2001-2030	1811	10	1909	5	1751	13
2011-2040	1742	13	1860	7	1671	17
2021-2050	1666	17	1739	13	1545	23
2031-2060	1572	22	1711	15	1425	29
2041-2070	1458	27	1654	17	1273	36
2051-2080	1407	30	1595	20	1155	42



**Annexe C :           Graphiques des changements de  
l'IG<sub>a</sub> pour chacune des zones  
d'étude**



**Annexe D : Régressions linéaires appliquées aux changements de l'IG<sub>a</sub> pour chacune des zones d'étude**



**Annexe E : Tableaux de l'évolution du nombre  
d'épisodes de redoux hivernaux pour  
chacune des zones d'étude**

<b>Horizon 2001-2030</b>			
<b>Zone</b>	<b>Médiane</b>	<b>95e percentile</b>	<b>5e percentile</b>
1	8	7	10
2a	0	0	1
2b	0	0	1
2c	9	6	10
3	0	0	0

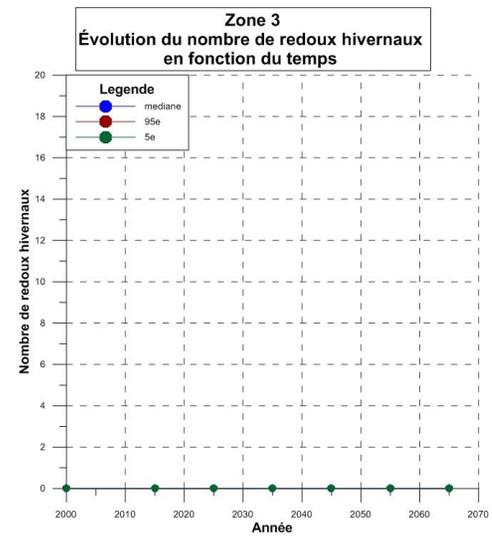
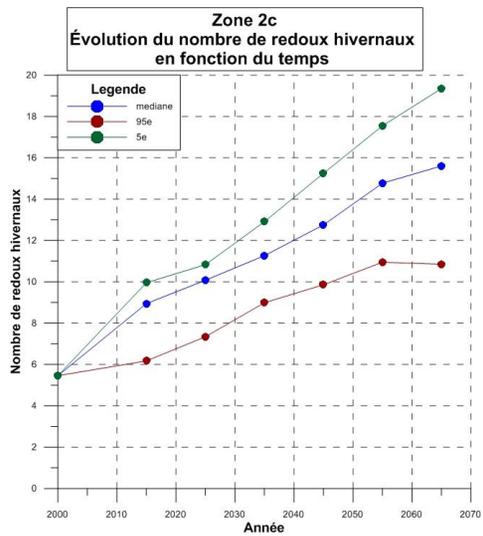
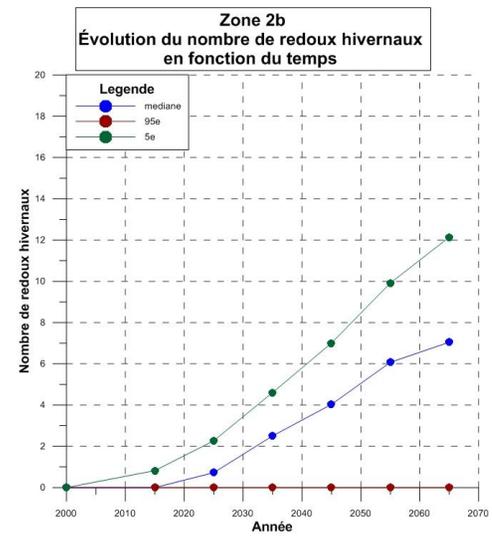
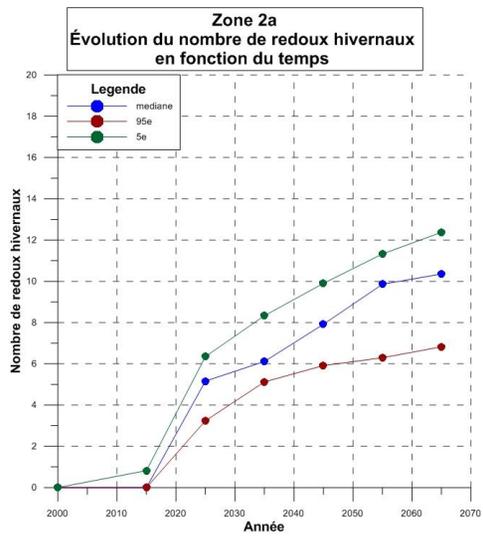
<b>Horizon 2021-2050</b>			
<b>Zone</b>	<b>Médiane</b>	<b>95e percentile</b>	<b>5e percentile</b>
1	11	9	13
2a	6	5	8
2b	3	0	5
2c	11	9	13
3	0	0	0

<b>Horizon 2031-2060</b>			
<b>Zone</b>	<b>Médiane</b>	<b>95e percentile</b>	<b>5e percentile</b>
1	12	10	14
2a	8	6	10
2b	4	0	7
2c	13	10	15
3	0	0	0

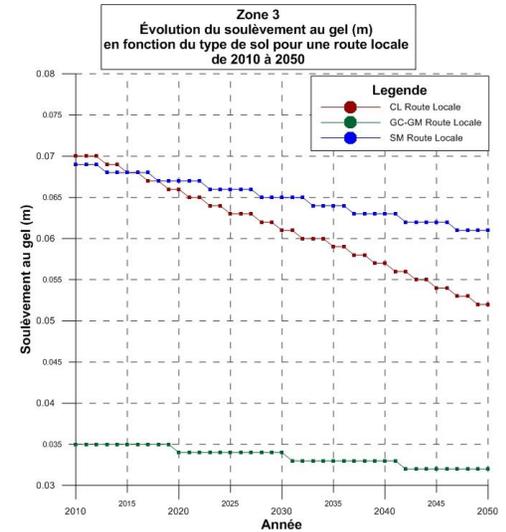
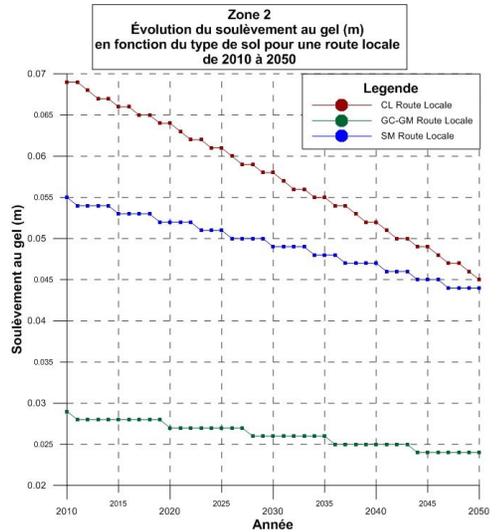
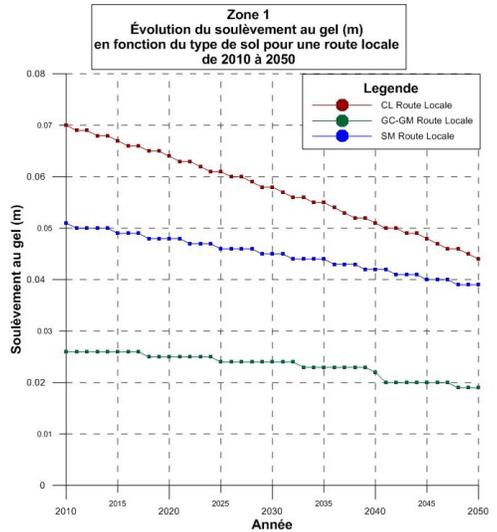
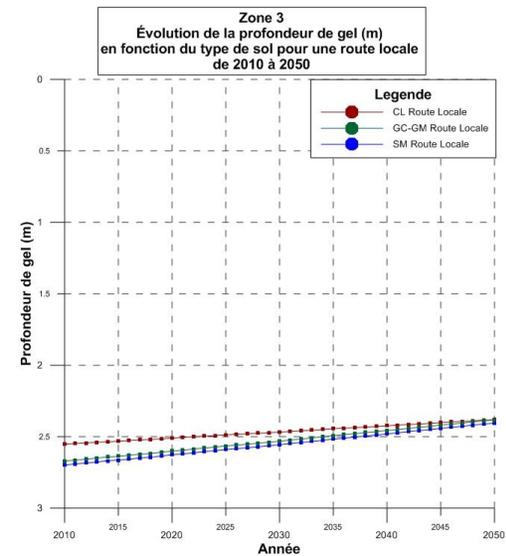
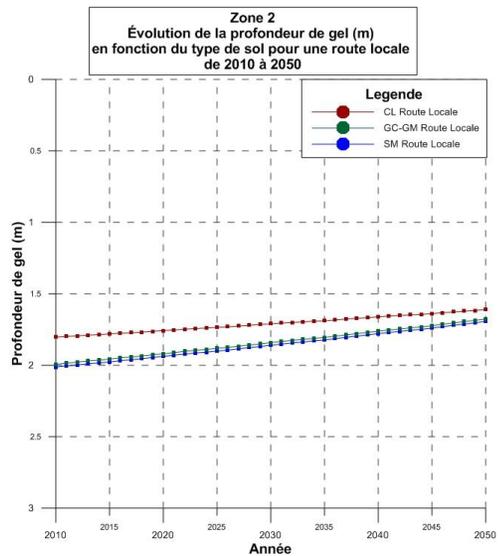
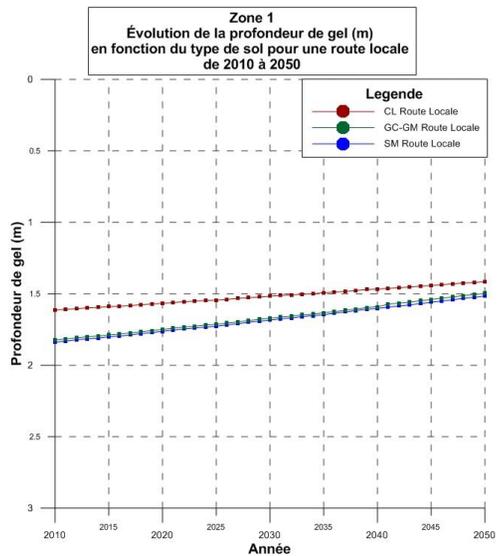
<b>Horizon 2041-2070</b>			
<b>Zone</b>	<b>Médiane</b>	<b>95e percentile</b>	<b>5e percentile</b>
1	14	10	16
2a	4	2	7
2b	6	0	10
2c	15	11	18
3	0	0	0

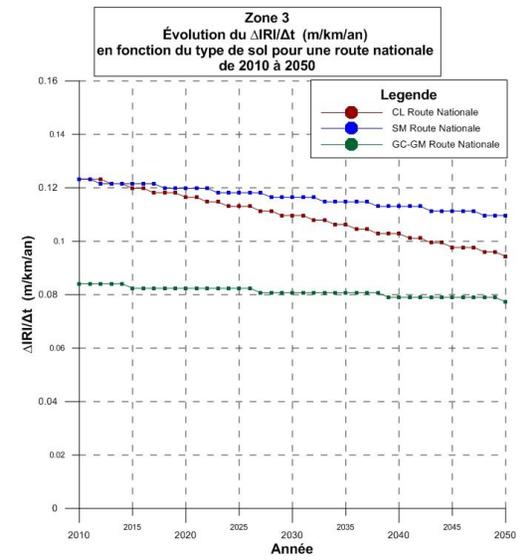
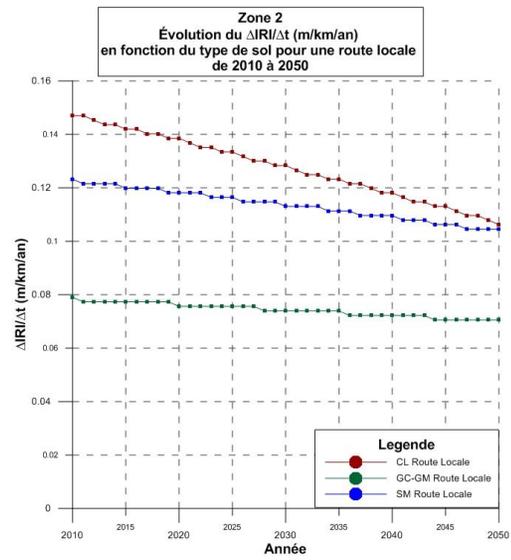
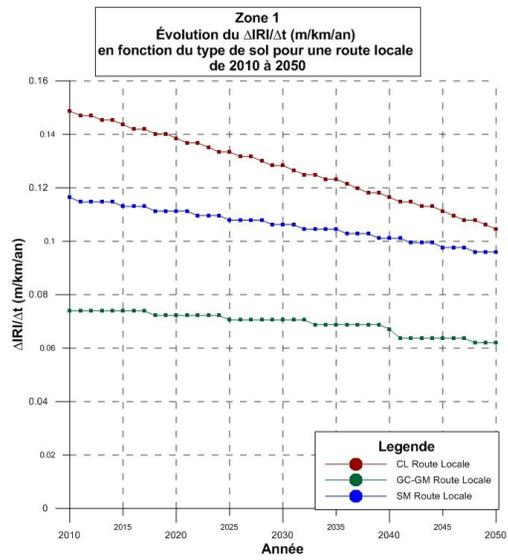
<b>Horizon 2051-2080</b>			
<b>Zone</b>	<b>Médiane</b>	<b>95e percentile</b>	<b>5e percentile</b>
1	15	11	17
2a	10	7	12
2b	7	0	12
2c	16	11	19
3	0	0	0

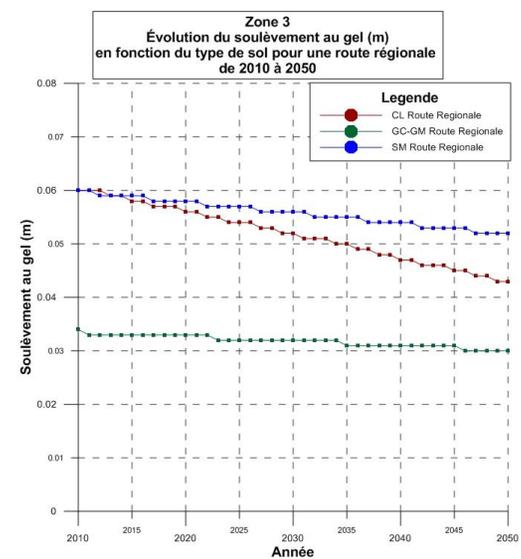
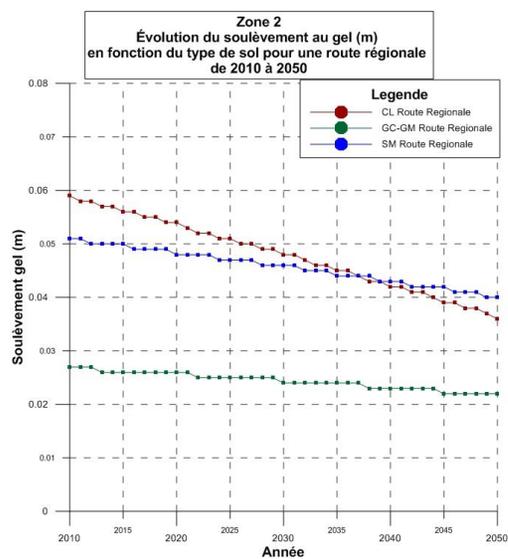
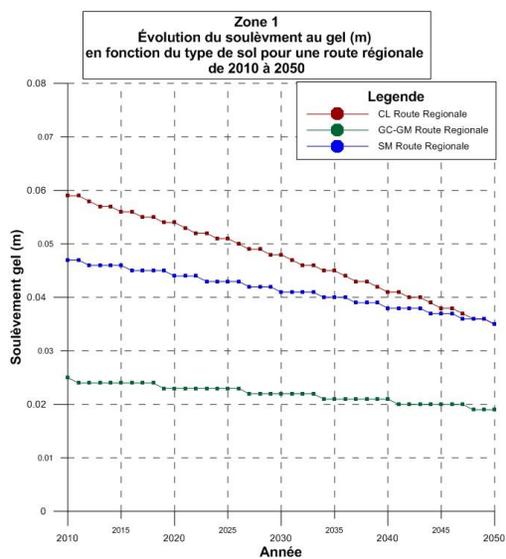
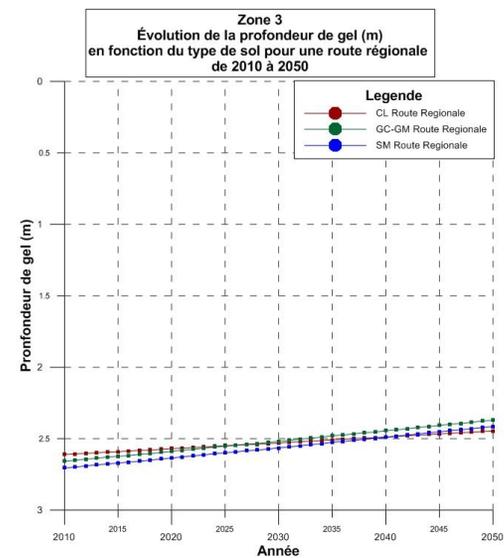
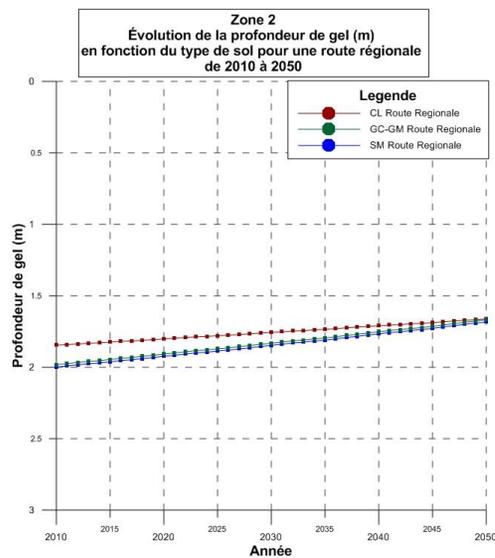
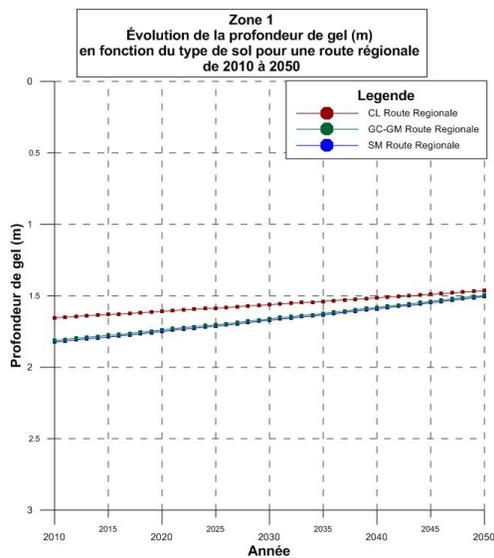
**Annexe F : Graphiques de l'évolution du nombre d'épisodes de redoux hivernaux pour chacune des zones d'étude**

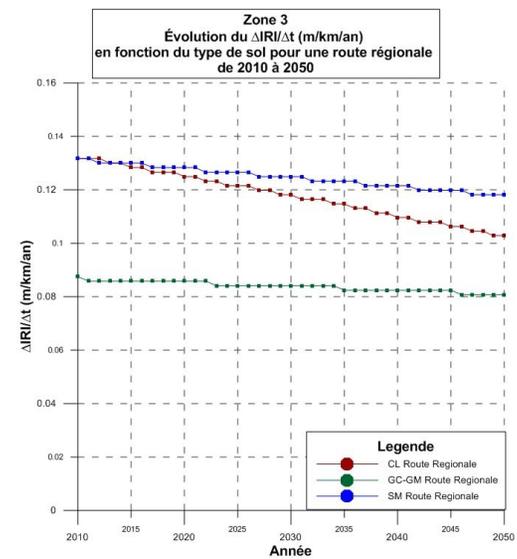
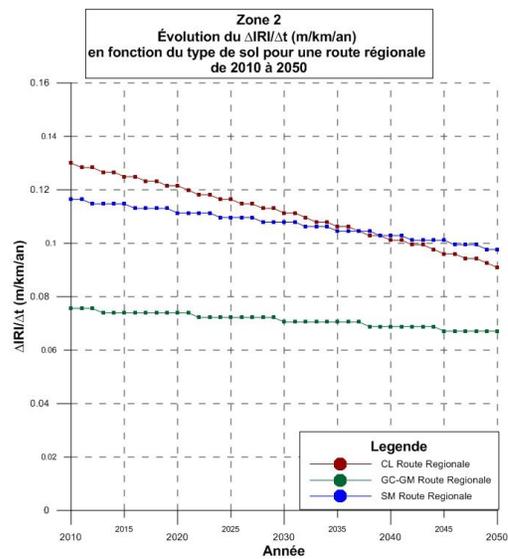
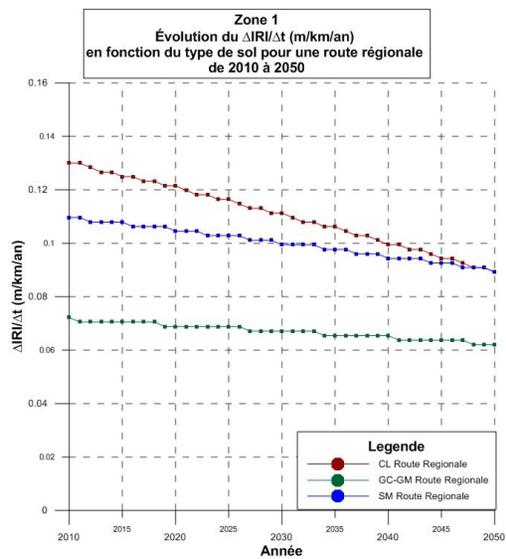


