

TABLE DES MATIÈRES

	Page
INTRODUCTION	1
CHAPITRE 1 REVUE DE LA LITTÉRATURE	5
1.1 Changements climatiques	5
1.1.1 Le changement climatique à l'échelle de la planète	6
1.1.2 Le changement climatique au Québec	8
1.2 Conception des chaussées	13
1.2.1 Méthode empirique	16
1.2.2 Méthode mécaniste-empirique	16
1.3 Vulnérabilité des infrastructures routières au Québec	18
1.3.1 Vulnérabilité et exposition à la submersion	18
1.3.2 Vulnérabilité et exposition à l'érosion	20
1.4 Présence de l'eau dans la chaussée	23
1.4.1 Les différentes formes d'eau	23
1.4.2 Causes de la présence d'eau	24
1.4.2.1 Capillarité	24
1.4.2.2 Remontée de la nappe phréatique	26
1.4.2.3 Infiltration de l'eau	27
1.4.2.4 Eau adsorbée	28
1.4.2.5 Blocage des surfaces de drainage	29
1.4.2.6 Hystérésis	30
1.4.3 Effet du dégel	31
1.5 Perte de la capacité portante des chaussées due à l'augmentation des précipitations	32
1.5.1 Comportement du revêtement bitumineux et ses déformations	33
1.5.1.1 Cas d'un revêtement bitumineux intact	33
1.5.1.2 Cas d'un revêtement bitumineux fissuré	34
1.5.1.3 Dommages de la couche de revêtement bitumineux induit par l'eau	36
1.5.2 Comportement des matériaux granulaires et leurs déformations	38
1.5.2.1 Comportement en déformation réversible	40
1.5.2.2 Comportement en déformation réversible en condition saturée	42
1.5.2.3 Comportement en déformation permanente	44
1.5.2.4 Comportement en déformation permanente en condition saturée	47
1.5.3 Érosion des talus routiers	48
1.5.3.1 Écoulement et variables principales	49
1.5.3.2 Équation de la décharge	53
1.5.3.3 Zones érodables	56
1.5.3.4 Paramètres influents	58
1.5.3.5 Comportement des talus routiers	61
1.6 Synthèse de la revue de la littérature	63

CHAPITRE 2	PROBLÉMATIQUES FRÉQUENTES ET SOLUTIONS	
	SOMMAIRES.....	69
2.1	Problématiques liées aux phénomènes d'inondation des routes.....	69
2.1.1	Types d'écoulements associés à l'inondation des routes.....	69
2.1.2	Domages causés par un écoulement quasi-statique.....	71
2.1.2.1	Perte de la capacité portante par saturation.....	71
2.1.2.2	Relation entre la profondeur de l'eau et la perte de la capacité portante des chaussées.....	74
2.1.2.3	Renard hydraulique.....	76
2.1.3	Domages causés par un écoulement dynamique.....	76
2.1.3.1	Soulèvement de la couche de surface.....	77
2.1.3.2	Érosion.....	77
2.1.3.3	Érosion interne.....	79
2.1.3.4	Présence de ponceaux mal conçus.....	82
2.2	Principales problématiques rencontrées.....	83
2.2.1	États-Unis.....	83
2.2.1.1	Minnesota.....	83
2.2.1.2	Colorado.....	86
2.2.1.3	Michigan.....	89
2.2.2	Colombie Britannique.....	90
2.2.3	Australie.....	92
2.2.4	Tunisie.....	93
2.2.5	France.....	94
2.2.6	Luxembourg.....	96
2.2.7	Indonésie.....	97
2.3	Solutions sommaires.....	98
2.3.1	Solutions adaptées aux écoulements à faibles vitesses.....	98
2.3.1.1	Végétation.....	98
2.3.1.2	Géotextiles.....	98
2.3.1.3	Géogrille renforcée.....	100
2.3.2	Solutions adaptées à des écoulements à grandes vitesses.....	104
2.3.2.1	Blocs de béton.....	104
2.3.2.2	Enrochement.....	104
2.3.2.3	Enrochement revêtu.....	105
2.3.2.4	Stabilisation à l'aide d'un liant hydraulique.....	106
2.3.3	Synthèse.....	110
CHAPITRE 3	MÉTHODE DE CONCEPTION.....	113
3.1	Critères et méthodes de conception.....	113
3.1.1	Aspects géotechniques.....	113
3.1.2	Aspects hydrauliques.....	115
3.1.2.1	Période de retour.....	115
3.1.2.2	Relation entre la décharge d'écoulement et la période de retour	115

	3.1.2.3	Relation entre la décharge de l'écoulement, sa profondeur et sa vitesse.....	116
	3.1.2.4	Mise en équations des caractéristiques hydrauliques de l'écoulement.....	117
3.1.3		Méthode de conception.....	120
	3.1.3.1	Approche américaine	120
	3.1.3.2	Approche australienne	124
3.2		Proposition de solutions pour le Québec	130
	3.2.1	Approche de conception	130
	3.2.2	Conception des solutions	131
CHAPITRE 4		RECOMMANDATIONS ET APPROCHES DE VALIDATION DE LA SOLUTION PROPOSÉE.....	141
	4.1.1	Validation des solutions proposées.....	141
	4.1.2	Recommandation de solutions	144
	4.1.2.1	Piste de solution adaptée à un écoulement quasi-statique	145
	4.1.2.2	Piste de solution adaptée à un écoulement dynamique.....	151
		CONCLUSION.....	156
		LISTE DES RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES	159

LISTE DES TABLEAUX

	Page
Tableau 1.1 Projections des températures à l'horizon 2020, 2050 et 2080 par région	11
Tableau 1.2 Projection des précipitations par régions	12
Tableau 1.3 Estimation des températures à l'horizon 2070	13
Tableau 1.4 Estimation de l'augmentation des précipitations à l'horizon 2070	13
Tableau 2.1 Sommaire des problématiques et solutions identifiées	111
Tableau 3.1 Valeurs du coefficient de Manning	119
Tableau 3.2 Classe et épaisseur des rocs en fonction de la vitesse de l'écoulement....	128
Tableau 3.3 Granulométries des rocs utilisés	129
Tableau 3.4 Caractéristiques de la route	132
Tableau 3.5 Caractéristiques du talus de remblai	132
Tableau 3.6 Élévation de l'eau en amont	133
Tableau 3.7 Élévation de l'eau en aval.....	134
Tableau 3.8 Évolution de l'énergie en fonction de la décharge	135
Tableau 4.1 Résumé de la solution perméable proposée	150
Tableau 4.2 Résumé de la solution imperméable proposée.....	153

LISTE DES FIGURES

	Page
Figure 1.1	Évolution de la température et des précipitations7
Figure 1.2	Régions de références8
Figure 1.3	Projections des changements climatiques10
Figure 1.4	Structure de chaussée15
Figure 1.5	Pont capillaire25
Figure 1.6	Formes des écoulements dans les milieux poreux en fonction du degré de saturation27
Figure 1.7	Eau adsorbée28
Figure 1.