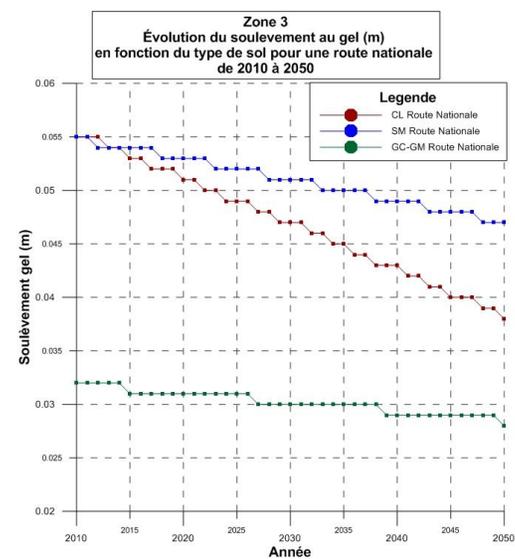
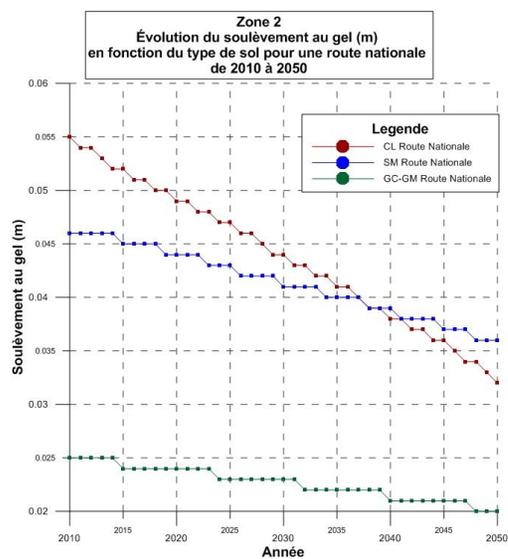
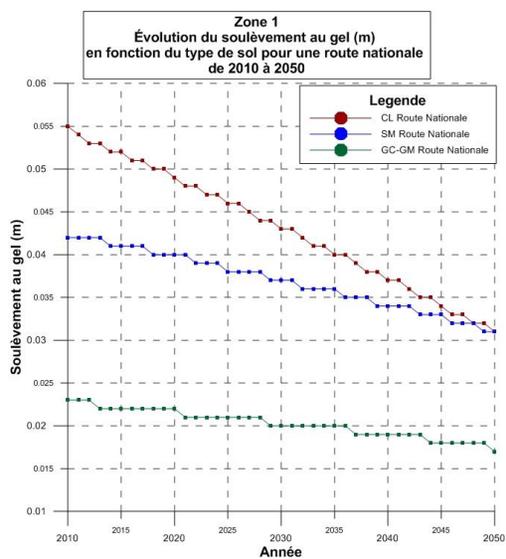
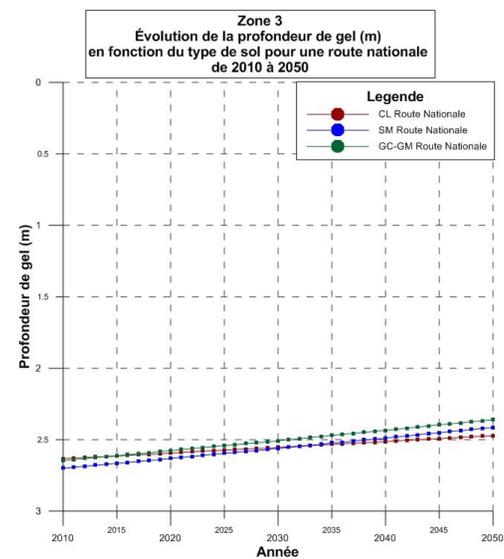
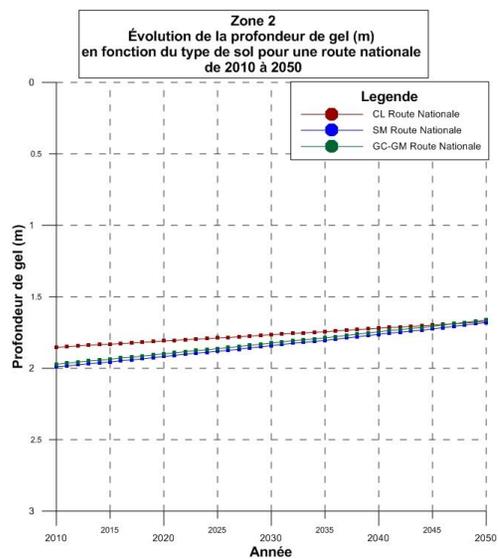
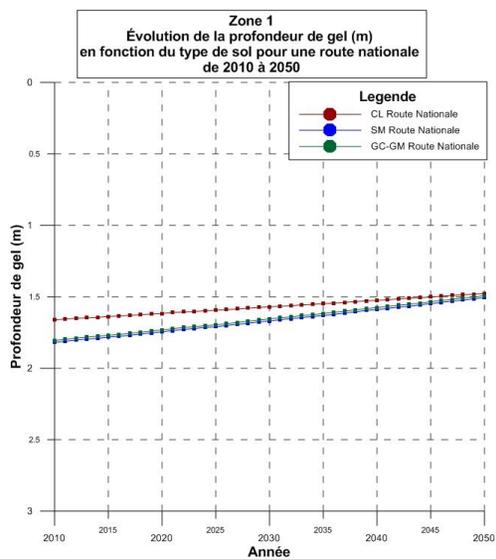
**Annexe G : Évolution de la profondeur de gel, du soulèvement au gel et du  $\Delta$ IRI en fonction du type de route (locale, régionale et nationale) pour chacune des zones d'étude**

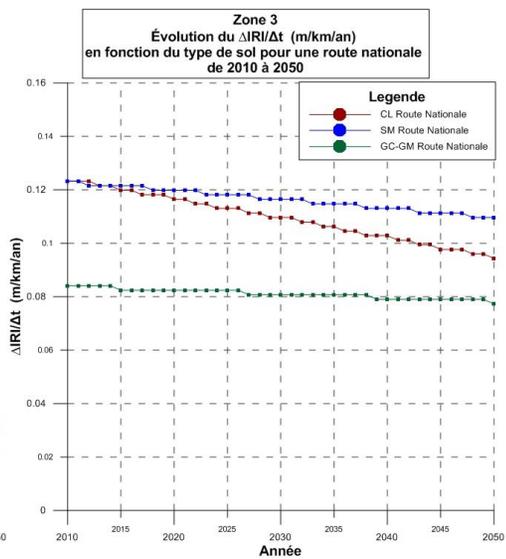
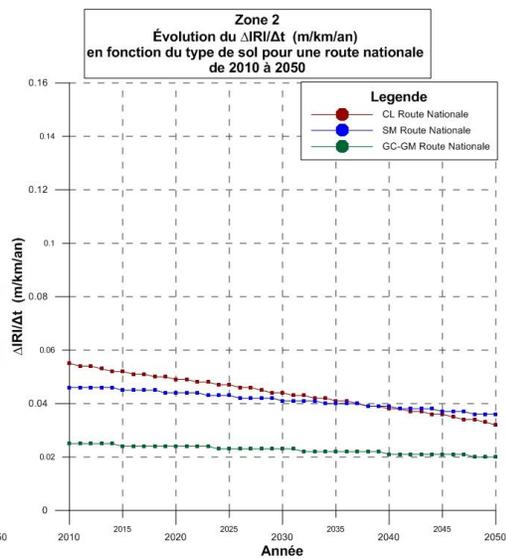
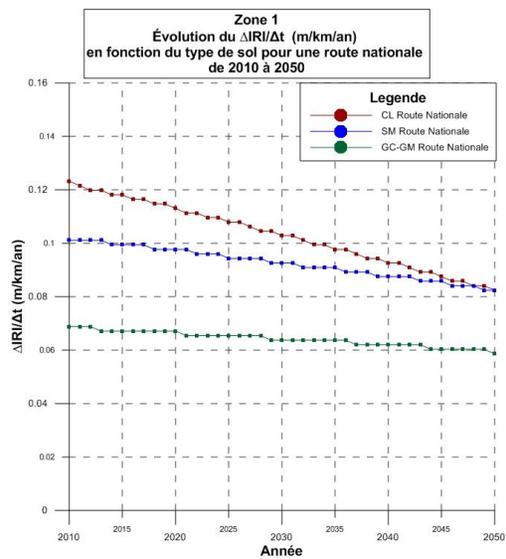














**Annexe H: Résultats de l'étude d'augmentation de durée de vie relative due à une diminution future du soulèvement au gel**

Profondeur de gel (m)  
Zone 2a

Période	CL								
	95 <sup>e</sup> percentile			5 <sup>e</sup> percentile			Médiane		
	National	Régional	Local	National	Régional	Local	National	Régional	Local
1971-2000	1,991	1,984	1,941	1,991	1,984	1,941	1,991	1,984	1,941
2001-2030	1,951	1,935	1,907	1,877	1,867	1,819	1,918	1,909	1,862
2011-2040	1,936	1,911	1,891	1,856	1,845	1,797	1,888	1,878	1,831
2021-2050	1,889	1,845	1,835	1,803	1,792	1,740	1,863	1,852	1,804
2031-2060	1,869	1,830	1,813	1,760	1,747	1,693	1,814	1,802	1,751
<b>SM</b>									
1971-2000	2,147	2,151	2,156	2,147	2,151	2,156	2,147	2,151	2,156
2001-2030	2,078	2,071	2,100	1,952	1,954	1,956	2,023	2,206	2,029
2011-2040	2,054	2,030	2,075	1,916	1,917	1,918	1,971	1,974	1,976
2021-2050	1,973	1,917	1,982	1,823	1,823	1,822	1,926	1,929	1,930
2031-2060	1,937	1,891	1,947	1,745	1,743	1,741	1,841	1,842	1,841
<b>GC-GM</b>									
1971-2000	2,104	2,114	2,120	2,104	2,114	2,120	2,104	2,114	2,120
2001-2030	2,035	2,032	2,064	1,908	1,916	1,921	1,979	1,988	1,993
2011-2040	2,011	1,991	2,039	1,871	1,878	1,883	1,927	1,936	1,941
2021-2050	1,929	1,878	1,947	1,776	1,783	1,787	1,882	1,890	1,895
2031-2060	1,892	1,852	1,912	1,697	1,702	1,705	1,795	1,802	1,806

Profondeur de gel (m)  
Zone 2b

Période	CL								
	95 <sup>e</sup> percentile			5 <sup>e</sup> percentile			Médiane		
	National	Régional	Local	National	Régional	Local	National	Régional	Local
1971-2000	2,243	2,235	2,177	2,243	2,235	2,177	2,243	2,235	2,177
2001-2030	2,211	2,202	2,144	2,138	2,128	2,066	2,163	2,153	2,092
2011-2040	2,186	2,177	2,117	2,102	2,091	2,028	2,140	2,130	2,068
2021-2050	2,131	2,121	2,059	2,045	2,033	1,966	2,097	2,086	2,022
2031-2060	2,114	2,104	2,041	1,985	1,971	1,901	2,058	2,047	1,982
<b>SM</b>									
1971-2000	2,368	2,375	2,381	2,368	2,375	2,381	2,368	2,375	2,381
2001-2030	2,314	2,320	2,325	2,187	2,191	2,195	2,231	2,237	2,241
2011-2040	2,271	2,277	2,282	2,123	2,127	2,130	2,191	2,196	2,199
2021-2050	2,176	2,180	2,184	2,022	2,024	2,025	2,115	2,118	2,121
2031-2060	2,147	2,151	2,154	1,910	1,910	1,910	2,047	2,050	2,051
<b>GC-GM</b>									
1971-2000	2,329	2,339	2,346	2,329	2,339	2,346	2,329	2,339	2,346
2001-2030	2,274	2,284	2,291	2,146	2,155	2,162	2,191	2,200	2,207
2011-2040	2,231	2,240	2,247	2,083	2,092	2,097	2,150	2,159	2,166
2021-2050	2,135	2,144	2,151	1,980	1,988	1,993	2,074	2,083	2,088
2031-2060	2,106	2,115	2,121	1,867	1,873	1,877	2,005	2,013	2,018

Profondeur de gel (m)

Zone 2c

Période	CL								
	95 <sup>e</sup> percentile			5 <sup>e</sup> percentile			Médiane		
	National	Régional	Local	National	Régional	Local	National	Régional	Local
1971-2000	1,744	1,737	1,696	1,744	1,737	1,696	1,744	1,737	1,696
2001-2030	1,724	1,717	1,675	1,616	1,606	1,559	1,645	1,717	1,590
2011-2040	1,691	1,683	1,640	1,591	1,580	1,532	1,612	1,683	1,555
2021-2050	1,645	1,636	1,591	1,527	1,515	1,462	1,578	1,636	1,517
2031-2060	1,619	1,609	1,562	1,455	1,440	1,382	1,533	1,609	1,468
<b>SM</b>									
1971-2000	1,930	1,928	1,936	1,930	1,928	1,936	1,930	1,928	1,936
2001-2030	1,898	1,895	1,902	1,717	1,710	1,715	1,766	1,895	1,765
2011-2040	1,842	1,839	1,845	1,674	1,667	1,670	1,710	1,839	1,708
2021-2050	1,766	1,761	1,766	1,563	1,553	1,553	1,651	1,761	1,646
2031-2060	1,722	1,715	1,720	1,432	1,417	1,415	1,573	1,715	1,564
<b>GC-GM</b>									
1971-2000	1,884	1,893	1,904	1,884	1,893	1,904	1,884	1,893	1,904
2001-2030	1,852	1,860	1,871	1,668	1,675	1,684	1,718	1,860	1,734
2011-2040	1,796	1,803	1,814	1,625	1,631	1,639	1,661	1,803	1,677
2021-2050	1,718	1,725	1,735	1,510	1,514	1,522	1,601	1,725	1,615
2031-2060	1,673	1,680	1,688	1,375	1,377	1,383	1,520	1,680	1,532

Profondeur de gel (m)

Zone 3

Période	CL								
	95 <sup>e</sup> percentile			5 <sup>e</sup> percentile			Médiane		
	National	Régional	Local	National	Régional	Local	National	Régional	Local
1971-2000	1,744	1,737	1,696	1,744	1,737	1,696	1,744	1,737	1,696
2001-2030	1,724	1,717	1,675	1,616	1,606	1,559	1,645	1,717	1,590
2011-2040	1,691	1,683	1,640	1,591	1,580	1,532	1,612	1,683	1,555
2021-2050	1,645	1,636	1,591	1,527	1,515	1,462	1,578	1,636	1,517
2031-2060	1,619	1,609	1,562	1,455	1,440	1,382	1,533	1,609	1,468
<b>SM</b>									
1971-2000	1,930	1,928	1,936	1,930	1,928	1,936	1,930	1,928	1,936
2001-2030	1,898	1,895	1,902	1,717	1,710	1,715	1,766	1,895	1,765
2011-2040	1,842	1,839	1,845	1,674	1,667	1,670	1,710	1,839	1,708
2021-2050	1,766	1,761	1,766	1,563	1,553	1,553	1,651	1,761	1,646
2031-2060	1,722	1,715	1,720	1,432	1,417	1,415	1,573	1,715	1,564
<b>GC-GM</b>									
1971-2000	1,884	1,893	1,904	1,884	1,893	1,904	1,884	1,893	1,904
2001-2030	1,852	1,860	1,871	1,668	1,675	1,684	1,718	1,860	1,734
2011-2040	1,796	1,803	1,814	1,625	1,631	1,639	1,661	1,803	1,677
2021-2050	1,718	1,725	1,735	1,510	1,514	1,522	1,601	1,725	1,615
2031-2060	1,673	1,680	1,688	1,375	1,377	1,383	1,520	1,680	1,532

Soulèvement au gel (mm)  
Zone 2a

Période	CL								
	95 <sup>e</sup> percentile			5 <sup>e</sup> percentile			Médiane		
	National	Régional	Local	National	Régional	Local	National	Régional	Local
1971-2000	0,055	0,059	0,069	0,055	0,059	0,069	0,055	0,059	0,069
2001-2030	0,050	0,053	0,065	0,041	0,045	0,054	0,046	0,05	0,059
2011-2040	0,048	0,050	0,063	0,039	0,043	0,052	0,043	0,046	0,056
2021-2050	0,043	0,043	0,056	0,032	0,036	0,045	0,039	0,043	0,052
2031-2060	0,040	0,041	0,053	0,027	0,030	0,039	0,033	0,037	0,046
<b>SM</b>									
1971-2000	0,043	0,049	0,053	0,043	0,049	0,053	0,043	0,049	0,053
2001-2030	0,041	0,045	0,051	0,037	0,041	0,046	0,039	0,043	0,049
2011-2040	0,040	0,043	0,050	0,036	0,040	0,045	0,038	0,042	0,047
2021-2050	0,038	0,040	0,047	0,033	0,037	0,042	0,036	0,04	0,045
2031-2060	0,036	0,039	0,046	0,030	0,034	0,039	0,033	0,037	0,042
<b>GC-GM</b>									
1971-2000	0,025	0,027	0,030	0,025	0,027	0,030	0,025	0,027	0,03
2001-2030	0,024	0,026	0,029	0,023	0,024	0,026	0,024	0,025	0,028
2011-2040	0,024	0,025	0,028	0,022	0,024	0,026	0,023	0,025	0,027
2021-2050	0,023	0,024	0,027	0,021	0,022	0,024	0,022	0,024	0,026
2031-2060	0,022	0,023	0,026	0,019	0,021	0,023	0,021	0,022	0,025

Soulèvement au gel (mm)  
Zone 2b

Période	CL								
	95 <sup>e</sup> percentile			5 <sup>e</sup> percentile			Médiane		
	National	Régional	Local	National	Régional	Local	National	Régional	Local
1971-2000	0,055	0,059	0,070	0,055	0,059	0,070	0,055	0,059	0,07
2001-2030	0,052	0,055	0,066	0,043	0,047	0,057	0,046	0,05	0,06
2011-2040	0,049	0,053	0,063	0,039	0,043	0,053	0,044	0,047	0,058
2021-2050	0,043	0,046	0,057	0,033	0,036	0,046	0,039	0,042	0,052
2031-2060	0,041	0,044	0,054	0,025	0,029	0,038	0,034	0,038	0,048
<b>SM</b>									
1971-2000	0,048	0,052	0,058	0,048	0,052	0,058	0,048	0,052	0,058
2001-2030	0,047	0,051	0,056	0,043	0,047	0,052	0,044	0,0478	0,053
2011-2040	0,045	0,049	0,055	0,041	0,045	0,050	0,043	0,047	0,052
2021-2050	0,042	0,046	0,052	0,038	0,042	0,047	0,04	0,044	0,05
2031-2060	0,042	0,045	0,051	0,034	0,038	0,043	0,038	0,042	0,047
<b>GC-GM</b>									
1971-2000	0,027	0,029	0,031	0,027	0,029	0,031	0,027	0,029	0,031
2001-2030	0,027	0,028	0,031	0,025	0,027	0,029	0,026	0,027	0,029
2011-2040	0,026	0,028	0,030	0,024	0,026	0,028	0,025	0,027	0,029
2021-2050	0,025	0,026	0,029	0,023	0,024	0,026	0,024	0,026	0,028

2031-2060	0,024	0,026	0,028	0,021	0,023	0,025	0,023	0,025	0,027
-----------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------

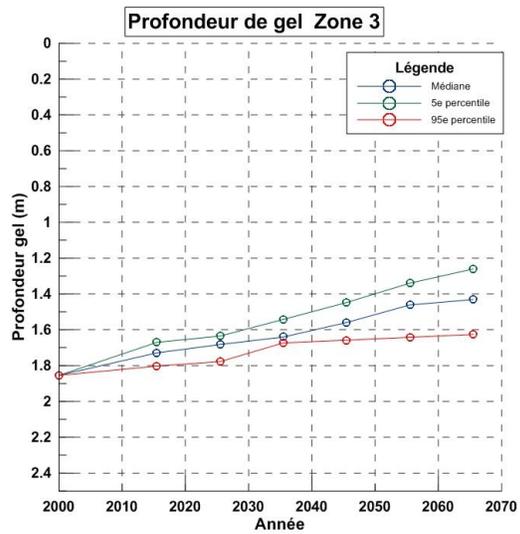
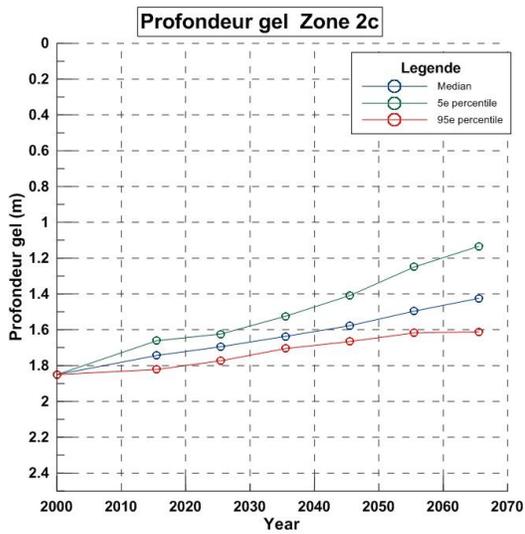
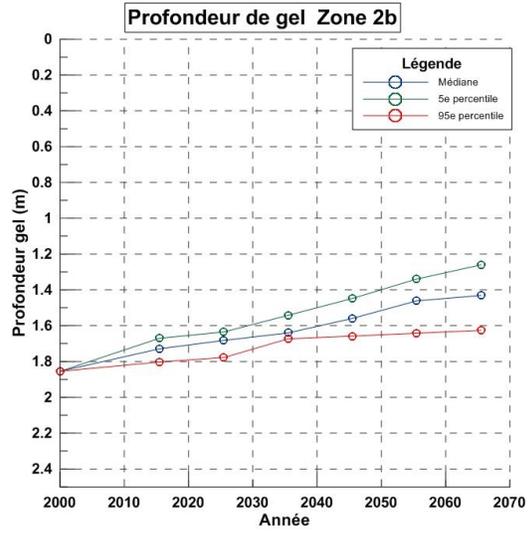
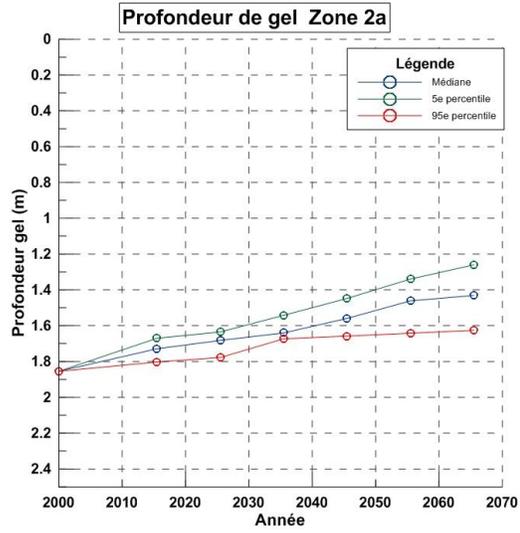
Soulèvement au gel (mm)  
Zone 2c

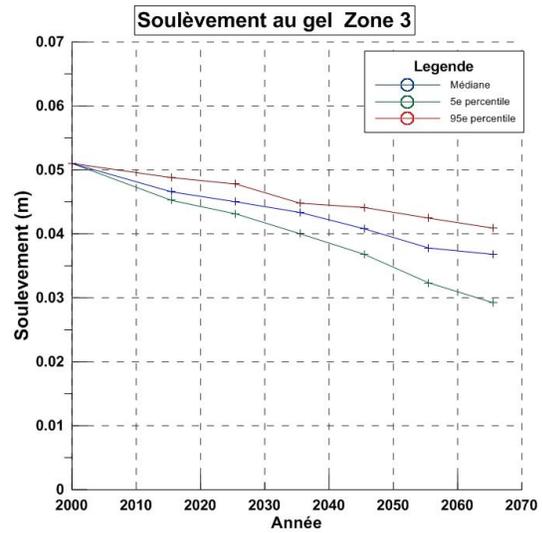
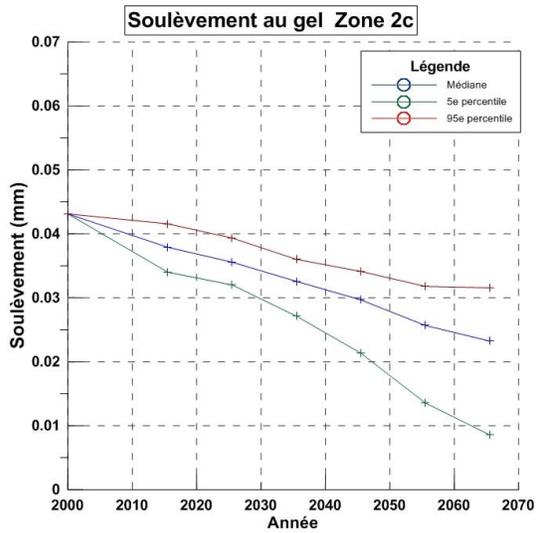
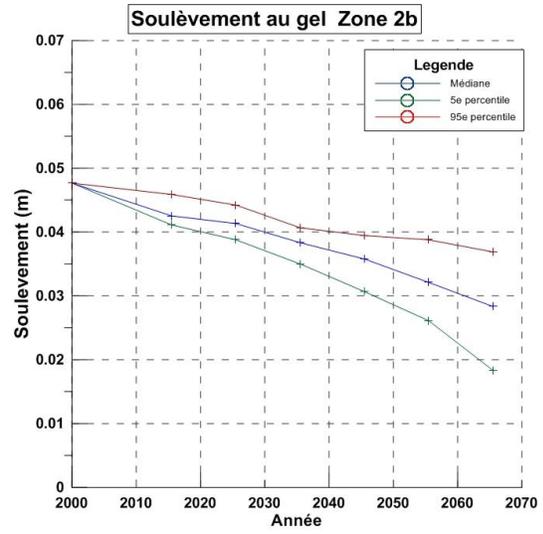
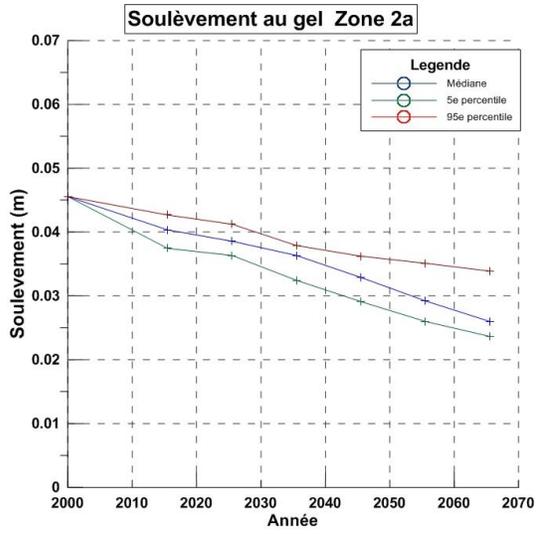
Période	95 <sup>e</sup> percentile			5 <sup>e</sup> percentile			Médiane		
	National	Régional	Local	National	Régional	Local	National	Régional	Local
<b>CL</b>									
1971-2000	0,055	0,059	0,070	0,055	0,059	0,070	0,055	0,059	0,07
2001-2030	0,052	0,057	0,067	0,039	0,043	0,053	0,042	0,057	0,057
2011-2040	0,048	0,053	0,063	0,036	0,040	0,049	0,038	0,053	0,052
2021-2050	0,042	0,047	0,057	0,027	0,031	0,040	0,034	0,047	0,047
2031-2060	0,039	0,043	0,053	0,018	0,021	0,030	0,028	0,043	0,041
<b>SM</b>									
1971-2000	0,038	0,043	0,048	0,038	0,043	0,048	0,038	0,043	0,048
2001-2030	0,037	0,042	0,046	0,031	0,036	0,040	0,032	0,042	0,042
2011-2040	0,035	0,040	0,044	0,029	0,034	0,038	0,03	0,04	0,04
2021-2050	0,032	0,037	0,042	0,025	0,030	0,034	0,028	0,037	0,037
2031-2060	0,031	0,036	0,040	0,02	0,025	0,029	0,025	0,036	0,034
<b>GC-GM</b>									
1971-2000	0,023	0,025	0,027	0,023	0,025	0,027	0,023	0,025	0,027
2001-2030	0,023	0,024	0,026	0,020	0,021	0,023	0,021	0,024	0,024
2011-2040	0,022	0,024	0,025	0,019	0,021	0,022	0,02	0,024	0,023
2021-2050	0,021	0,022	0,024	0,017	0,019	0,021	0,019	0,022	0,022
2031-2060	0,020	0,022	0,023	0,015	0,016	0,018	0,017	0,022	0,021

Soulèvement au gel (mm)  
Zone 3

Période	95 <sup>e</sup> percentile			5 <sup>e</sup> percentile			Médiane		
	National	Régional	Local	National	Régional	Local	National	Régional	Local
<b>CL</b>									
1971-2000	0,055	0,060	0,070	0,055	0,060	0,070	0,055	0,06	0,07
2001-2030	0,052	0,056	0,066	0,045	0,049	0,059	0,047	0,052	0,061
2011-2040	0,049	0,054	0,064	0,041	0,046	0,055	0,044	0,049	0,058
2021-2050	0,044	0,049	0,058	0,036	0,040	0,049	0,041	0,046	0,055
2031-2060	0,043	0,048	0,057	0,030	0,034	0,043	0,037	0,041	0,05
<b>SM</b>									
1971-2000	0,055	0,059	0,064	0,055	0,059	0,064	0,055	0,059	0,064
2001-2030	0,053	0,058	0,062	0,050	0,055	0,059	0,051	0,056	0,061
2011-2040	0,052	0,057	0,062	0,048	0,053	0,058	0,05	0,054	0,06
2021-2050	0,050	0,054	0,059	0,046	0,050	0,055	0,048	0,053	0,059
2031-2060	0,049	0,054	0,059	0,043	0,048	0,052	0,046	0,051	0,057
<b>GC-GM</b>									
1971-2000	0,030	0,032	0,034	0,030	0,032	0,034	0,03	0,032	0,034
2001-2030	0,029	0,030	0,033	0,028	0,030	0,032	0,028	0,03	0,033
2011-2040	0,029	0,030	0,033	0,027	0,029	0,031	0,028	0,03	0,032
2021-2050	0,028	0,029	0,032	0,026	0,028	0,030	0,027	0,029	0,032

2031-2060	0,027	0,028	0,032	0,025	0,027	0,029	0,026	0,028	0,031
-----------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------





Taux annuel de détérioration du  $\Delta$ IRI (m/km/an)

Zone 2a

Période	CL								
	95 <sup>e</sup> percentile			5 <sup>e</sup> percentile			Médiane		
	National	Régional	Local	National	Régional	Local	National	Régional	Local
1971-2000	0,123	0,130	0,147	0,123	0,130	0,147	0,123	0,130	0,147
2001-2030	0,115	0,120	0,140	0,099	0,106	0,122	0,108	0,115	0,130
2011-2040	0,111	0,115	0,137	0,096	0,103	0,118	0,103	0,108	0,125
2021-2050	0,103	0,103	0,125	0,084	0,091	0,106	0,096	0,103	0,118
2031-2060	0,098	0,099	0,120	0,076	0,081	0,096	0,086	0,093	0,108
<b>SM</b>									
1971-2000	0,103	0,113	0,120	0,103	0,113	0,120	0,103	0,113	0,120
2001-2030	0,099	0,106	0,116	0,093	0,099	0,108	0,096	0,103	0,113
2011-2040	0,098	0,103	0,115	0,091	0,098	0,106	0,094	0,101	0,110
2021-2050	0,094	0,098	0,110	0,086	0,093	0,101	0,091	0,098	0,106
2031-2060	0,091	0,096	0,108	0,081	0,088	0,096	0,086	0,093	0,101
<b>GC-GM</b>									
1971-2000	0,072	0,076	0,081	0,072	0,076	0,081	0,072	0,076	0,081
2001-2030	0,071	0,074	0,079	0,069	0,071	0,074	0,071	0,072	0,077
2011-2040	0,071	0,072	0,077	0,067	0,071	0,074	0,069	0,072	0,076
2021-2050	0,069	0,071	0,076	0,065	0,067	0,071	0,067	0,071	0,074
2031-2060	0,067	0,069	0,074	0,062	0,065	0,069	0,065	0,067	0,072

Taux annuel de détérioration du  $\Delta$ IRI (m/km/an)

Zone 2b

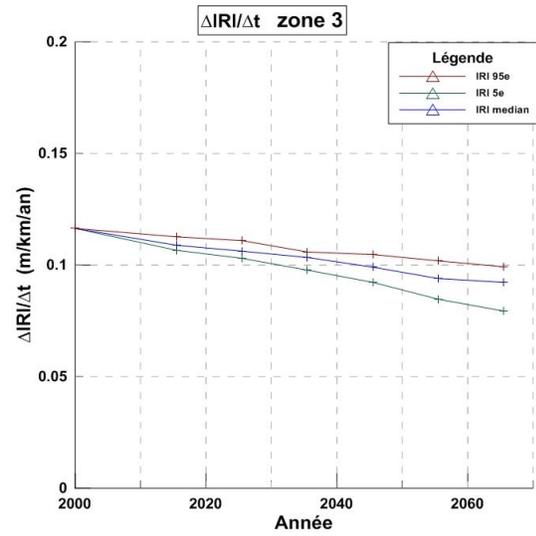
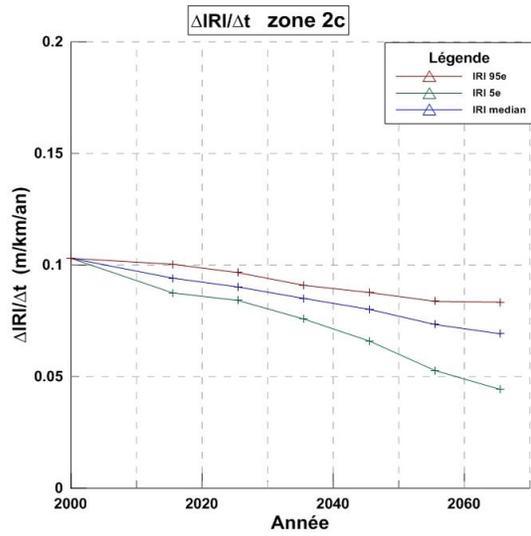
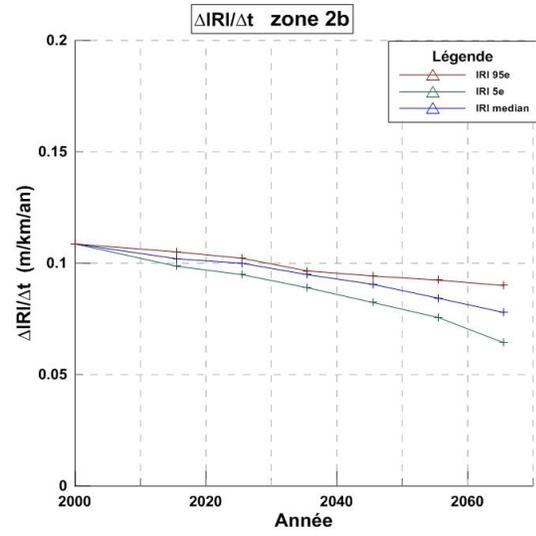
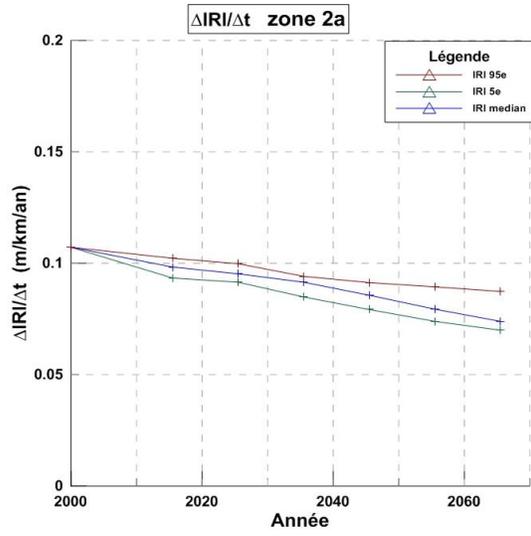
Période	CL								
	95 <sup>e</sup> percentile			5 <sup>e</sup> percentile			Médiane		
	National	Régional	Local	National	Régional	Local	National	Régional	Local
1971-2000	0,123	0,130	0,130	0,123	0,130	0,130	0,123	0,130	0,149
2001-2030	0,118	0,123	0,118	0,103	0,110	0,118	0,108	0,115	0,132
2011-2040	0,113	0,120	0,113	0,096	0,103	0,113	0,105	0,110	0,128
2021-2050	0,103	0,108	0,106	0,086	0,091	0,106	0,096	0,101	0,118
2031-2060	0,099	0,105	0,099	0,072	0,079	0,099	0,088	0,094	0,111
<b>SM</b>									
1971-2000	0,111	0,118	0,128	0,111	0,118	0,128	0,111	0,118	0,128
2001-2030	0,110	0,116	0,125	0,103	0,110	0,118	0,105	0,111	0,120
2011-2040	0,106	0,113	0,123	0,099	0,106	0,115	0,103	0,110	0,118
2021-2050	0,101	0,108	0,118	0,094	0,101	0,110	0,098	0,105	0,115
2031-2060	0,101	0,106	0,116	0,088	0,094	0,103	0,094	0,101	0,110
<b>GC-GM</b>									
1971-2000	0,076	0,079	0,082	0,076	0,079	0,082	0,076	0,079	0,082
2001-2030	0,076	0,077	0,082	0,072	0,076	0,079	0,074	0,076	0,079
2011-2040	0,074	0,077	0,081	0,071	0,074	0,077	0,072	0,076	0,079
2021-2050	0,072	0,074	0,079	0,069	0,071	0,074	0,071	0,074	0,077
2031-2060	0,071	0,074	0,077	0,065	0,069	0,072	0,069	0,072	0,076

Taux annuel de détérioration du  $\Delta$ IRI (m/km/an)  
Zone 2c

Période	CL								
	95 <sup>e</sup> percentile			5 <sup>e</sup> percentile			Médiane		
	National	Régional	Local	National	Régional	Local	National	Régional	Local
1971-2000	0,123	0,130	0,149	0,123	0,130	0,149	0,123	0,130	0,149
2001-2030	0,118	0,127	0,144	0,096	0,103	0,120	0,101	0,127	0,127
2011-2040	0,111	0,120	0,137	0,091	0,098	0,113	0,094	0,120	0,118
2021-2050	0,101	0,110	0,127	0,076	0,082	0,098	0,088	0,110	0,110
2031-2060	0,096	0,103	0,120	0,060	0,065	0,081	0,077	0,103	0,099
<b>SM</b>									
1971-2000	0,094	0,103	0,111	0,094	0,103	0,111	0,094	0,103	0,111
2001-2030	0,093	0,101	0,108	0,082	0,091	0,098	0,084	0,101	0,101
2011-2040	0,089	0,098	0,105	0,079	0,088	0,094	0,081	0,098	0,098
2021-2050	0,084	0,093	0,101	0,072	0,081	0,088	0,077	0,093	0,093
2031-2060	0,082	0,091	0,098	0,064	0,072	0,079	0,072	0,091	0,088
<b>GC-GM</b>									
1971-2000	0,069	0,072	0,076	0,069	0,072	0,076	0,069	0,072	0,076
2001-2030	0,069	0,071	0,074	0,064	0,065	0,069	0,065	0,071	0,071
2011-2040	0,067	0,071	0,072	0,062	0,065	0,067	0,064	0,071	0,069
2021-2050	0,065	0,067	0,071	0,059	0,062	0,065	0,062	0,067	0,067
2031-2060	0,064	0,067	0,069	0,055	0,057	0,060	0,059	0,067	0,065

Taux annuel de détérioration du  $\Delta$ IRI (m/km/an)  
Zone 3

Période	CL								
	95 <sup>e</sup> percentile			5 <sup>e</sup> percentile			Médiane		
	National	Régional	Local	National	Régional	Local	National	Régional	Local
1971-2000	0,123	0,132	0,149	0,123	0,132	0,149	0,123	0,132	0,149
2001-2030	0,118	0,125	0,142	0,106	0,113	0,130	0,110	0,118	0,133
2011-2040	0,113	0,122	0,139	0,099	0,108	0,123	0,105	0,113	0,128
2021-2050	0,105	0,113	0,128	0,091	0,098	0,113	0,099	0,108	0,123
2031-2060	0,103	0,111	0,127	0,081	0,088	0,103	0,093	0,099	0,115
<b>SM</b>									
1971-2000	0,123	0,130	0,139	0,123	0,130	0,139	0,123	0,130	0,139
2001-2030	0,120	0,128	0,135	0,115	0,123	0,130	0,116	0,125	0,133
2011-2040	0,118	0,127	0,135	0,111	0,120	0,128	0,115	0,122	0,132
2021-2050	0,115	0,122	0,130	0,108	0,115	0,123	0,111	0,120	0,130
2031-2060	0,113	0,122	0,130	0,103	0,111	0,118	0,108	0,116	0,127
<b>GC-GM</b>									
1971-2000	0,081	0,084	0,088	0,081	0,084	0,088	0,081	0,084	0,088
2001-2030	0,079	0,081	0,086	0,077	0,081	0,084	0,077	0,081	0,086
2011-2040	0,079	0,081	0,086	0,076	0,079	0,082	0,077	0,081	0,084
2021-2050	0,077	0,079	0,084	0,074	0,077	0,081	0,076	0,079	0,084
2031-2060	0,076	0,077	0,084	0,072	0,076	0,079	0,074	0,077	0,082



Durée de vie (en année) avant intervention pour la période de référence des zone 2a, 2b, 2c et 3

Zone	Sol	Nationale	Régionale	Locale
2a	CL	12,2	15,4	20,4
	SM	14,6	17,7	25,0
	GC-GM	20,8	26,5	37,2
2b	CL	12,2	15,4	23,1
	SM	13,5	16,9	23,4
	GC-GM	19,8	25,3	36,4
2c	CL	12,2	15,4	20,2
	SM	15,9	19,5	27,0
	GC-GM	21,8	27,7	39,7
3	CL	12,2	15,2	20,2
	SM	12,2	15,4	21,7
	GC-GM	18,6	23,8	34,3

Durée de vie (en année) avant intervention des chaussées pour la période 2011-2040

Zone 2a, 2b, 2c et 3

Zone	Matériaux	95 <sup>e</sup> percentile			5 <sup>e</sup> percentile			Médian		
		National	Régional	Local	National	Régional	Local	National	Régional	Local
2a	CL	13,5	17,4	21,9	15,6	19,5	25,4	14,6	18,5	24,0
	SM	15,4	19,5	26,2	16,5	20,5	28,2	15,9	19,8	27,4
	GC-GM	21,3	27,7	38,8	22,4	28,4	40,6	21,8	27,7	39,7
2b	CL	13,3	16,7	26,5	15,6	19,5	26,5	14,4	18,2	23,4
	SM	14,1	17,7	24,4	15,1	18,8	26,2	14,6	18,2	25,4
	GC-GM	20,3	25,9	37,2	21,3	27,1	38,8	20,8	26,5	38,0
2c	CL	13,5	16,7	21,9	16,5	20,5	26,5	15,9	16,7	25,4
	SM	16,8	20,5	28,7	19,0	22,9	31,8	18,6	20,5	30,7
	GC-GM	22,4	28,4	41,6	24,2	30,6	44,7	23,5	28,4	43,6
3	CL	13,3	16,5	21,7	15,1	18,5	24,4	14,4	17,7	23,4
	SM	12,7	15,8	22,2	13,5	16,7	23,4	13,1	16,5	22,8
	GC-GM	19,0	24,8	35,0	19,8	25,3	36,4	19,4	24,8	35,7

Pourcentage d'augmentation de durée de vie relative causée par la diminution du soulèvement au gel pour la période 2011-2040

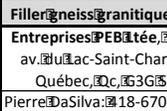
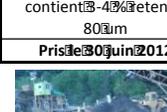
Zones 2a, 2b, 2c et 3

Zone	Matériaux	95 <sup>e</sup> percentile			5 <sup>e</sup> percentile			Médian		
		National	Régional	Local	National	Régional	Local	National	Régional	Local
2a	CL	110,7	113,3	107,5	128,3	126,5	124,5	119,8	120,5	117,7
	SM	105,2	109,9	104,4	113,1	115,7	112,8	109,0	111,8	109,3
	GC-GM	102,4	104,7	104,4	107,6	107,2	109,2	104,9	104,7	106,7
2b	CL	109,0	108,5	115,0	128,3	126,5	115,0	117,9	118,6	101,3
	SM	104,8	104,5	104,1	112,0	111,2	111,9	108,3	107,8	108,6
	GC-GM	102,3	102,2	102,1	107,2	106,9	106,6	104,7	104,5	104,3
2c	CL	110,7	108,5	108,7	135,5	133,1	131,6	130,6	108,5	125,9
	SM	105,7	105,2	106,5	119,4	117,5	118,0	116,9	105,2	113,9
	GC-GM	102,5	102,4	104,7	111,0	110,4	112,7	108,0	102,4	109,9
3	CL	109,0	108,4	107,4	123,9	122,1	120,7	117,9	116,5	115,9
	SM	104,3	102,7	102,5	110,7	108,5	108,0	107,4	107,0	105,2
	GC-GM	102,2	104,2	102,0	106,7	106,5	106,2	104,4	104,2	104,0



**Annexe I : Essais de caractérisation des  
matériaux testés en laboratoire**

Inventaire Matériau				
Type	Calcaire	Basalte	Gneiss Granitique	Asphalte ESG-10
barils	6	1	1	
Chaudiere	4	-	4	100 cartons
Sacs	4	4	4	
Date	04-05-2012	11-05-2012	11-05-2012	11-05-2012
Lieu	Carrière Union, 4107 blvd Pierre-Bertrand, Québec, QC, G2K1T7	Carrière Ray-Car, 4074 Rg Bois de l'air, St- Flavien, QC, G0S1Z0	Carrière Bédard 7885 Boul Valcartier Quebec, QC, G2A0A5 (418) 842-0722	Entreprises PEB Ltée, 1902 av. Du Lac-Saint-Charles, Québec, QC, G3G3S9
Téléphone	418-628-3464	418-728-2625	(418) 842-0722	418-849-2841

Filler gneiss granitique gris  
 Entreprises PEB Ltée, 1902  
 av. Du Lac-Saint-Charles,  
 Québec, QC, G3G3S9  
 Pierre DaSilva: 18-670-4615  
 contient 40% retenue  
 80µm  
 Pris le 30 juin 2012  
 Pierre DaSilva: 18-670-4615

**Essai Proctor Modifié (Norme BNQ 2501-255)**

Provenance: Carrière Union

Source : Calcaire (MG-20)

Courbe : CN

Méthode utilisé : D

Prélevé par : F.P.Drolet - J.P. Bilodeau

Teneur en eau visée (%)	3	4	5	6	7	8	6,5	7,5
Masse du moule + sol humide (g)	10 347,8	10 413,7	10 588,1	10 647,0	10 782,8	10 660,1	10 683,1	10 710,2
Masse du moule (g)	5 683,3	5 683,3	5 683,7	5 683,7	5 684,2	5 683,7	5 684,9	5 685,3
Masse du sol humide (g)	4 664,5	4 730,4	4 904,4	4 963,3	5 098,6	4 976,4	4 998,2	5 024,9
Volume du moule (cm3)	2 124,0	2 124,0	2 124,0	2 124,0	2 124,0	2 124,0	2 124,0	2 125,0
Masse volumique humide (g/cm3)	2,2	2,2	2,3	2,3	2,4	2,3	2,4	2,4
Masse volumique humide (kg/cm3)	2 196,1	2 227,1	2 309,4	2 336,8	2 400,5	2 342,9	2 353,2	2 364,7

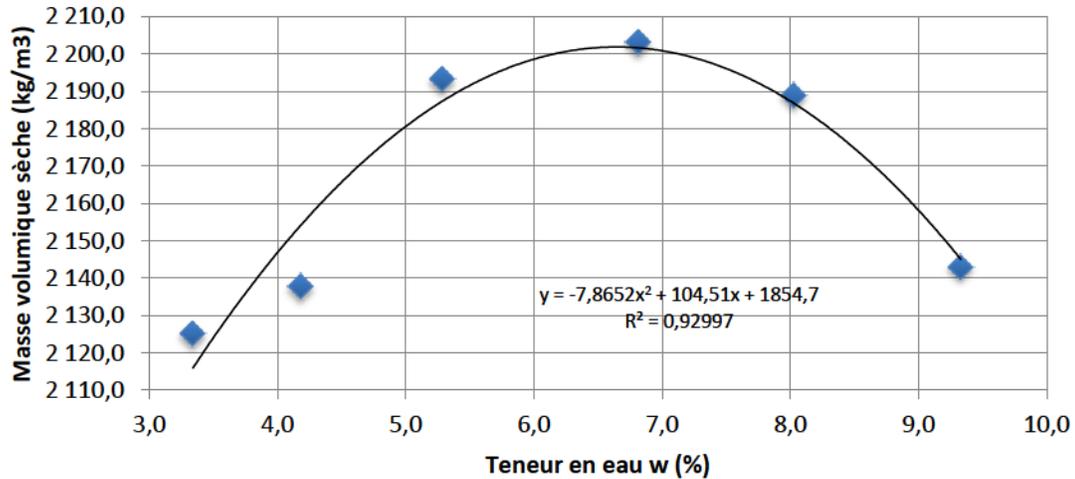
Masse de la tare + sol humide (g)	4 256,3	5 175,4	5 056,3	5 214,5	5 640,6	4 923,5	4 420,5	3 903,3
Masse de la tare + sol sec (g)	4 134,8	4 989,7	4 820,2	4 942,3	5 293,7	4 525,5	4 169,2	3 648,9
Masse de la tare (g)	496,8	547,1	354,6	254,0	377,6	260,6	480,7	480,7
Masse de l'eau nette (g)	121,5	185,7	236,1	272,2	346,9	398,0	251,3	254,4
Masse du sol sec (g)	3 638,0	4 442,6	4 465,6	4 688,3	4 916,1	4 264,9	3 688,5	3 168,2
Teneur en eau (%)	3,3	4,2	5,3	5,8	7,1	9,3	6,8	8,0
Masse volumique sèche (kg/m3)	2 125,1	2 137,8	2 193,1	2 208,5	2 242,2	2 143,0	2 203,1	2 188,9

Opérateur : F.P.Drolet

Teneur en eau optimal (%) : 6,64

Date :2012-05-01

Masse volumique sèche (kg/m<sup>3</sup>) : 2201,87



**Essai Proctor Modifié (Norme BNQ 2501-255)**

Provenance: Carrière Union

Source : Calcaire (MG-20)

Courbe : CI

Méthode utilisé : C

Prélevé par : F.P.Drolet - J.P. Bilodeau

Teneur en eau visée (%)	4	5	6	6,2	6,4	6,5	7
Masse du moule + sol humide (g)	10 477,5	10 546,3	10 658,6	10 677,5	10 721,4	10 724,2	10 708,2
Masse du moule (g)	5 686,8	5 686,0	5 687,3	5 685,8	5 686,9	5 686,6	5 685,6
Masse du sol humide (g)	4 790,7	4 860,3	4 971,3	4 991,7	5 034,5	5 037,9	5 022,6
Volume du moule (cm3)	2 124,0	2 124,0	2 124,0	2 124,0	2 124,0	2 124,0	2 124,0
Masse volumique humide (g/cm3)	2,26	2,29	2,34	2,35	2,37	2,37	2,36
Masse volumique humide (kg/cm3)	2 255,51	2 288,28	2 340,54	2 350,14	2 370,29	2 371,89	2 364,69

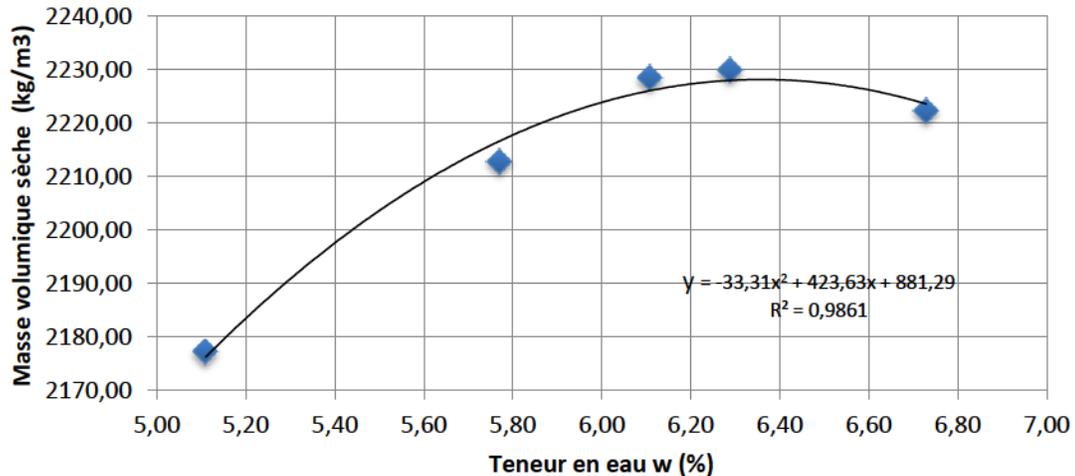
Masse de la tare + sol humide (g)	3048,4	2310,1	2706,2	1504,3	983,9	3026,3	976,6
Masse de la tare + sol sec (g)	2937,3	2206,6	2570,4	1428,5	935,9	2843,6	926,3
Masse de la tare (g)	264,9	179,9	218,4	203,6	173,3	128,8	103,5
Masse de l'eau nette (g)	111,1	103,5	135,8	75,8	48	182,7	50,3
Masse du sol sec (g)	2672,4	2026,7	2352	1224,9	762,6	2714,8	822,8
Teneur en eau (%)	4,16	5,11	5,77	6,19	6,29	6,73	6,11
Masse volumique sèche (kg/m3)	2165,48	2177,10	2212,78	2213,18	2229,93	2222,33	2228,46

Opérateur : D.Grabundzija

Teneur en eau optimal (%) : 6,36

Date : 2012-07-01

Masse volumique sèche (kg/m<sup>3</sup>) : 2228,00



Note : La méthode D aurait due être utilisée, car l'échantillon contient 10% de particules 20 mm.

**Essai Proctor Modifié (Norme BNQ 2501-255)**

Provenance: Carrière Union

Source : Calcaire (MG-20)

Courbe : CS

Méthode utilisé : D

Prélevé par : F.P.Drolet - J.P. Bilodeau

Teneur en eau visée (%)	4	5	6	5,5	4,5
Masse du moule + sol humide (g)	10 387,6	10 711,0	10 621,5	10 621,5	10 544,5
Masse du moule (g)	5 685,5	5 685,7	5 685,7	5 686,8	5 686,5
Masse du sol humide (g)	4 702,1	5 025,3	4 935,8	4 934,7	4 858,0
Volume du moule (cm3)	2 124,0	2 124,0	2 124,0	2 124,0	2 124,0
Masse volumique humide (g/cm3)	2,21	2,37	2,32	2,32	2,29
Masse volumique humide (kg/cm3)	2 213,79	2 365,96	2 323,82	2 323,31	2 287,19

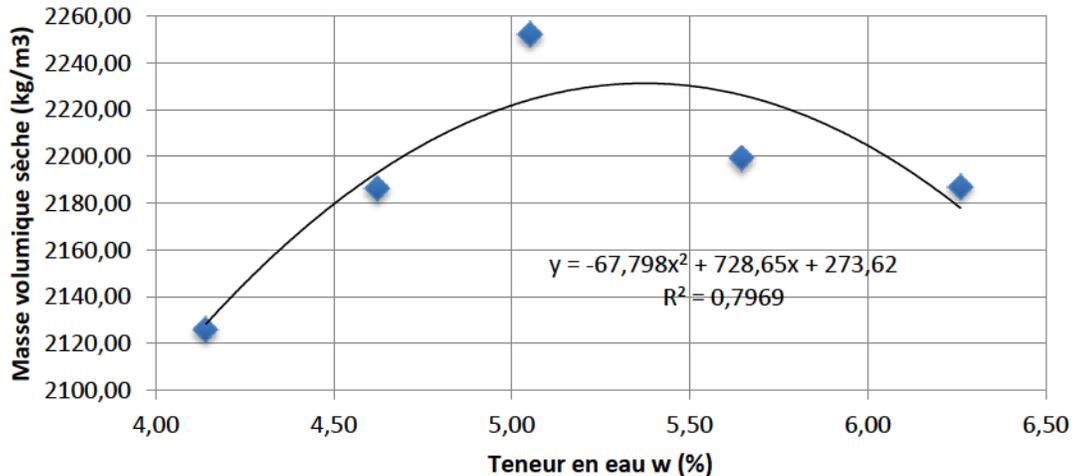
Masse de la tare + sol humide (g)	3818,5	3838,8	3009	3179,1	2559,7
Masse de la tare + sol sec (g)	3676,8	3672,3	2843,8	3019,9	2458,3
Masse de la tare (g)	254,9	377,2	205,3	201,3	264,8
Masse de l'eau nette (g)	141,7	166,5	165,2	159,2	101,4
Masse du sol sec (g)	3421,9	3295,1	2638,5	2818,6	2193,5
Teneur en eau (%)	4,14	5,05	6,26	5,65	4,62
Masse volumique sèche (kg/m3)	2125,77	2252,16	2186,90	2199,10	2186,13

Opérateur : D.Grabundzija

Teneur en eau optimal (%) : 5,37

Date : 2012-07-01

Masse volumique sèche (kg/m<sup>3</sup>) : 2231,39



**Essai Proctor Modifié (Norme BNQ 2501-255)**

Provenance: Carrière Ray-Car

Source : Basalte (MG-20)

Courbe : CS

Méthode utilisé : C

Prélevé par : F.P.Drolet - J.P. Bilodeau

Teneur en eau visée (%)	5,00	7,10	6,90	6,50	5,70
Masse du moule + sol humide (g)	10691,60	10902,10	10879,00	10914,90	10836,40
Masse du moule (g)	5684,50	5684,70	5682,80	5682,90	5684,60
Masse du sol humide (g)	5007,10	5217,40	5196,20	5232,00	5151,80
Volume du moule (cm <sup>3</sup> )	2124,00	2124,00	2124,00	2124,00	2124,00
Masse volumique humide (g/cm <sup>3</sup> )	2,36	2,46	2,45	2,46	2,43
Masse volumique humide (kg/cm <sup>3</sup> )	2357,39	2456,40	2446,42	2463,28	2425,52

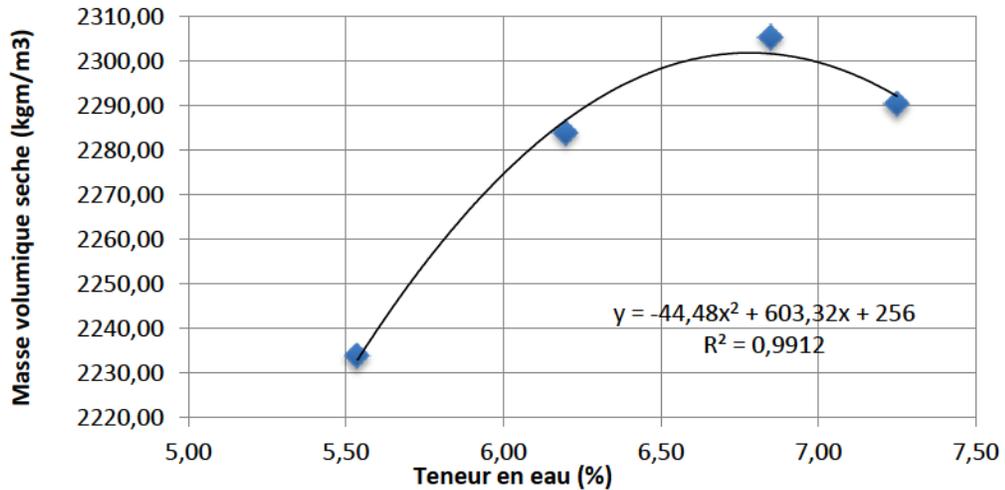
Masse de la tare + sol humide (g)	801,30	1399,30	5542,00	6581,10	7462,80
Masse de la tare + sol sec (g)	765,70	1313,40	5197,40	6246,50	7162,50
Masse de la tare (g)	122,70	128,60	363,40	1361,30	2318,20
Masse de l'eau nette (g)	35,60	85,90	344,60	334,60	300,30
Masse du sol sec (g)	643,00	1184,80	4834,00	4885,20	4844,30
Teneur en eau (%)	5,54	7,25	7,13	6,85	6,20
Masse volumique sèche (kg/m <sup>3</sup> )	2233,72	2290,35	2283,63	2305,38	2283,94

Opérateur : D.Grabundzija

Teneur en eau optimal (%) : 6,78

Date : 2012-05-05

Masse volumique sèche (kg/m<sup>3</sup>) : 2301,84



**Essai Proctor Modifié (Norme BNQ 2501-255)**

Provenance: Carrière Bédard

Source : Gneiss (MG-20)

Courbe : CS

Méthode utilisé : C

Prélevé par : F.P.Drolet - J.P. Bilodeau

Teneur en eau visée (%)	4,00	4,80	5,50	6,00
Masse du moule + sol humide (g)	10524,40	10712,50	10728,90	10699,10
Masse du moule (g)	5685,50	5684,90	5685,50	5685,10
Masse du sol humide (g)	4838,90	5027,60	5043,40	5013,30
Volume du moule (cm <sup>3</sup> )	2124,00	2124,00	2124,00	2124,00
Masse volumique humide (g/cm <sup>3</sup> )	2,28	2,37	2,37	2,36
Masse volumique humide (kg/cm <sup>3</sup> )	2278,20	2367,04	2374,48	2360,31

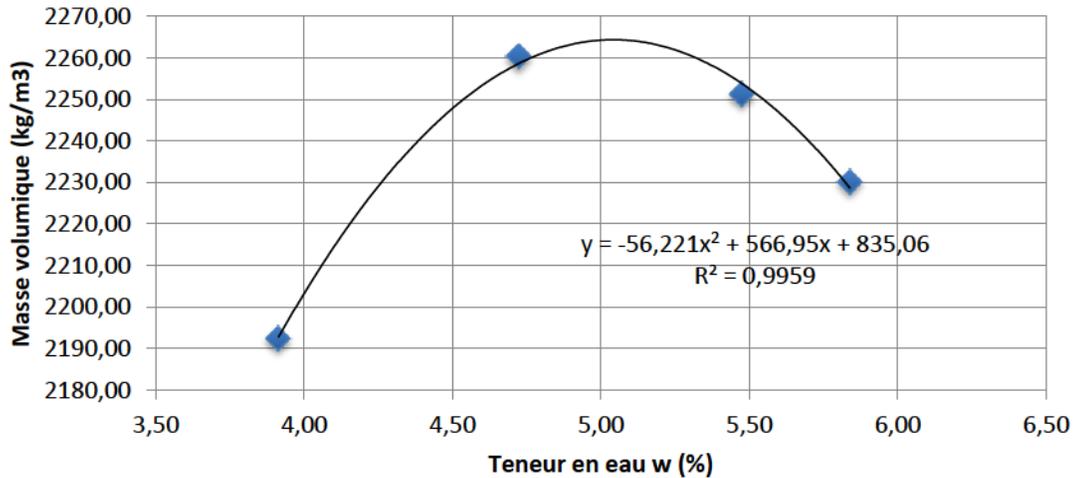
Masse de la tare + sol humide (g)	727,40	6319,70	6179,30	761,80
Masse de la tare + sol sec (g)	706,80	6095,90	5917,70	726,30
Masse de la tare (g)	180,50	1358,00	1141,30	118,30
Masse de l'eau nette (g)	20,60	223,80	261,60	35,50
Masse du sol sec (g)	526,30	4737,90	4776,40	608,00
Teneur en eau (%)	3,91	4,72	5,48	5,84
Masse volumique sèche (kg/m <sup>3</sup> )	2192,39	2260,28	2251,19	2230,10

Opérateur :D.Grabundzija

Teneur en eau optimal (%) : 5,04

Date : 2012-07-12

Masse volumique sèche (kg/m<sup>3</sup>) : 2264,38



**Essai Proctor Modifié (Norme BNQ 2501-255)**

Provenance: Ville de Québec

Source : Sol fin

Courbe : Naturelle

Méthode utilisé : C

Prélevé par : F.P.Drolet

Teneur en eau visée (%)	8	10	14	16	18
Masse du moule + sol humide (g)	6 022,3	6 079,9	6 228,3	6 221,1	6 168,5
Masse du moule (g)	4 254,8	4 254,1	4 253,9	4 254,0	4 253,5
Masse du sol humide (g)	1 767,5	1 825,8	1 974,4	1 967,1	1 915,0
Volume du moule (cm <sup>3</sup> )	943,7	943,7	943,7	943,7	943,7
Masse volumique humide (g/cm <sup>3</sup> )	1,9	1,9	2,1	2,1	2,0
Masse volumique humide (kg/cm <sup>3</sup> )	1 873,0	1 934,7	2 092,2	2 084,5	2 029,3

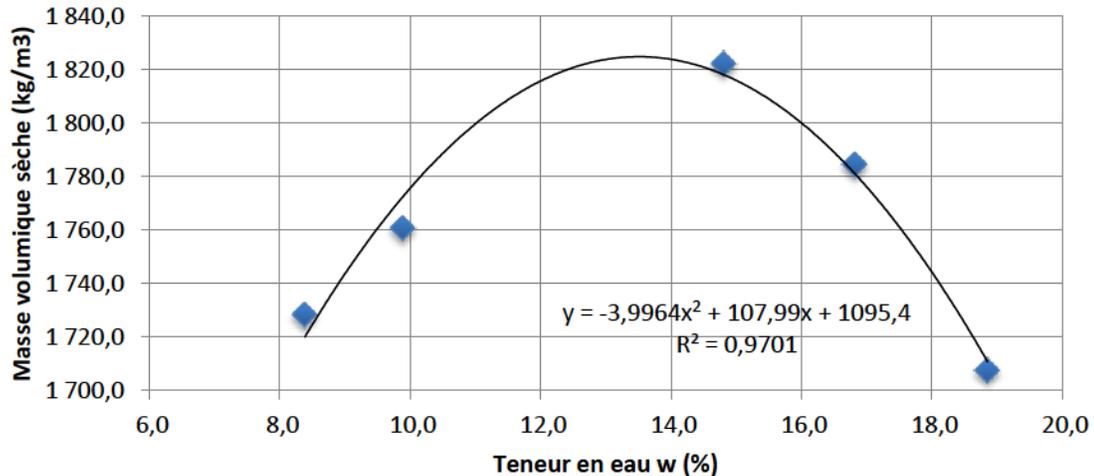
Masse de la tare + sol humide (g)	1 972,2	799,9	2 208,2	2 165,0	2 164,9
Masse de la tare + sol sec (g)	1 835,8	751,2	1 956,8	1 890,9	1 881,2
Masse de la tare (g)	209,5	258,9	260,4	261,3	376,7
Masse de l'eau nette (g)	136,4	48,7	251,4	274,1	283,7
Masse du sol sec (g)	1 626,3	492,3	1 696,4	1 629,6	1 504,5
Teneur en eau (%)	8,4	9,9	14,8	16,8	18,9
Masse volumique sèche (kg/m <sup>3</sup> )	1 728,0	1 760,6	1 822,2	1 784,3	1 707,3

Opérateur : E. Chartrand

Teneur en eau optimal (%) : 13,51

Date : 2013-03-13

Masse volumique sèche (kg/m<sup>3</sup>) : 1824,92



**Essai Proctor Modifié (Norme BNQ 2501-255)**

Provenance: PEB

Source : MG-112

Courbe : Naturelle

Méthode utilisé : C

Prélevé par : F.P.Drolet

Teneur en eau visée (%)	8	10	14	16	18
Masse du moule + sol humide (g)	6 022,3	6 079,9	6 228,3	6 221,1	6 168,5
Masse du moule (g)	4 254,8	4 254,1	4 253,9	4 254,0	4 253,5
Masse du sol humide (g)	1 767,5	1 825,8	1 974,4	1 967,1	1 915,0
Volume du moule (cm <sup>3</sup> )	943,7	943,7	943,7	943,7	943,7
Masse volumique humide (g/cm <sup>3</sup> )	1,9	1,9	2,1	2,1	2,0
Masse volumique humide (kg/cm <sup>3</sup> )	1 873,0	1 934,7	2 092,2	2 084,5	2 029,3

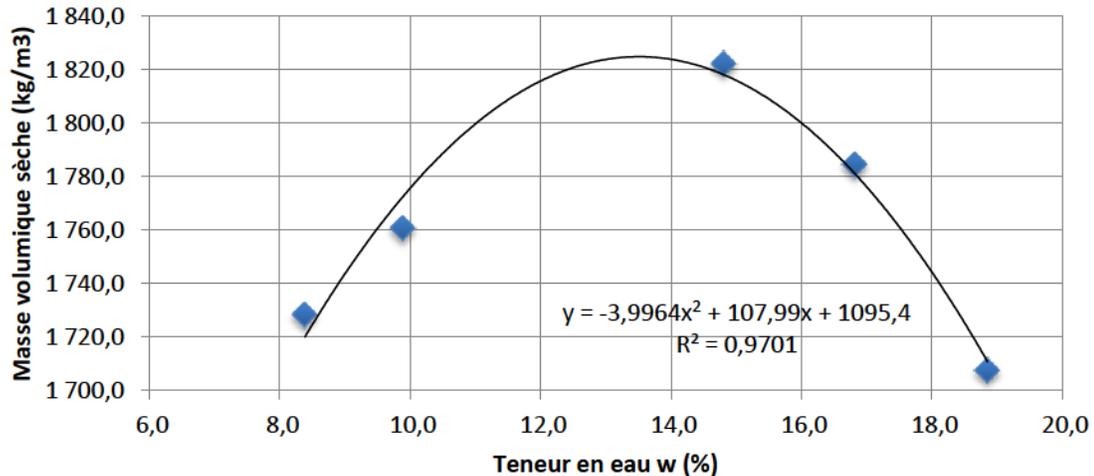
Masse de la tare + sol humide (g)	1 972,2	799,9	2 208,2	2 165,0	2 164,9
Masse de la tare + sol sec (g)	1 835,8	751,2	1 956,8	1 890,9	1 881,2
Masse de la tare (g)	209,5	258,9	260,4	261,3	376,7
Masse de l'eau nette (g)	136,4	48,7	251,4	274,1	283,7
Masse du sol sec (g)	1 626,3	492,3	1 696,4	1 629,6	1 504,5
Teneur en eau (%)	8,4	9,9	14,8	16,8	18,9
Masse volumique sèche (kg/m <sup>3</sup> )	1 728,0	1 760,6	1 822,2	1 784,3	1 707,3

Opérateur : E. Chartrand

Teneur en eau optimal (%) : 13,51

Date : 2013-03-13

Masse volumique sèche (kg/m<sup>3</sup>) : 1824,92



**Essai Proctor Modifié (Norme BNQ 2501-255)**

Provenance: Carrière Union

Source : Calcaire (MG-20)

Courbe : Naturelle

Méthode utilisé : C

Prélevé par : F.P.Drolet

Teneur en eau visée (%)	3	3,75	4,5	5,5	6
Masse du moule + sol humide (g)	10 300,9	10 438,7	10 548,8	10 524,2	10 545,6
Masse du moule (g)	5 679,9	5 679,4	5 679,5	5 679,4	5 679,7
Masse du sol humide (g)	4 621,0	4 759,3	4 869,3	4 844,8	4 865,9
Volume du moule (cm3)	2 124,0	2 124,0	2 124,0	2 124,0	2 124,0
Masse volumique humide (g/cm3)	2,18	2,24	2,29	2,28	2,29
Masse volumique humide (kg/cm3)	2 175,61	2 240,73	2 292,51	2 280,98	2 290,91

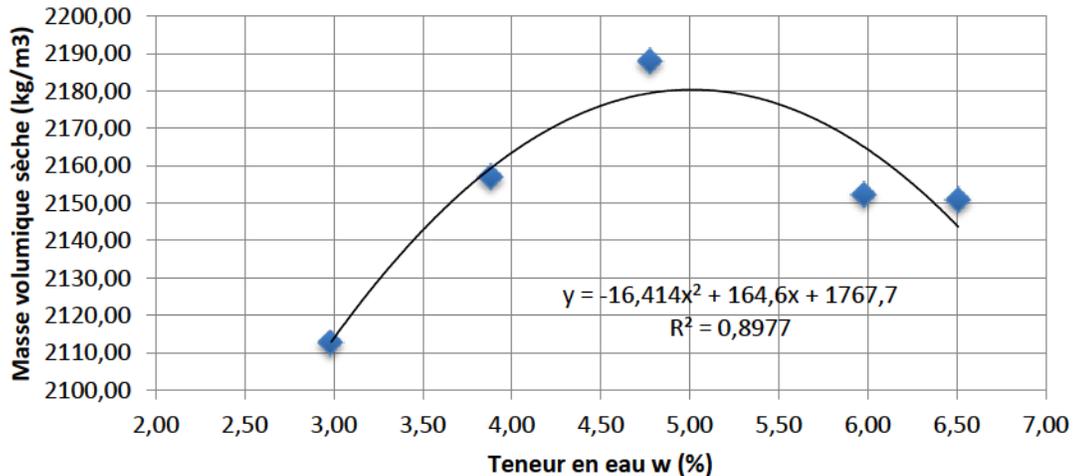
Masse de la tare + sol humide (g)	4829,9	4993,3	5110,8	5206,2	5217,3
Masse de la tare + sol sec (g)	4696,4	4816,1	4889,3	4933,7	4920,7
Masse de la tare (g)	225,5	254,1	254,6	376,7	364,9
Masse de l'eau nette (g)	133,5	177,2	221,5	272,5	296,6
Masse du sol sec (g)	4470,9	4562	4634,7	4557	4555,8
Teneur en eau (%)	2,99	3,88	4,78	5,98	6,51
Masse volumique sèche (kg/m3)	2112,53	2156,94	2187,95	2152,28	2150,88

Opérateur : E. Chartrand

Teneur en eau optimal (%) : 5,01

Date : 2013-03-13

Masse volumique sèche (kg/m<sup>3</sup>) : 2180,35



### Essai de sédimentation

BNQ 2501-025  
Analyse granulométrique  
des sols inorganiques



Projet Impacts des changement climatiques sur les chaussées du réseau routier québécois  
Volet 2: Cycle de gel dégel  
Client Ouranos, MTQ  
Source Carrière Union #1  
Type Calcaire CN  
Fraction Passant 2 mm  
Par Samuel Senneville  
Date 03-juil-12

Temps (min)	T (°C)	Hydromètre			H' (cm)	D (mm)	P (%)	P' (%)
		Ri	C	R				
2	24	8,5	3,81	4,69	14,9	0,0355	9,24	3,00
5	24	8	3,81	4,19	15	0,0225	8,26	2,68
15	23,5	6,5	3,98125	2,51875	15,25	0,0132	4,96	1,61
30	23,5	6	3,98125	2,01875	15,25	0,0093	3,98	1,29
60	23	6	4,1525	1,8475	15,3	0,0066	3,64	1,18
120	23	5	4,1525	0,8475	15,5	0,0047	1,67	0,54
240	23	5	4,1525	0,8475	15,5	0,0033	1,67	0,54
480	23	5	4,1525	0,8475	15,6	0,0024	1,67	0,54
1440	21,5	5	4,66625	0,33375	15,5	0,0014	0,66	0,21

Moyenne		
Tamis (mm)	P (%)	P' (%)
2,0000	100,00	32,50
0,0350	12,37	4,02
0,0223	10,30	3,35
0,0130	7,55	2,45
0,0093	6,23	2,03
0,0066	5,42	1,76
0,0047	3,62	1,18
0,0033	3,62	1,18
0,0024	3,62	1,18
0,0014	2,70	0,88

### Essai de sédimentation

BNQ 2501-025  
Analyse granulométrique  
des sols inorganiques



Projet Impacts des changement climatiques sur les chaussées du réseau routier québécois  
Volet 2: Cycle de gel dégel  
Client Ouranos, MTQ  
Source Carrière Union #2  
Type Calcaire CN  
Fraction Passant 2 mm  
Par Samuel Senneville  
Date 03-juil-12

Temps (min)	T (°C)	Hydromètre			H' (cm)	D (mm)	P (%)	P' (%)
		Ri	C	R				
2	24,5	11,5	3,63875	7,86125	14,4	0,0347	13,43	4,36
5	24,5	9,5	3,63875	5,86125	14,75	0,0222	10,01	3,25
15	24	8	3,81	4,19	15	0,0130	7,16	2,33
30	24	7,5	3,81	3,69	15,1	0,0092	6,30	2,05
60	23,5	7,5	3,98125	3,51875	15,1	0,0066	6,01	1,95
120	23	6	4,1525	1,8475	15,3	0,0047	3,16	1,03
240	23	6	4,1525	1,8475	15,3	0,0033	3,16	1,03
480	23	6	4,1525	1,8475	15,3	0,0023	3,16	1,03
1440	21,5	6	4,66625	1,33375	15,3	0,0014	2,28	0,74

### Essai de sédimentation

BNQ 2501-025  
Analyse granulométrique  
des sols inorganiques



Projet Impacts des changement climatiques sur les chaussées du réseau routier québécois  
Volet 2: Cycle de gel dégel  
Client Ouranos, MTQ  
Source Carrière Union #3  
Type Calcaire CN  
Fraction Passant 2 mm  
Par Samuel Senneville  
Date 03-juil-12

Temps (min)	T (°C)	Hydromètre			H' (cm)	D (mm)	P (%)	P' (%)
		Ri	C	R				
2	25	10	2,0485	7,9515	14,7	0,0348	14,45	4,70
5	25	9	2,0485	6,9515	14,8	0,0221	12,63	4,10
15	24,5	8	2,2063	5,7937	15	0,0129	10,53	3,42
30	24	7	2,3641	4,6359	15,2	0,0093	8,42	2,74
60	24	6	2,3641	3,6359	15,3	0,0066	6,61	2,15
120	23	6	2,6797	3,3203	15,3	0,0047	6,03	1,96
240	23	6	2,6797	3,3203	15,3	0,0033	6,03	1,96
480	23	6	2,6797	3,3203	15,3	0,0023	6,03	1,96
1440	21,5	6	3,1531	2,8469	15,3	0,0014	5,17	1,68

**Essai de sédimentation**

BNQ 2501-025  
Analyse granulométrique  
des sols inorganiques



Projet Impacts des changement climatiques sur les chaussées du réseau routier québécois  
Volet 2: Cycle de gel dégel  
Client Ouranos, MTQ  
Source Carrière Union #1  
Type Calcaire CI  
Fraction Passant 2 mm  
Par Samuel Senneville  
Date 31-juil-12

Temps (min)	T (°C)	Hydromètre			H' (cm)	D (mm)	P (%)	P' (%)
		Ri	C	R				
2	25	6	2,2	3,8	15,3	0,0355	7,63	1,79
5	25	5	2,2	2,8	15,5	0,0226	5,62	1,32
15	24,5	4	2,3	1,7	15,6	0,0132	3,41	0,80
30	24	4	2,5	1,5	15,6	0,0094	3,01	0,71
60	24	4	2,5	1,5	15,6	0,0066	3,01	0,71
120	24	3	2,5	0,5	15,8	0,0047	1,00	0,24
240	23,5	3	2,6	0,4	15,8	0,0034	0,80	0,19
480	23,5	3	2,6	0,4	15,8	0,0024	0,80	0,19
1440	23	2,5	2,8	-0,3	15,9	0,0014	-0,60	-0,14

Moyenne		
Tamis (mm)	P (%)	P' (%)
2,0000	100,00	23,50
0,0354	8,50	2,00
0,0225	6,49	1,53
0,0131	4,68	1,10
0,0093	4,22	0,99
0,0066	2,74	0,64
0,0047	1,34	0,31
0,0033	1,20	0,28
0,0024	1,27	0,30
0,0014	-0,27	-0,06

**Essai de sédimentation**

BNQ 2501-025  
Analyse granulométrique  
des sols inorganiques



Projet Impacts des changement climatiques sur les chaussées du réseau routier québécois  
Volet 2: Cycle de gel dégel  
Client Ouranos, MTQ  
Source Carrière Union #2  
Type Calcaire CI  
Fraction Passant 2 mm  
Par Samuel Senneville  
Date 31-juil-12

Temps (min)	T (°C)	Hydromètre			H' (cm)	D (mm)	P (%)	P' (%)
		Ri	C	R				
2	25	6	2,2	3,8	15,3	0,0355	7,68	1,80
5	25	5	2,2	2,8	15,5	0,0226	5,66	1,33
15	25	4	2,2	1,8	15,6	0,0131	3,64	0,85
30	25	4	2,2	1,8	15,6	0,0093	3,64	0,85
60	25	3	2,2	0,8	15,8	0,0066	1,62	0,38
120	24	3	2,5	0,5	15,8	0,0047	1,01	0,24
240	24	3	2,5	0,5	15,8	0,0033	1,01	0,24
480	24	3	2,5	0,5	15,8	0,0024	1,01	0,24
1440	23	2,5	2,8	-0,3	15,9	0,0014	-0,61	-0,14

**Essai de sédimentation**

BNQ 2501-025  
Analyse granulométrique  
des sols inorganiques



Projet Impacts des changement climatiques sur les chaussées du réseau routier québécois  
Volet 2: Cycle de gel dégel  
Client Ouranos, MTQ  
Source Carrière Union #3  
Type Calcaire CI  
Fraction Passant 2 mm  
Par Samuel Senneville  
Date 31-juil-12

Temps (min)	T (°C)	Hydromètre			H' (cm)	D (mm)	P (%)	P' (%)
		Ri	C	R				
2	26	7	1,9	5,1	15,2	0,0352	10,21	2,40
5	26	6	1,9	4,1	15,3	0,0224	8,21	1,93
15	25,5	5,5	2	3,5	15,4	0,0130	7,01	1,65
30	25,5	5	2	3	15,5	0,0092	6,00	1,41
60	25	4	2,2	1,8	15,6	0,0066	3,60	0,85
120	24	3,5	2,5	1	15,7	0,0047	2,00	0,47
240	23,5	3,5	2,6	0,9	15,7	0,0033	1,80	0,42
480	24	3,5	2,5	1	15,7	0,0024	2,00	0,47
1440	23	3	2,8	0,2	15,8	0,0014	0,40	0,09

**Essai de sédimentation**

BNQ 2501-025  
Analyse granulométrique  
des sols inorganiques



Projet Impacts des changement climatiques sur les chaussées du réseau routier québécois  
Volet 2: Cycle de gel dégel  
Client Ouranos, MTQ  
Source Carrière Union #1  
Type Calcaire CS  
Fraction Passant 2 mm  
Par Samuel Senneville  
Date 10-juil-12

Temps (min)	T (°C)	Hydromètre			H' (cm)	D (mm)	P (%)	P' (%)
		Ri	C	R				
2	24,5	6	3,63875	2,36125	15,3	0,0358	4,73	2,13
5	24,5	6	3,63875	2,36125	15,3	0,0226	4,73	2,13
15	24,5	5	3,63875	1,36125	15,5	0,0131	2,73	1,23
30	24,5	5	3,63875	1,36125	15,5	0,0093	2,73	1,23
60	24	5	3,81	1,19	15,5	0,0066	2,39	1,07
120	23	5	4,1525	0,8475	15,5	0,0047	1,70	0,76
240	23	5	4,1525	0,8475	15,5	0,0033	1,70	0,76
480	23	5	4,1525	0,8475	15,5	0,0024	1,70	0,76
1440	22,5	4,5	4,32375	0,17625	15,55	0,0014	0,35	0,16

Moyenne		
Tamis (mm)	P (%)	P' (%)
2,0000	100,00	45,50
0,0356	4,97	2,24
0,0225	4,63	2,08
0,0131	3,30	1,48
0,0093	2,62	1,18
0,0066	2,39	1,07
0,0047	1,70	0,77
0,0033	1,70	0,77
0,0024	1,70	0,77
0,0014	1,25	0,58

**Essai de sédimentation**

BNQ 2501-025  
Analyse granulométrique  
des sols inorganiques



Projet Impacts des changement climatiques sur les chaussées du réseau routier québécois  
Volet 2: Cycle de gel dégel  
Client Ouranos, MTQ  
Source Carrière Union #2  
Type Calcaire CS  
Fraction Passant 2 mm  
Par Samuel Senneville  
Date 10-juil-12

Temps (min)	T (°C)	Hydromètre			H' (cm)	D (mm)	P (%)	P' (%)
		Ri	C	R				
2	25	6	3,4675	2,5325	15,3	0,0355	5,08	2,29
5	25	5,5	3,4675	2,0325	15,4	0,0226	4,08	1,84
15	25	5	3,4675	1,5325	15,5	0,0131	3,07	1,38
30	24,5	5	3,63875	1,36125	15,5	0,0093	2,73	1,23
60	24	5	3,81	1,19	15,5	0,0066	2,39	1,07
120	23	5	4,1525	0,8475	15,5	0,0047	1,70	0,77
240	23	5	4,1525	0,8475	15,5	0,0033	1,70	0,77
480	23	5	4,1525	0,8475	15,5	0,0024	1,70	0,77
1440	23	5	4,1525	0,8475	15,5	0,0014	1,70	0,77

**Essai de sédimentation**

BNQ 2501-025  
Analyse granulométrique  
des sols inorganiques



Projet Impacts des changement climatiques sur les chaussées du réseau routier québécois  
Volet 2: Cycle de gel dégel  
Client Ouranos, MTQ  
Source Carrière Union #3  
Type Calcaire CS  
Fraction Passant 2 mm  
Par Samuel Senneville  
Date 10-juil-12

Temps (min)	T (°C)	Hydromètre			H' (cm)	D (mm)	P (%)	P' (%)
		Ri	C	R				
2	25	6	3,4675	2,5325	15,3	0,0355	5,09	2,29
5	25	6	3,4675	2,5325	15,3	0,0225	5,09	2,29
15	25	5,5	3,4675	2,0325	15,4	0,0130	4,08	1,84
30	24	5	3,81	1,19	15,5	0,0093	2,39	1,08
60	24	5	3,81	1,19	15,5	0,0066	2,39	1,08
120	23	5	4,1525	0,8475	15,5	0,0047	1,70	0,77
240	23	5	4,1525	0,8475	15,5	0,0033	1,70	0,77
480	23	5	4,1525	0,8475	15,5	0,0024	1,70	0,77
1440	23	5	4,1525	0,8475	15,5	0,0014	1,70	0,77

BNQ 2501-025  
Analyse granulométrique  
des sols inorganiques

**Essai de sédimentation**



Projet Impacts des changement climatiques sur les chaussées du réseau routier québécois  
Volet 2: Cycle de gel dégel  
Client Ouranos, MTQ  
Source Bédard #1  
Type Gneiss granitique CS  
Fraction Passant 2 mm  
Par Samuel Senneville  
Date 24-juil-12

Temps (min)	T (°C)	Hydromètre			H' (cm)	D (mm)	P (%)	P' (%)
		Ri	C	R				
2	26	7	1,9	5,1	15,2	0,0352	10,24	4,56
5	26	6	1,9	4,1	15,3	0,0224	8,23	3,66
15	26	5	1,9	3,1	15,5	0,0130	6,22	2,77
30	25	4,5	2,2	2,3	15,55	0,0093	4,62	2,06
60	25	4,5	2,2	2,3	15,55	0,0065	4,62	2,06
120	24	4,5	2,5	2	15,55	0,0047	4,02	1,79
240	24	4,5	2,5	2	15,55	0,0033	4,02	1,79
480	23,5	4	2,6	1,4	15,6	0,0024	2,81	1,25
1440	23	4	2,8	1,2	15,6	0,0014	2,41	1,07

Moyenne		
Tamis (mm)	P (%)	P' (%)
2,0000	100,00	44,50
0,0352	10,56	4,70
0,0223	8,55	3,81
0,0130	6,55	2,91
0,0092	4,95	2,20
0,0065	4,95	2,20
0,0047	3,68	1,64
0,0033	3,34	1,49
0,0023	2,94	1,31
0,0014	2,07	0,92

BNQ 2501-025  
Analyse granulométrique  
des sols inorganiques

**Essai de sédimentation**



Projet Impacts des changement climatiques sur les chaussées du réseau routier québécois  
Volet 2: Cycle de gel dégel  
Client Ouranos, MTQ  
Source Bédard #2  
Type Gneiss granitique CS  
Fraction Passant 2 mm  
Par Samuel Senneville  
Date 24-juil-12

Temps (min)	T (°C)	Hydromètre			H' (cm)	D (mm)	P (%)	P' (%)
		Ri	C	R				
2	26	7,5	1,9	5,6	15,1	0,0351	11,21	4,99
5	26	6,5	1,9	4,6	15,25	0,0223	9,21	4,10
15	26	5,5	1,9	3,6	15,4	0,0129	7,20	3,21
30	25	4,5	2,2	2,3	15,55	0,0093	4,60	2,05
60	25	4,5	2,2	2,3	15,5	0,0065	4,60	2,05
120	24	4,5	2,5	2	15,55	0,0047	4,00	1,78
240	24	4	2,5	1,5	15,6	0,0033	3,00	1,34
480	24	4	2,5	1,5	15,6	0,0023	3,00	1,34
1440	23	3,5	2,8	0,7	15,7	0,0014	1,40	0,62

BNQ 2501-025  
Analyse granulométrique  
des sols inorganiques

**Essai de sédimentation**



Projet Impacts des changement climatiques sur les chaussées du réseau routier québécois  
Volet 2: Cycle de gel dégel  
Client Ouranos, MTQ  
Source Bédard #3  
Type Gneiss granitique CS  
Fraction Passant 2 mm  
Par Samuel Senneville  
Date 24-juil-12

Temps (min)	T (°C)	Hydromètre			H' (cm)	D (mm)	P (%)	P' (%)
		Ri	C	R				
2	26	7	1,9	5,1	15,2	0,0352	10,23	4,55
5	26	6	1,9	4,1	15,3	0,0224	8,23	3,66
15	26	5	1,9	3,1	15,5	0,0130	6,22	2,77
30	25	5	2,2	2,8	15,5	0,0092	5,62	2,50
60	25	5	2,2	2,8	15,5	0,0065	5,62	2,50
120	24	4	2,5	1,5	15,6	0,0047	3,01	1,34
240	24	4	2,5	1,5	15,6	0,0033	3,01	1,34
480	24	4	2,5	1,5	15,6	0,0023	3,01	1,34
1440	23	4	2,8	1,2	15,6	0,0014	2,41	1,07

BNQ 2501-025  
Analyse granulométrique  
des sols inorganiques

**Essai de sédimentation**



Projet Impacts des changement climatiques sur les chaussées du réseau routier québécois  
Volet 2: Cycle de gel dégel  
Client Ouranos, MTQ  
Source Ray-car #1  
Type Basalte  
Fraction Passant 400 um  
Par Samuel Senneville  
Date 31-juil-12

Temps (min)	T (°C)	Hydromètre			H' (cm)	D (mm)	P (%)	P' (%)
		Ri	C	R				
2	26	5	2,59	2,41	15,5	0,0356	5,21	2,32
5	26	5	2,59	2,41	15,5	0,0225	5,21	2,32
15	25,5	4,5	2,76	1,74	15,55	0,0130	3,76	1,67
30	25	4,5	2,94	1,56	15,55	0,0093	3,37	1,50
60	25	4,5	2,94	1,56	15,55	0,0065	3,37	1,50
120	24,5	4	3,12	0,88	15,6	0,0047	1,90	0,85
240	24	4	3,29	0,71	15,6	0,0033	1,54	0,68
480	24	3,5	3,29	0,21	15,7	0,0024	0,45	0,20
1440	23	3,5	3,65	-0,15	15,7	0,0014	-0,32	-0,14

Moyenne		
Tamis (mm)	P (%)	P' (%)
2,0000	100,00	44,50
0,0356	5,25	2,34
0,0225	4,70	2,09
0,0130	3,43	1,53
0,0092	3,05	1,36
0,0065	2,85	1,27
0,0047	1,92	0,85
0,0033	1,55	0,69
0,0023	1,01	0,45
0,0014	0,22	0,10

BNQ 2501-025  
Analyse granulométrique  
des sols inorganiques

**Essai de sédimentation**



Projet Impacts des changement climatiques sur les chaussées du réseau routier québécois  
Volet 2: Cycle de gel dégel  
Client Ouranos, MTQ  
Source Ray-car #2  
Type Basalte  
Fraction Passant 400 um  
Par Samuel Senneville  
Date 31-juil-12

Temps (min)	T (°C)	Hydromètre			H' (cm)	D (mm)	P (%)	P' (%)
		Ri	C	R				
2	26	6	2,59	3,41	15,3	0,0353	7,36	3,28
5	26	5	2,59	2,41	15,5	0,0225	5,20	2,32
15	26	5	2,59	2,41	15,5	0,0130	5,20	2,32
30	25,5	4,5	2,76	1,74	15,55	0,0092	3,76	1,67
60	25	4	2,94	1,06	15,6	0,0066	2,29	1,02
120	24,5	3,5	3,12	0,38	15,7	0,0047	0,82	0,37
240	24	4,5	3,29	1,21	15,55	0,0033	2,61	1,16
480	24	4	3,29	0,71	15,6	0,0023	1,53	0,68
1440	23	4	3,65	0,35	15,6	0,0014	0,76	0,34

BNQ 2501-025  
Analyse granulométrique  
des sols inorganiques

**Essai de sédimentation**



Projet Impacts des changement climatiques sur les chaussées du réseau routier québécois  
Volet 2: Cycle de gel dégel  
Client Ouranos, MTQ  
Source Ray-car #3  
Type Basalte  
Fraction Passant 400 um  
Par Samuel Senneville  
Date 31-juil-12

Temps (min)	T (°C)	Hydromètre			H' (cm)	D (mm)	P (%)	P' (%)
		Ri	C	R				
2	26	5	2,59	2,41	15,5	0,0356	5,29	2,35
5	26	4,5	2,59	1,91	15,55	0,0225	4,19	1,86
15	26	4	2,59	1,41	15,6	0,0130	3,09	1,38
30	25,5	4	2,76	1,24	15,6	0,0092	2,72	1,21
60	25	4	2,94	1,06	15,6	0,0066	2,33	1,03
120	24,5	4	3,12	0,88	15,6	0,0047	1,93	0,86
240	24	4	3,29	0,71	15,6	0,0033	1,56	0,69
480	24	4	3,29	0,71	15,6	0,0023	1,56	0,69
1440	23	4	3,65	0,35	15,6	0,0014	0,77	0,34

**Essai de sédimentation**

BNQ 2501-025  
Analyse granulométrique  
des sols inorganiques



Projet Impacts des changements climatiques sur les chaussées du réseau routier québécois  
Volet 2: Cycle de gel dégel  
Essai Simulateur de charge roulante  
Client Ouranos, MTO  
Source Ville de Québec  
Type Sol-infrastructure  
Fraction Passant 80 mm  
Par Emmanuel Fortin-Chartran  
Date 01-mars-14

Temps (min)	T (°C)	Hydromètre			H' (cm)	D (mm)	P (%)	P' (%)
		Ri	C	R				
0,5	22	37,5	3,1	34,4	15,3	0,0719	68,08	39,95
1	22	33	3,1	29,9	15,3	0,0506	59,17	34,73
2	22	29,5	3,1	26,4	15,3	0,0355	52,25	30,66
5	22	24,5	3,1	21,4	15,5	0,0226	42,35	24,86
15	22	20	3,1	16,9	15,6	0,0132	33,45	19,63
30	22	16	3,1	12,9	15,6	0,0094	25,53	14,98
60	22	13	3,1	9,9	15,6	0,0066	19,59	11,50
120	22	11	3,1	7,9	15,8	0,0047	15,63	9,18
240	22	9,5	3,1	6,4	15,8	0,0034	12,67	7,43
480	22	8,5	3,1	5,4	15,8	0,0024	10,6866	6,2720
1440	22	7,5	3,1	4,4	15,9	0,0014	8,7076	5,1105

Moyenne		
Tamis (mm)	P (%)	P' (%)
0,0719	68,33	40,10
0,0506	60,93	35,76
0,0355	52,55	30,84
0,0226	42,20	24,77
0,0131	34,31	20,14
0,0093	24,95	14,64
0,0066	19,52	11,46
0,0047	15,58	9,14
0,0033	12,13	7,12
0,0024	10,65	6,25

BNQ 2501-025  
Analyse granulométrique  
des sols inorganiques



Projet Impacts des changements climatiques sur les chaussées du réseau routier québécois  
Volet 2: Cycle de gel dégel  
Essai Simulateur de charge roulante  
Client Ouranos, MTO  
Source Ville de Québec  
Type Sol-infrastructure  
Fraction Passant 80 mm  
Par Emmanuel Fortin-Chartran  
Date 01-mars-14

Temps (min)	T (°C)	Hydromètre			H' (cm)	D (mm)	P (%)	P' (%)
		Ri	C	R				
0,5	22	38	3,1	34,9	15,3	0,0719	68,58	40,25
1	22	35	3,1	31,9	15,3	0,0506	62,69	36,79
2	22	30	3,1	26,9	15,3	0,0355	52,86	31,02
5	22	24,5	3,1	21,4	15,5	0,0226	42,05	24,68
15	22	21	3,1	17,9	15,6	0,0131	35,18	20,64
30	22	15,5	3,1	12,4	15,6	0,0093	24,37	14,30
60	22	13	3,1	9,9	15,8	0,0066	19,45	11,42
120	22	11	3,1	7,9	15,8	0,0047	15,52	9,11
240	22	9	3,1	5,9	15,8	0,0033	11,59	6,80
480	22	8,5	3,1	5,4	15,8	0,0024	10,6115	6,2279
1440	22	7,5	3,1	4,4	15,9	0,0014	8,6464	5,0746

## Valeur au bleu

**Matériau :** Calcaire CN  
**Opérateur :** F.P.Drolet  
**Date :** 2012-08-01

Temps de trempage dans l'eau respecté.	
pH initial :	7,5
Quantité eau utilisée (ml) :	100,00
Date bleu méthylène :	18-juil
Préparation sol :	tamis 400 $\mu\text{m}$
Sable pollué (g) :	50 à 120
Détermination de la teneur en eau	
Masse sol humide (g) :	75,06
Masse sol sec (g) :	74,78
Masse de la tare (g) :	38,1
Teneur en eau (%) :	0,37
Détermination de la valeur au bleu	
Masse humide de l'échantillon (g) :	75,06
Masse sèche de l'échantillon (g) :	74,78
Dosage au bleu (solution 10 g/L eau) (ml) :	36,70
Valeur au bleu (VB) :	0,49
% passant de l'analyse granulométrique au tamis 400 $\mu\text{m}$ :	0,13
Valeur au bleu corrigé	0,061
Surface spécifique (g/cm <sup>3</sup> ) :	2,78

**Matériau :** Calcaire CS  
**Opérateur :** F.P.Drolet  
**Date :** 2012-07-11

Temps de trempage dans l'eau respecté.	
pH initial :	7,5
Quantité eau utilisée (ml) :	100,04
Date bleu méthylène :	03-juil
Préparation sol :	tamis 400 $\mu\text{m}$
Sable pollué (g) :	50 à 120
Détermination de la teneur en eau	
Masse sol humide (g) :	91,02
Masse sol sec (g) :	90,65
Masse de la tare (g) :	20,72
Teneur en eau (%) :	0,53
Détermination de la valeur au bleu	
Masse humide de l'échantillon (g) :	80,92
Masse sèche de l'échantillon (g) :	80,49
Dosage au bleu (solution 10 g/L eau) (ml) :	47,00
Valeur au bleu (VB) :	0,58
% passant de l'analyse granulométrique au tamis 400 $\mu\text{m}$ :	0,20
Valeur au bleu corrigé	0,119
Surface spécifique (g/cm <sup>3</sup> ) :	7,22

## Valeur au bleu

**Matériau :** Calcaire CI  
**Opérateur :** F.P.Drolet  
**Date :** 2012-07-24

Temps de trempage dans l'eau respecté.	
pH initial :	8,0
Quantité eau utilisée (ml) :	100,01
Date bleu méthylène :	18-juil
Préparation sol :	tamis 400 µm
Sable pollué (g) :	50 à 120
Détermination de la teneur en eau	
Masse sol humide (g) :	58,89
Masse sol sec (g) :	58,65
Masse de la tare (g) :	18,71
Teneur en eau (%) :	0,60
Détermination de la valeur au bleu	
Masse humide de l'échantillon (g) :	70,18
Masse sèche de l'échantillon (g) :	69,76
Dosage au bleu (solution 10 g/L eau) (ml) :	20,60
Valeur au bleu (VB) :	0,30
% passant de l'analyse granulométrique au tamis 400 µm :	0,11
Valeur au bleu corrigé	0,031
Surface spécifique (g/cm <sup>3</sup> ) :	3,42

**Matériau :** Gneiss CS  
**Opérateur :** F.P.Drolet  
**Date :** 2012-07-11

Temps de trempage dans l'eau respecté.	
pH initial :	7,0
Quantité eau utilisée (ml) :	100,04
Date bleu méthylène :	18-juil
Préparation sol :	tamis 400 µm
Sable pollué (g) :	50 à 120
Détermination de la teneur en eau	
Masse sol humide (g) :	119,76
Masse sol sec (g) :	119,56
Masse de la tare (g) :	18,71
Teneur en eau (%) :	0,20
Détermination de la valeur au bleu	
Masse humide de l'échantillon (g) :	89,64
Masse sèche de l'échantillon (g) :	89,46
Dosage au bleu (solution 10 g/L eau) (ml) :	5,90
Valeur au bleu (VB) :	0,07
% passant de l'analyse granulométrique au tamis 400 µm :	0,21
Valeur au bleu corrigé	0,014
Surface spécifique (g/cm <sup>3</sup> ) :	0,87

## Valeur au bleu

Matériau : Basalte CS

Opérateur : F.P.Drolet

Date : 2012-07-25

Temps de trempage dans l'eau respecté.	
pH initial :	8,0
Quantité eau utilisée (ml) :	100,01
Date bleu méthylène :	18-juil
Préparation sol :	tamis 400 $\mu\text{m}$
Sable pollué (g) :	50 à 120
Détermination de la teneur en eau	
Masse sol humide (g) :	87,94
Masse sol sec (g) :	87,49
Masse de la tare (g) :	17,75
Teneur en eau (%) :	0,65
Détermination de la valeur au bleu	
Masse humide de l'échantillon (g) :	104,24
Masse sèche de l'échantillon (g) :	103,57
Dosage au bleu (solution 10 g/L eau) (ml) :	29,50
Valeur au bleu (VB) :	0,28
% passant de l'analyse granulométrique au tamis 400 $\mu\text{m}$ :	0,23
Valeur au bleu corrigé	0,066
Surface spécifique ( $\text{g}/\text{cm}^3$ ) :	4,52

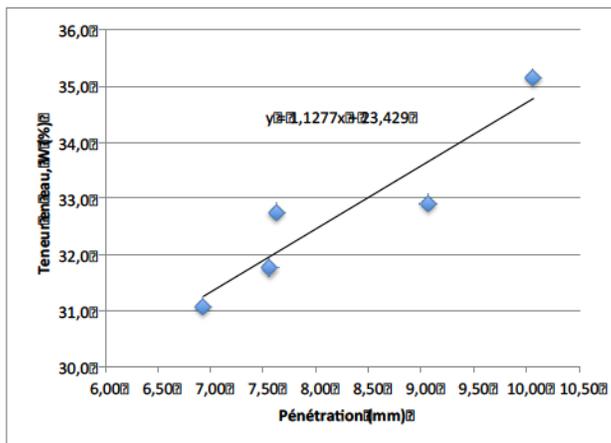
## Limite de consistance (Norme BNQ)

**Projet:** Impacts des changements climatiques sur les chaussées du réseau routier québécois - Volet 2: Cycle de gel/dégel  
**Essai:** Simulateur de charge roulante  
**Provenance:** Sol d'infrastructure  
**Prélevé par:** F.P.Drolet  
**Date:** mars-13



Tare	Limite de liquidité				
	1	2	3	4	5
M <sub>are</sub> Sol hum (g)	25,7	20,4	23,4	37,9	22
M <sub>are</sub> Sol sec (g)	19,3	15,8	18	32,2	16,8
M <sub>are</sub> (g)	1,1	1	1	14,8	1
M <sub>eau</sub> (g)	6,4	4,6	5,4	5,7	5,2
W <sub>l</sub> (%)	35,2	31,1	31,8	32,8	32,9
Pénétration (mm)	10,1	6,9	7,6	7,6	9,1
Opérateur	F.P.Drolet				

Échantillon	Limite de plasticité	
	1	2
M <sub>are</sub> Sol h	34	17,3
M <sub>are</sub> Sol sec	31,1	14,7
M <sub>are</sub>	18,8	3,9
M <sub>eau</sub>	2,9	2,6
W <sub>p</sub> (%)	23,58	24,07
moyenne	23,83	
Écart	0,50	
Écart (%)	2,09	< 5%
Opérateur	F.P.Drolet	



W <sub>l</sub> (%)	34,71
W <sub>p</sub> (%)	23,83

## **Annexe J : Résultats essais triaxiaux**

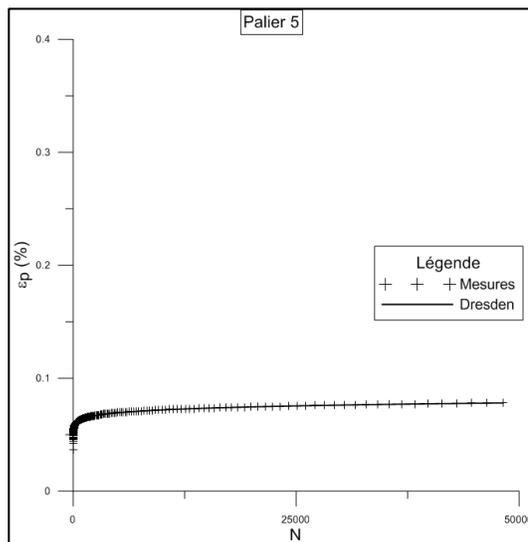
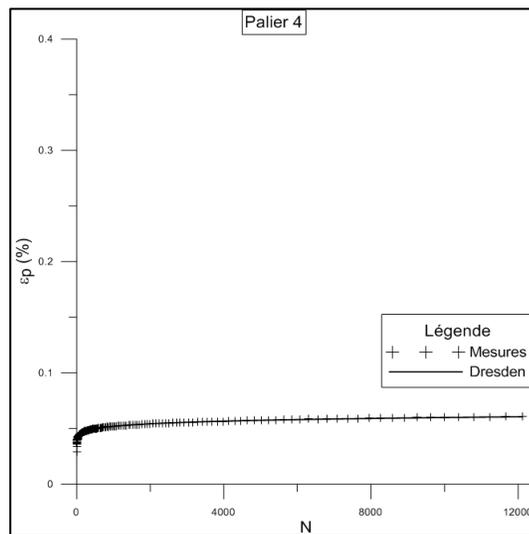
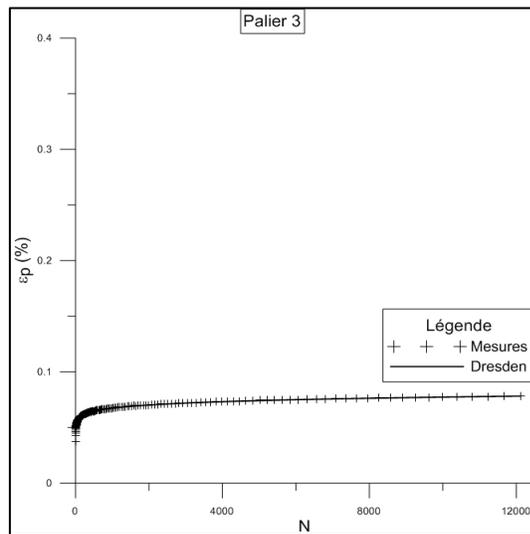
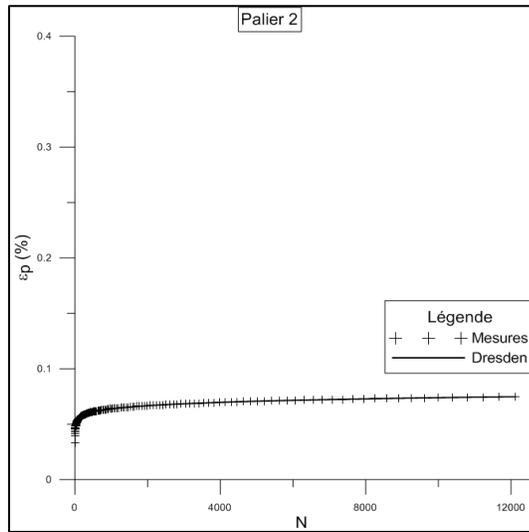
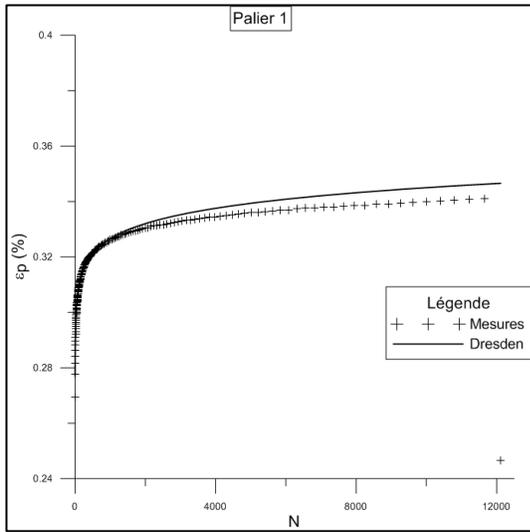
Date 23-oct-13 Courbe granulométrique CI  
 Source Calcaire Opérateur François.P.Drolet

Paramètre du matériel		Dimension de l'échantillon	
Masse du moule + 2 papiers filtre + 1 geotextile	14 833,0	Diamètre (m)	0,152
Masse du moule + sol humide	27 503,6	Hauteur (m)	0,300
Masse du sol humide	12 670,6	Volume (m <sup>3</sup> )	0,00547244
Masse du sol sec	12 252,5		
Masse de l'eau	418,1		

Masse volumique sèche optimale ( $\rho_{opt}$ )		Vérification de la teneur en eau (w)	
$\rho_{dopt}$ (kg/m <sup>3</sup> )	2 228,0	Masse tare (g)	179,6
$\rho_d$ obtenu (kg/m <sup>3</sup> )	2 238,9	Masse tare + sol humide (g)	873,6
Pourcentage de compaction (%)	100,5	Masse matériau humide (g)	694,0
		Masse tare + sol sec (g)	850,7
		Masse de l'eau (g)	22,9
		Teneur en eau (%)	3,41

Paramètre exigés			Suivi compaction		
Nombre de cycle d'application (N)		Condition	Couche	Masse (g)	Épaisseur (mm)
Palier 1	12 500	ND	1	44,0	1 812,0
Palier 2	12 500	ND	2	42,0	1 811,0
Palier 3	12 500	ND	3	44,0	1 816,0
Palier 4	12 500	ND	4	42,0	1 806,0
Palier 5	50 000	D	5	41,0	1 808,0
Contrainte déviatorique (kPa)	100		6	44,0	1 808,0
Pression de confinement (kPa)	20		7	43,0	1 816,0
			total	300,0	12 677,0

Teneur en eau de l'échantillon			Soulèvement au gel		
Masse de l'eau ajoutée (g)		335,0	Palier	Gelé (mm)	Dégelé (mm)
Degré d'absorption (Abs)		1,1	1	0,7	0,2
Densité brut ( $\rho_s$ ) (kg/m <sup>3</sup> )		2630,3	2	0,6	0,3
Indice des vides (e)		0,2	3	1,3	0,3
	Initiale	6,15	4	0,3	0,2
	Palier 1	6,55	5	0,6	0,4
	Palier 2	6,55			
W (%)	Palier 3	6,55			
	Palier 4	6,55			
	Palier 5	6,55			
	Finale	6,31			



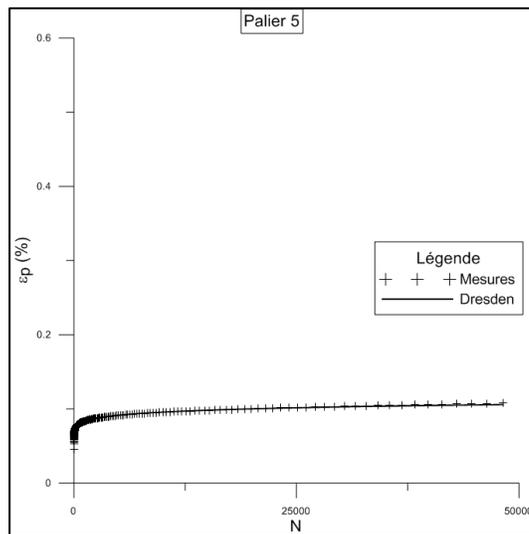
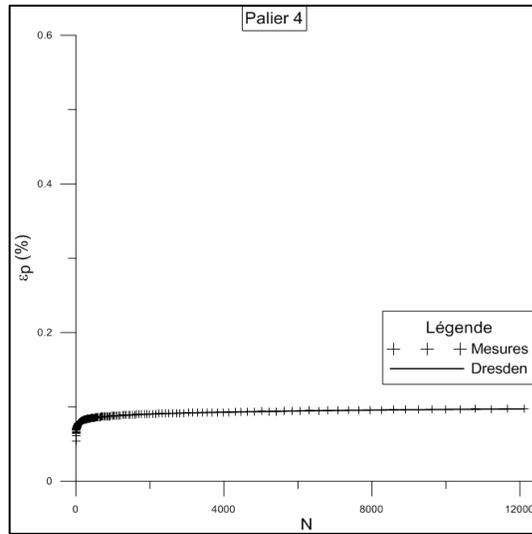
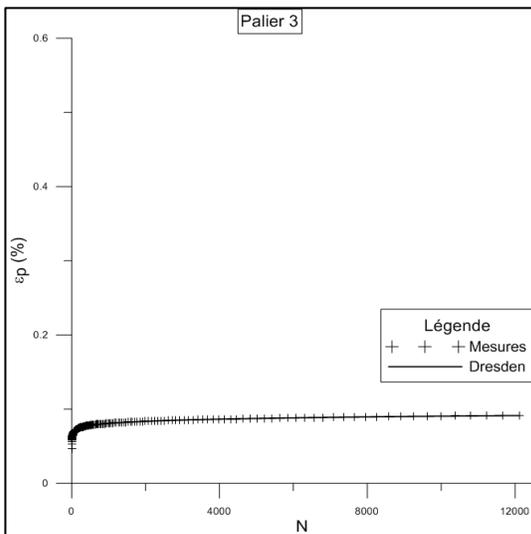
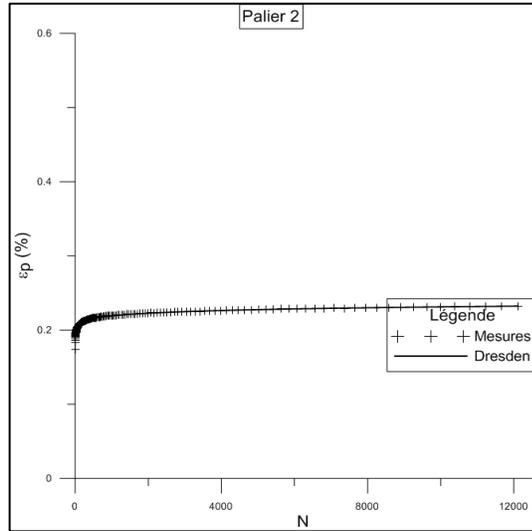
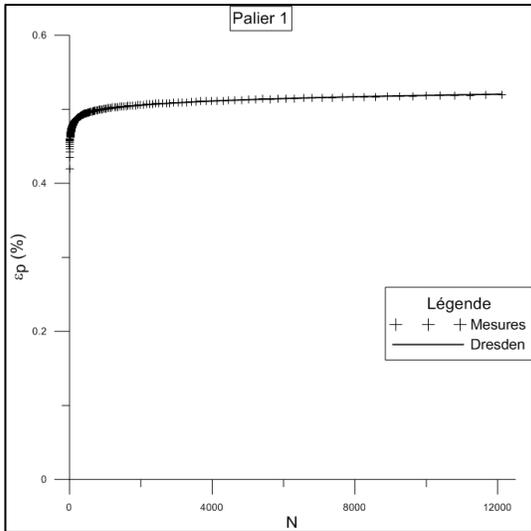
**Date** 11-nov-13 **Courbe granulométrique** CN  
**Source** Calcaire **Opérateur** François.P.Drolet

Paramètre du matériel		Dimension de l'échantillon	
Masse du moule + 2 papiers filtre + 1 geotextile	14 835,4	Diamètre (m)	0,1524
Masse du moule + sol humide	27 404,2	Hauteur (m)	0,295
Masse du sol humide	12 568,8	Volume (m <sup>3</sup> )	0,00539035
Masse du sol sec	12 134,3		
Masse de l'eau	434,5		

Masse volumique sèche optimale ( $\rho_{opt}$ )		Vérification de la teneur en eau (w)	
$\rho_{dopt}$ (kg/m <sup>3</sup> )	2 251,1	Masse tare (g)	261,7
$\rho_d$ obtenu (kg/m <sup>3</sup> )	2 201,9	Masse tare + sol humide (g)	1 551,7
Pourcentage de compaction (%)	102,2	Masse matériau humide (g)	1 290,0
		Masse tare + sol sec (g)	1 507,1
		Masse de l'eau (g)	44,6
		Teneur en eau (%)	3,58

Paramètre exigés			Suivi compaction	
Nombre de cycle d'application (N)	Condition		Couche	Masse (g) Épaisseur (mm)
Palier 1	12 500	ND	1	1 796,0 42,0
Palier 2	12 500	ND	2	1 790,9 43,0
Palier 3	12 500	ND	3	1 792,1 42,0
Palier 4	12 500	ND	4	1 805,1 40,0
Palier 5	50 000	D	5	1 806,6 43,0
Contrainte déviatorique (kPa)	100		6	1 806,4 42,0
Pression de confinement (kPa)	20		7	1 813,7 43,5
			total	12 610,8 295,5

Teneur en eau de l'échantillon			Soulèvement au gel		
Masse de l'eau ajoutée (g)	285,00		Palier	Gelé (mm)	Dégelé (mm)
Degré d'absorption (Abs)	1,38		1	1,4	0,3
Densité brut ( $\rho_s$ ) (kg/m <sup>3</sup> )	2 596,87		2	1,2	0,1
Indice des vides (e)	0,15		3	0,9	0,3
	Initiale	5,93	4	1,1	0,3
	Palier 1	6,18	5	0,9	0,3
	Palier 2	6,18			
W (%)	Palier 3	6,18			
	Palier 4	6,22			
	Palier 5	6,14			
	Finale	5,97			



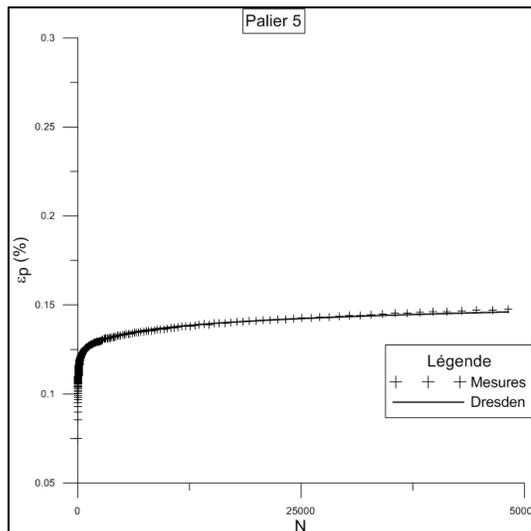
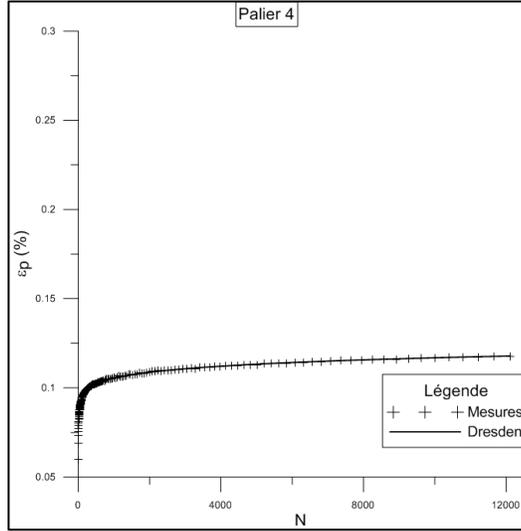
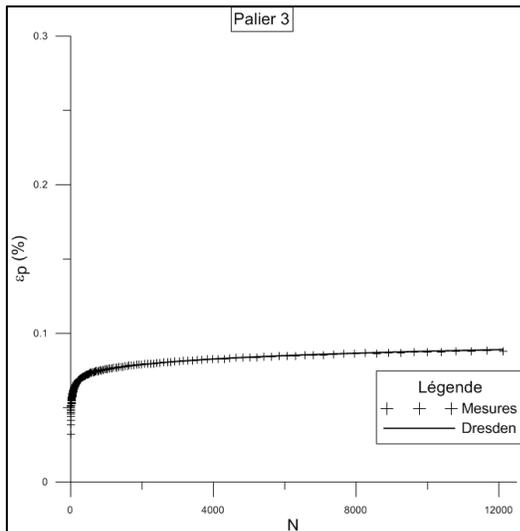
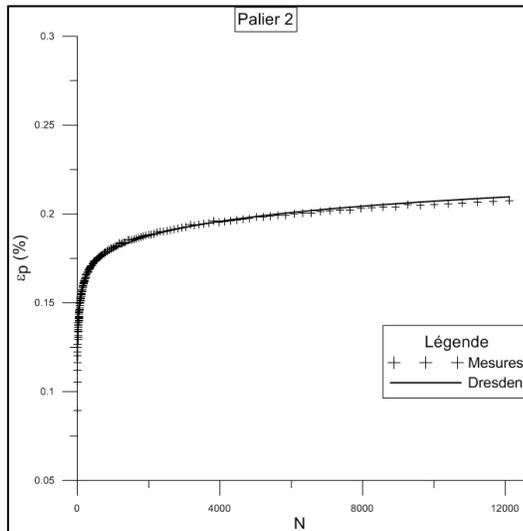
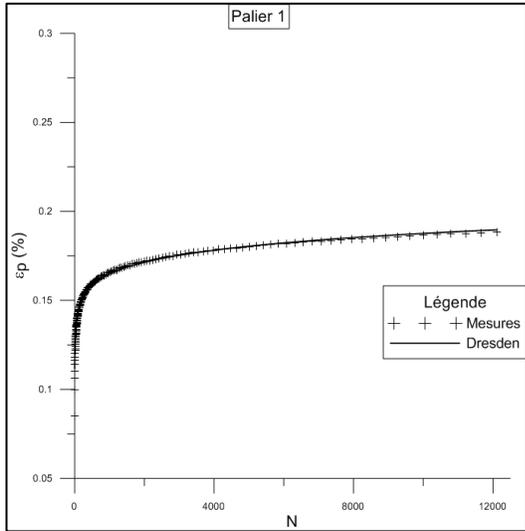
**Date** 06-sept-13 **Courbe granulométrique** CS  
**Source** Calcaire **Opérateur** François.P.Drolet

Paramètre du matériel		Dimension de l'échantillon	
Masse du moule + 2 papiers filtre + 1 geotextile	14 815,5	Diamètre (m)	0,1524
Masse du moule + sol humide	27 593,8	Hauteur (m)	0,307
Masse du sol humide	12 778,3	Volume (m <sup>3</sup> )	0,00560013
Masse du sol sec	12 321,4		
Masse de l'eau	456,9		

Masse volumique sèche optimale ( $\rho_{opt}$ )		Vérification de la teneur en eau (w)	
$\rho_{dopt}$ (kg/m <sup>3</sup> )	2 231,39	Masse tare (g)	103,4
$\rho_d$ obtenu (kg/m <sup>3</sup> )	2 200,19	Masse tare + sol humide (g)	732,6
Pourcentage de compaction (%)	98,60	Masse matériau humide (g)	629,2
		Masse tare + sol sec (g)	710,1
		Masse de l'eau (g)	22,5
		Teneur en eau (%)	3,71

Paramètre exigés			Suivi compaction		
Nombre de cycle d'application (N) Condition			Couche	Masse (g)	Épaisseur (mm)
Palier 1	12 500	ND	1	45,0	1 825,0
Palier 2	12 500	ND	2	46,0	1 835,6
Palier 3	12 500	ND	3	41,0	1 826,8
Palier 4	12 500	ND	4	45,0	1 821,6
Palier 5	50 000	D	5	42,0	1 818,7
Contrainte déviatorique (kPa)	100			6 35,0	1 824,5
Pression de confinement (kPa)	20			7 53,0	1 819,2
			total	307,0	12 771,4

Teneur en eau de l'échantillon			Soulèvement au gel		
Masse de l'eau ajoutée (g)	505,00		Palier	Gelé (mm)	Dégelé (mm)
Degré d'absorption (Abs)	1,34		1	1,5	0,3
Densité brut ( $\rho_s$ ) (kg/m <sup>3</sup> )	2 617,61		2	1,5	0,4
Indice des vides (e)	0,19		3	1,8	0,0
	Initiale	7,81	4	1,2	0,3
	Palier 1	8,01	5	1,5	0,3
	Palier 2	8,05			
W (%)	Palier 3	8,05			
	Palier 4	8,05			
	Palier 5	8,13			
	Finale	7,97			



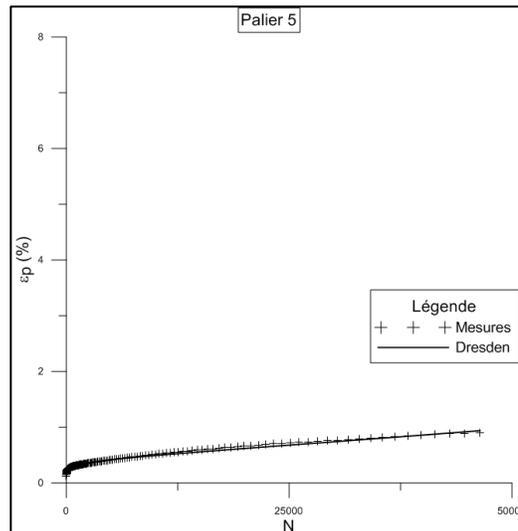
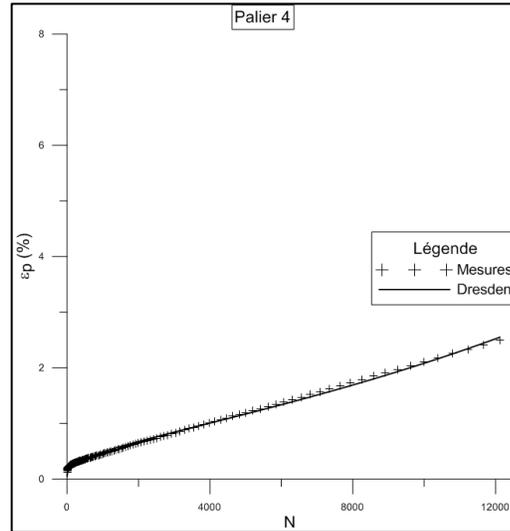
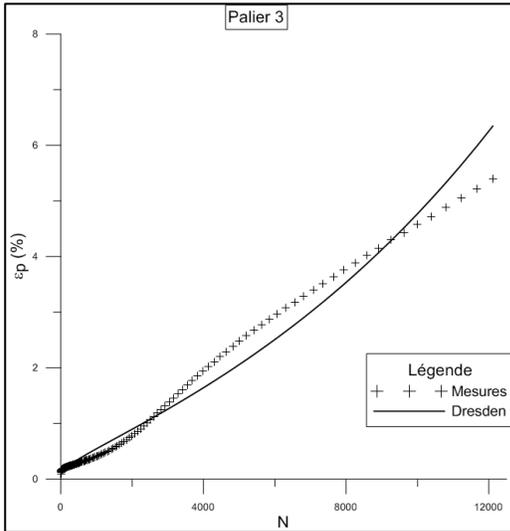
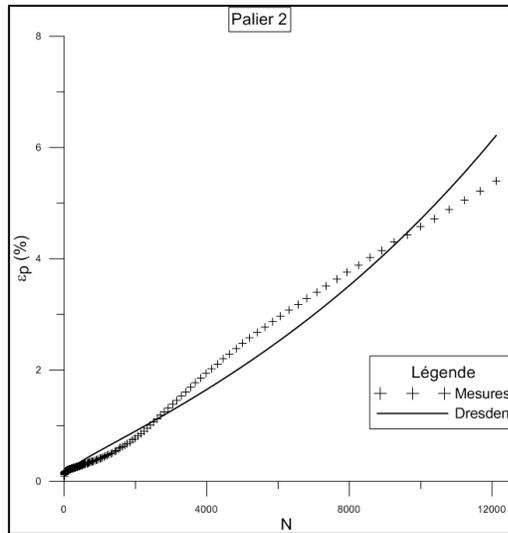
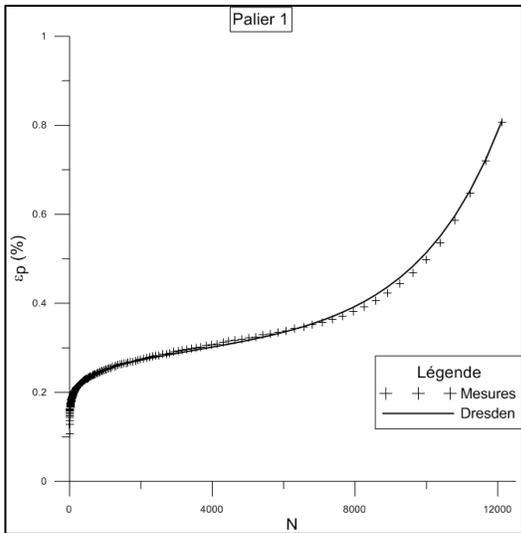
**Date** 24-mai-13 **Courbe granulométrique** CS  
**Source** Basalte **Opérateur** François.P.Drolet

Paramètre du matériel		Dimension de l'échantillon	
Masse du moule + 2 papiers filtre + 1 geotextile	14 809,8	Diamètre (m)	0,152
Masse du moule + sol humide	27 923,3	Hauteur (m)	0,294
Masse du sol humide	13 113,5	Volume (m <sup>3</sup> )	0,00536299
Masse du sol sec	12 574,4		
Masse de l'eau	539,1		

Masse volumique sèche optimale ( $\rho_{opt}$ )		Vérification de la teneur en eau (w)	
$\rho_{dopt}$ (kg/m <sup>3</sup> )	2 327,2	Masse tare (g)	103,5
$\rho_d$ obtenu (kg/m <sup>3</sup> )	2 344,7	Masse tare + sol humide (g)	706,7
Pourcentage de compaction (%)	100,8	Masse matériau humide (g)	603,2
		Masse tare + sol sec (g)	681,9
		Masse de l'eau (g)	24,8
		Teneur en eau (%)	4,29

Paramètre exigés			Suivi compaction	
Nombre de cycle d'application (N)	Condition		Couche	Épaisseur (mm)
Palier 1	12 500	ND	1 1 824,1	43,0
Palier 2	12 500	ND	2 1 816,0	41,0
Palier 3	12 500	ND	3 1 815,6	40,0
Palier 4	12 500	ND	4 1 795,7	40,0
Palier 5	50 000	D	5 1 786,3	40,0
Contrainte déviatorique (kPa)	100		6 1 705,3	42,0
Pression de confinement (kPa)	20		7 1 978,5	48,0
			total 12 721,5	294,0

Teneur en eau de l'échantillon			Soulèvement au gel		
Masse de l'eau ajoutée (g)	405,0		Palier	Gelé (mm)	Dégelé (mm)
Degré d'absorption (Abs)	2,2		1	3,0	1,3
Densité brut ( $\rho_s$ ) (kg/m <sup>3</sup> )	2682,1		2	2,3	0,7
Indice des vides (e)	0,1		3	4,7	3,4
			4	2,8	1,1
			5	3,1	1,6
	Initiale	7,5			
W (%)	Palier 1	7,8			
	Palier 2	8,0			
	Palier 3	8,7			
	Palier 4	9,1			
	Palier 5	8,3			



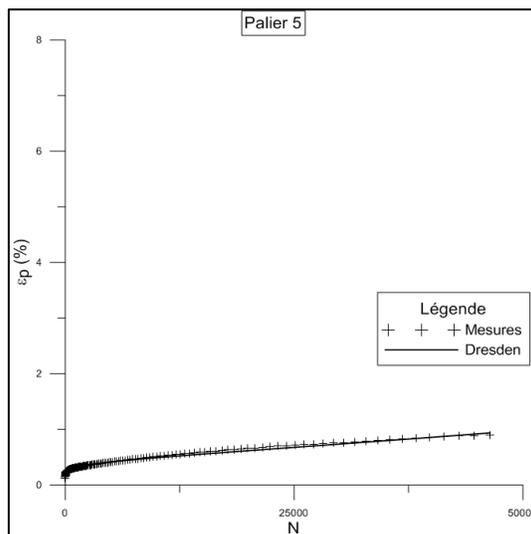
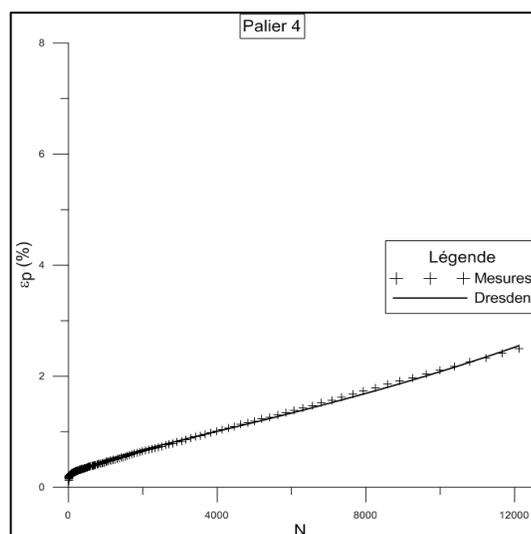
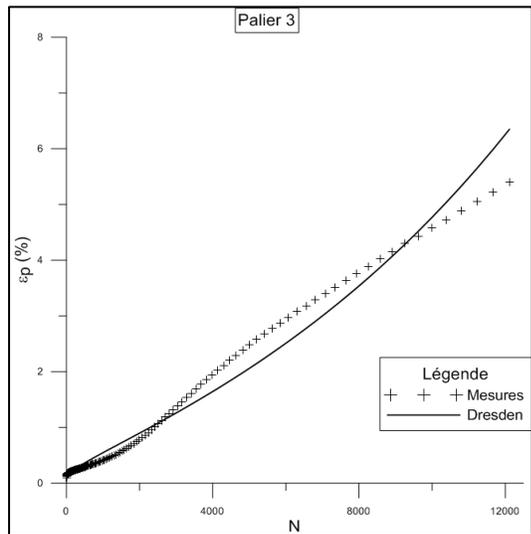
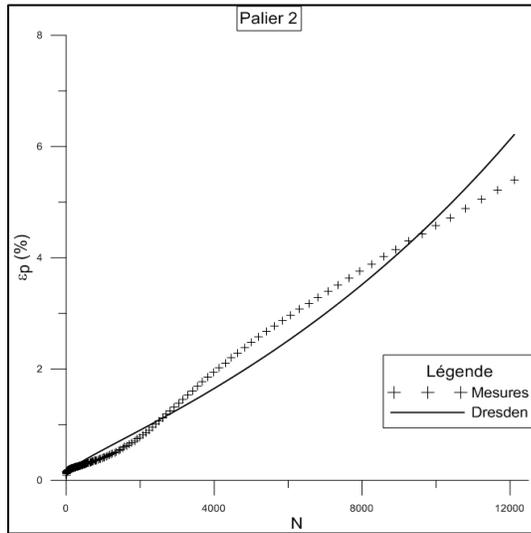
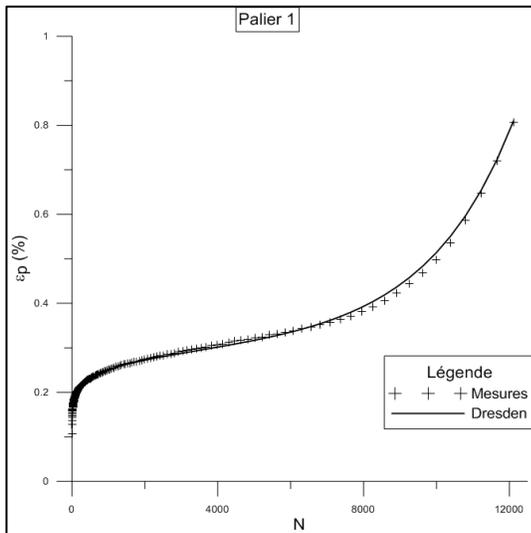
**Date** 10-juin-13 **Courbe granulométrique** CS  
**Source** Gneiss granitique **Opérateur** François.P.Drolet

Paramètre du matériel		Dimension de l'échantillon	
Masse du moule + 2 papiers filtre + 1 geotextile	14 819,5	Diamètre (m)	0,1524
Masse du moule + sol humide	27 565,6	Hauteur (m)	0,3025
Masse du sol humide	12 746,1	Volume (m <sup>3</sup> )	0,00551804
Masse du sol sec	12 332,9		
Masse de l'eau	413,2		

Masse volumique sèche optimale ( $\rho_{opt}$ )		Vérification de la teneur en eau (w)	
$\rho_{dopt}$ (kg/m <sup>3</sup> )	2 264,4	Masse tare (g)	356,9
$\rho_d$ obtenu (kg/m <sup>3</sup> )	2 235,0	Masse tare + sol humide (g)	887,5
Pourcentage de compaction (%)	98,7	Masse matériau humide (g)	530,6
		Masse tare + sol sec (g)	870,3
		Masse de l'eau (g)	17,2
		Teneur en eau (%)	3,4

Paramètre exigés			Suivi compaction		
Nombre de cycle d'application (N)	Condition		Couche	Masse (g)	Épaisseur (mm)
Palier 1	12 500	ND	1	1 823,9	45,0
Palier 2	12 500	ND	2	1 823,1	43,0
Palier 3	12 500	ND	3	1 830,5	43,0
Palier 4	12 500	ND	4	1 824,6	43,5
Palier 5	50 000	D	5	1 826,6	42,5
Contrainte déviatorique (kPa)	100		6	1 822,2	42,0
Pression de confinement (kPa)	20		7	1 819,9	43,5
			total	12 770,8	302,5

Teneur en eau de l'échantillon		Soulèvement au gel		
Masse de l'eau ajoutée (g)	720,0	Palier	Gelé (mm)	Dégelé (mm)
Degré d'absorption (Abs)	0,6	1	0,98	0,21
Densité brut ( $\rho_s$ ) (kg/m <sup>3</sup> )	2763,8	2	0,69	0,15
Indice des vides (e)	0,2	3	0,64	0,05
	Initiale	4	0,51	0,09
	Palier 1	5	0,70	0,09
	Palier 2			
W (%)	Palier 3			
	Palier 4			
	Palier 5			
	Finale			



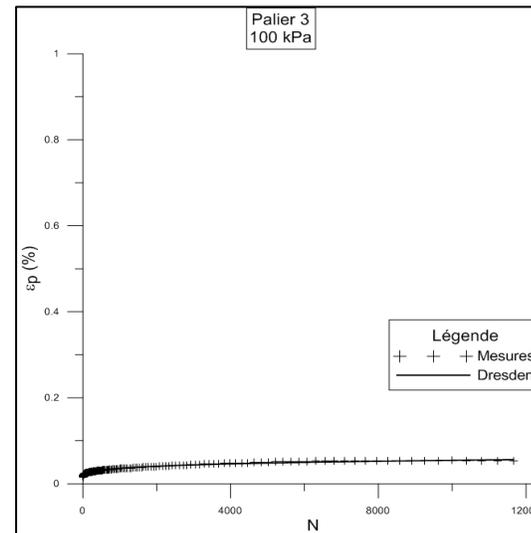
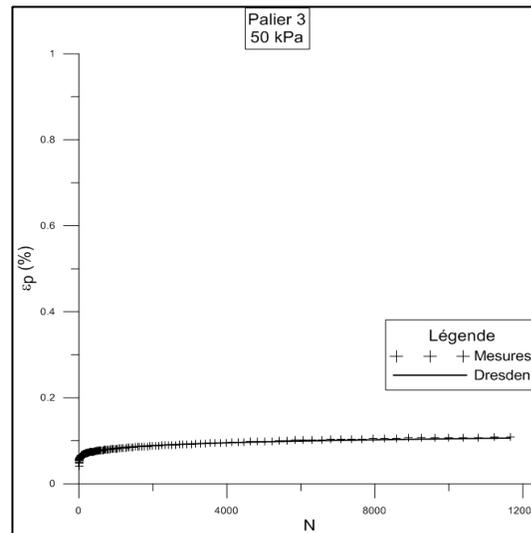
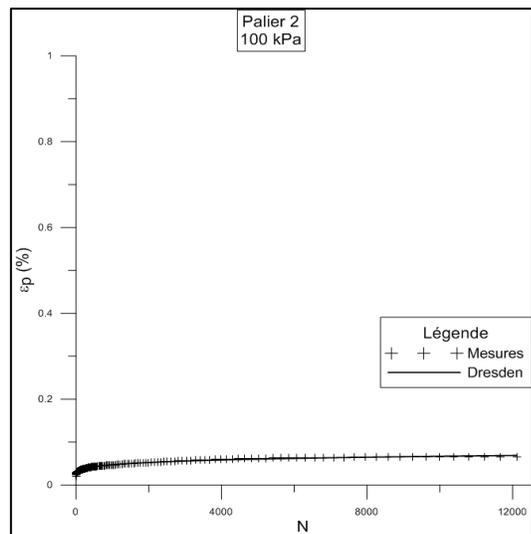
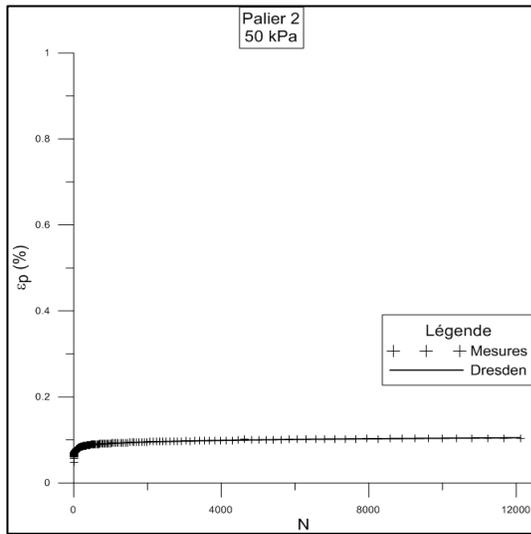
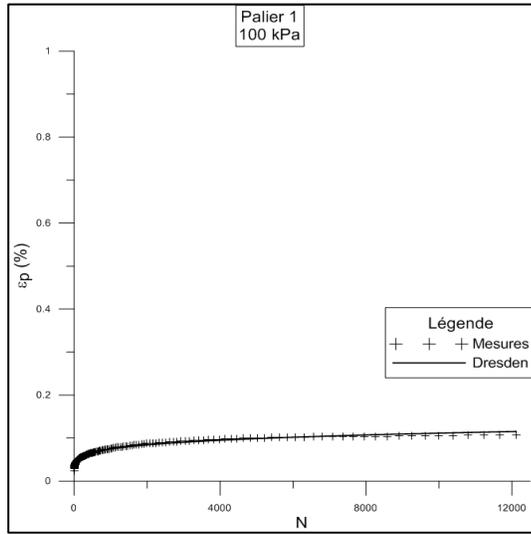
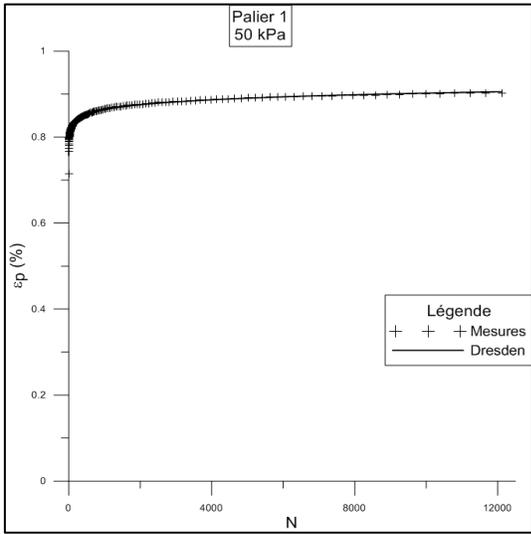
Date 22-juil-13 Courbe granulométrique CS  
 Source Calcaire Opérateur François.P.Drolet  
 Essai Niveau Contrainte

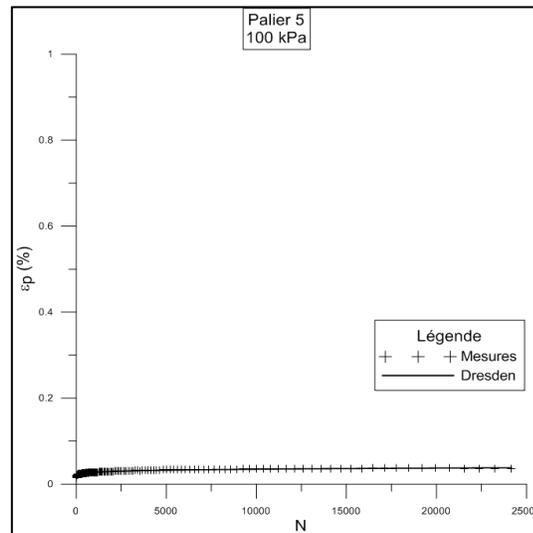
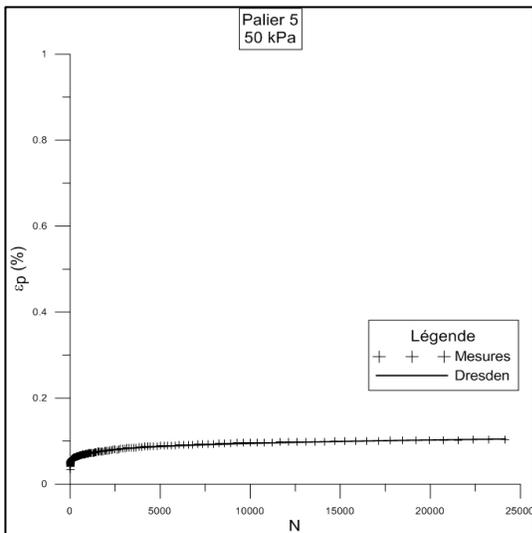
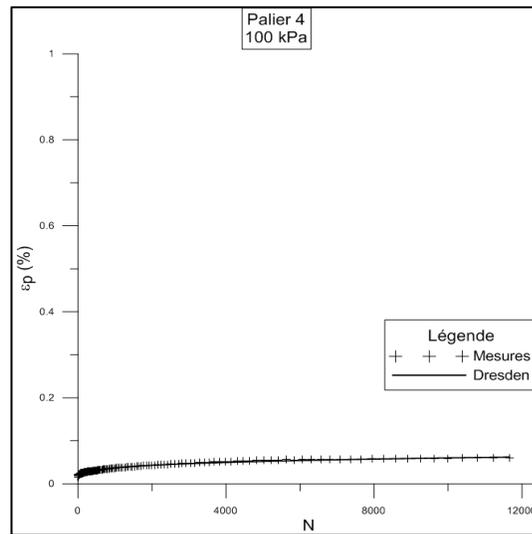
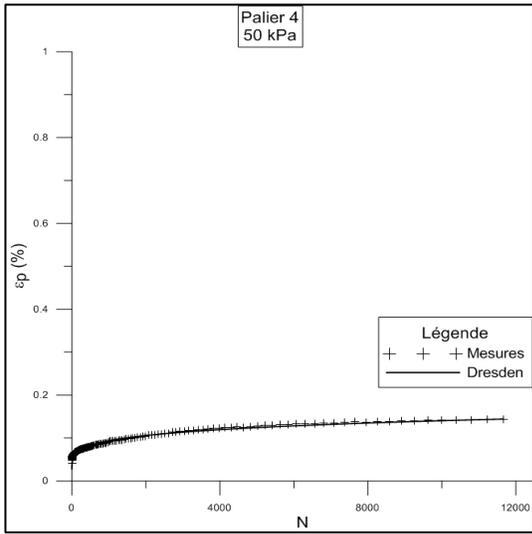
Paramètre du matériel		Dimension de l'échantillon	
Masse du moule + 2 papiers filtre + 1 geotextile	14 821,5	Diamètre (m)	0,152
Masse du moule + sol humide	27 330,7	Hauteur (m)	0,301
Masse du sol humide	12 509,2	Volume (m <sup>3</sup> )	0,00545420
Masse du sol sec	12 211,0		
Masse de l'eau	540,7		

Masse volumique sèche optimale ( $\rho_{opt}$ )		Vérification de la teneur en eau (w)	
$\rho_{dopt}$ (kg/m <sup>3</sup> )	2 231,4	Masse tare (g)	949,9
$\rho_d$ obtenu (kg/m <sup>3</sup> )	2 185,3	Masse tare + sol humide (g)	1 782,6
Pourcentage de compaction (%)	97,9	Masse matériau humide (g)	832,7
		Masse tare + sol sec (g)	1 747,3
		Masse de l'eau (g)	35,3
		Teneur en eau (%)	4,2

Paramètre exigés			Suivi compaction	
Nombre de cycle d'application (N)	Condition		Couche	Masse (g) Épaisseur (mm)
Palier 1	12 500	ND	1	1 791,8 44,0
Palier 2	12 500	ND	2	1 788,8 42,0
Palier 3	12 500	ND	3	1 792,9 44,0
Palier 4	12 500	ND	4	1 793,2 42,0
Palier 5	50 000	D	5	1 791,3 41,0
Contrainte déviatorique (kPa)	100		6	1 786,2 43,0
Pression de confinement (kPa)	20		7	1 791,7 44,5
			total	12 535,9 300,5

Teneur en eau de l'échantillon			Soulèvement au gel		
Masse de l'eau ajoutée (g)	460,0		Palier	Gelé (mm)	Dégelé (mm)
Degré d'absorption (Abs)	1,3		1	1,0	0,3
Densité brut ( $\rho_s$ ) (kg/m <sup>3</sup> )	2617,6		2	1,2	0,4
Indice des vides (e)	0,2		3	1,3	0,7
	Initiale	8,27	4	0,9	0,3
	Palier 1	8,48	5	1,0	0,4
	Palier 2	8,56			
W (%)	Palier 3	8,56			
	Palier 4	8,56			
	Palier 5	8,52			
	Finale	7,88			

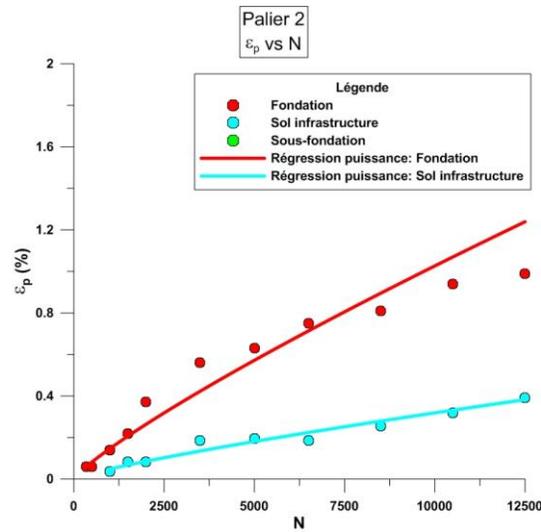




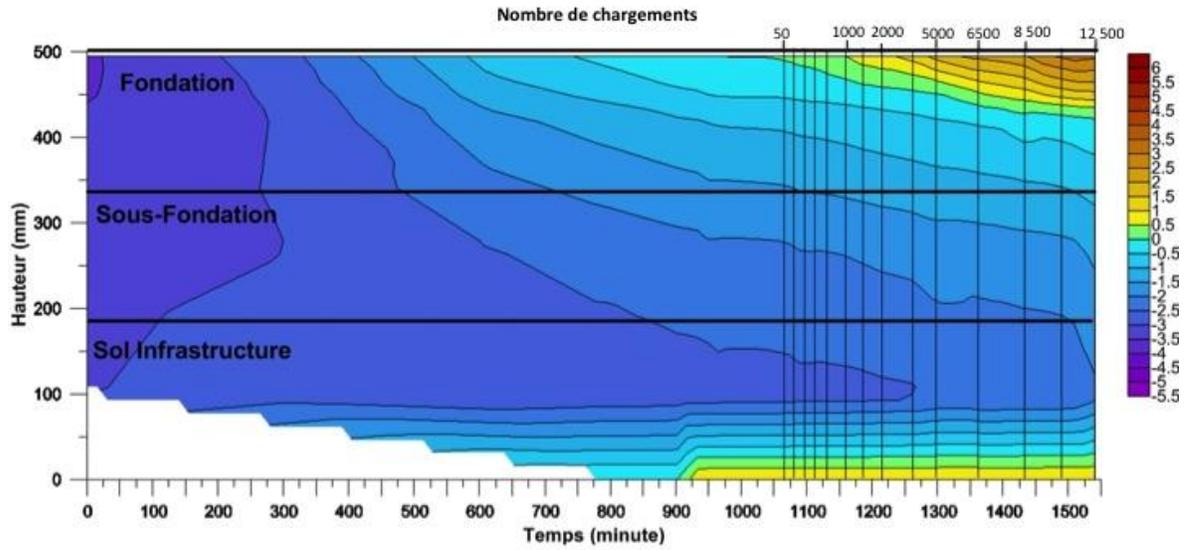
## **Annexe K : Résultats des essais réalisés au simulateur de charge roulante**

Déformations mesurées à l'essai simulateur de charge  
Cycle 2

Chargement N	Fondation		Sous-fondation		Sol infrastructure	
	(mm)	(%)	(mm)	(%)	(mm)	(%)
50	-	-	-	-	-	-
100	-	-	-	-	-	-
200	-	-	-	-	-	-
350	0,09	0,06	-	-	-	-
500	0,09	0,06	-	-	-	-
1 000	0,24	0,14	-	-	0,13	0,09
1 500	0,36	0,22	-	-	0,13	0,09
2 000	0,60	0,37	-	-	0,13	0,09
3 500	0,91	0,56	-	-	0,13	0,09
5 000	1,03	0,63	-	-	0,13	0,09
6 500	1,22	0,75	-	-	0,13	0,09
8 500	1,32	0,81	-	-	0,13	0,09
10 500	1,53	0,94	-	-	0,13	0,09
12 500	1,62	0,99	-	-	0,13	0,09



Résultats de l'essai du simulateur de charge roulante sur l'éprouvette 2 en condition de dégel partiel  
Cycle 2

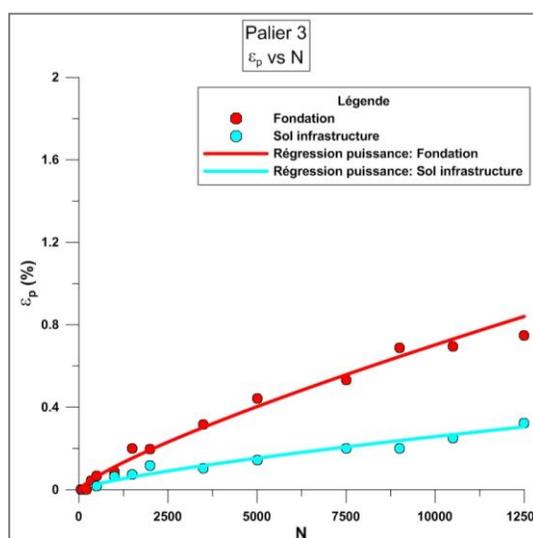


État de dégel en fonction du temps et de la hauteur de la cuve lors de l'essai de dégel partiel et progressif de l'éprouvette # 2, cycle 2

Déformations mesurées à l'essai simulateur de charge

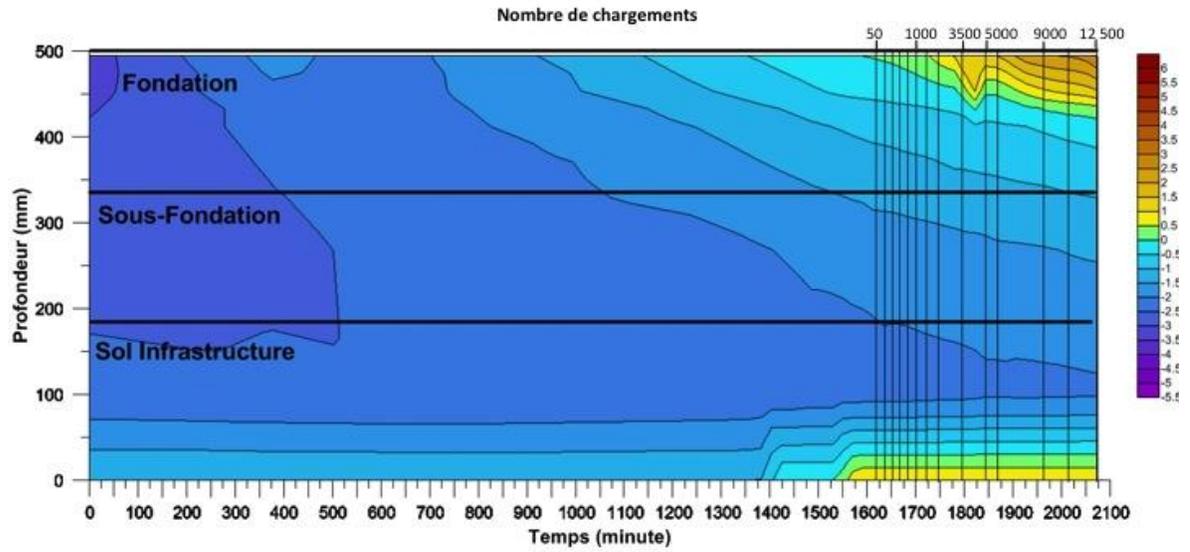
Cycle 3

Chargement N	Fondation		Sous-fondation		Sol infrastructure	
	(mm)	(%)	(mm)	(%)	(mm)	(%)
50	-	-	-	-	-	-
108	-	-	-	-	-	-
200	-	-	-	-	-	-
350	0,07	0,04	-	-	-	-
500	0,11	0,07	-	-	0,03	0,02
1 000	0,14	0,09	-	-	0,12	0,06
1 500	0,32	0,20	-	-	0,14	0,07
2 000	0,32	0,20	-	-	0,22	0,12
3 500	0,52	0,32	-	-	0,20	0,10
5 000	0,72	0,44	-	-	0,28	0,14
7 500	0,87	0,53	-	-	0,38	0,20
9 000	1,12	0,69	-	-	0,38	0,20
10 500	1,13	0,69	-	-	0,48	0,25
12 500	1,22	0,75	-	-	0,61	0,32



Résultats de l'essai du simulateur de charge roulante sur l'éprouvette 2 en condition de dégel partiel

Cycle 3

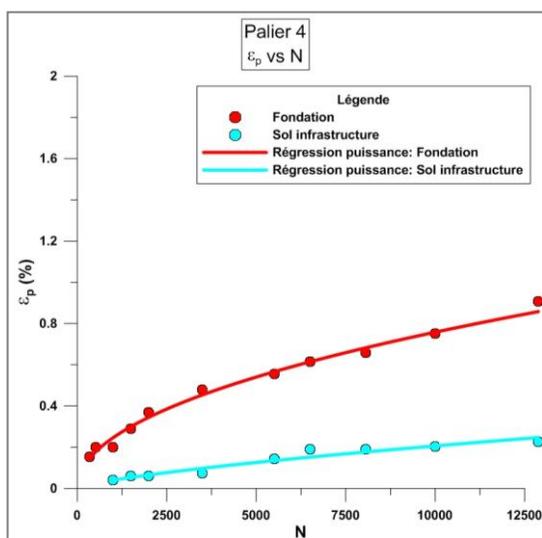


État de dégel en fonction du temps et de la hauteur de la cuve lors de l'essai de dégel partiel et progressif de l'éprouvette # 2, cycle 3

Déformations mesurées à l'essai simulateur de charge

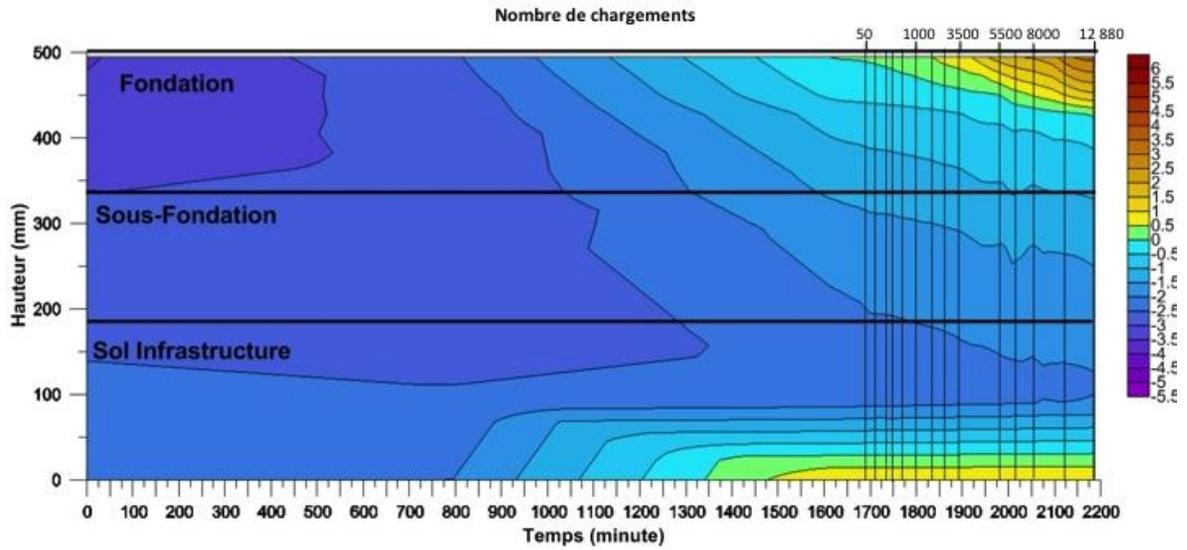
Cycle 4

Chargement N	Fondation		Sous-fondation		Sol infrastructure	
	(mm)	(%)	(mm)	(%)	(mm)	(%)
50	-	-	-	-	-	-
100	-	-	-	-	-	-
200	-	-	-	-	-	-
350	0,25	0,15	-	-	-	-
520	0,32	0,20	-	-	-	-
1 000	0,32	0,20	-	-	0,08	0,04
1 500	0,47	0,29	-	-	0,11	0,06
2 000	0,60	0,37	-	-	0,11	0,06
3 500	0,78	0,48	-	-	0,14	0,08
5 500	0,90	0,55	-	-	0,27	0,14
6 506	1,00	0,61	-	-	0,36	0,19
8 062	1,07	0,66	-	-	0,36	0,19
10 000	1,23	0,75	-	-	0,39	0,20
12 880	1,48	0,91	-	-	0,43	0,23



Résultats de l'essai du simulateur de charge roulante sur l'éprouvette 2 en condition de dégel partiel

Cycle 4



État de dégel en fonction du temps et de la hauteur de la cuve lors de l'essai de dégel partiel et progressif de l'éprouvette # 2, cycle 4



**Annexe L : Nombre d'application de charges  
prévu ( $n$ ) en fonction de la zone  
d'étude et du type de route**

**Période de référence [1971-2000]**

**Route nationale**

**[2011-2040] 95<sup>e</sup> percentile**

**Route nationale**

<b>Zone</b>	<b>Été</b>	<b>Automne</b>	<b>Hiver</b>	<b>Redoux</b>	<b>Début dégel</b>	<b>Fin dégel</b>
<b>1</b>	2260274,0	424657,5	1272360,0	494763,2	356164,4	191780,8
<b>2a</b>	2178082,2	410958,9	1641082,9	221930,8	356164,4	191780,8
<b>2b</b>	2041095,9	424657,5	1986301,4	0,0	356164,4	191780,8
<b>2c</b>	2273972,6	410958,9	1264215,8	502907,5	356164,4	191780,8
<b>3</b>	1808219,2	424657,5	2219178,1	0,0	356164,4	191780,8

**[2011-2040] 5<sup>e</sup> percentile**

**Route nationale**

<b>Zone</b>	<b>Été</b>	<b>Automne</b>	<b>Hiver</b>	<b>Redoux</b>	<b>Début dégel</b>	<b>Fin dégel</b>
<b>1</b>	2342465,8	424657,5	962129,2	722802,3	356164,4	191780,8
<b>2a</b>	2246575,3	410958,9	1359481,8	435038,7	356164,4	191780,8
<b>2b</b>	2136986,3	424657,5	1734991,5	155419,5	356164,4	191780,8
<b>2c</b>	2369863,0	410958,9	929427,4	741805,5	356164,4	191780,8
<b>3</b>	1904109,6	424657,5	2123287,7	0,0	356164,4	191780,8

**Période de référence [1971-2000]**

**Route régionale**

<b>Zone</b>	<b>Été</b>	<b>Automne</b>	<b>Hiver</b>	<b>Redoux</b>	<b>Début dégel</b>	<b>Fin dégel</b>
<b>1</b>	887671,2	169863,0	586301,4	136986,3	142465,8	76712,3
<b>2a</b>	821917,8	164383,6	767123,3	27397,3	142465,8	76712,3
<b>2b</b>	767123,3	169863,0	843835,6	0,0	142465,8	76712,3

<b>2c</b>	821917,8	164383,6	657534,2	136986,3	142465,8	76712,3
<b>3</b>	690411,0	169863,0	920547,9	0,0	142465,8	76712,3

**[2011-2040] 95<sup>e</sup> percentile**

**Route régionale**

<b>Zone</b>	<b>Été</b>	<b>Automne</b>	<b>Hiver</b>	<b>Redoux</b>	<b>Début dégel</b>	<b>Fin dégel</b>
<b>1</b>	904109,6	169863,0	508944,0	197905,3	142465,8	76712,3
<b>2a</b>	871232,9	164383,6	656433,1	88772,3	142465,8	76712,3
<b>2b</b>	816438,4	169863,0	794520,5	0,0	142465,8	76712,3
<b>2c</b>	909589,0	164383,6	505686,3	201163,0	142465,8	76712,3
<b>3</b>	723287,7	169863,0	887671,2	0,0	142465,8	76712,3

**[2011-2040] 5<sup>e</sup> percentile**

**Route régionale**

<b>Zone</b>	<b>Été</b>	<b>Automne</b>	<b>Hiver</b>	<b>Redoux</b>	<b>Début dégel</b>	<b>Fin dégel</b>
<b>1</b>	936986,3	169863,0	384851,7	289120,9	142465,8	76712,3
<b>2a</b>	898630,1	164383,6	543792,7	174015,5	142465,8	76712,3
<b>2b</b>	854794,5	169863,0	693996,6	62167,8	142465,8	76712,3
<b>2c</b>	947945,2	164383,6	371770,9	296722,2	142465,8	76712,3
<b>3</b>	761643,8	169863,0	849315,1	0,0	142465,8	76712,3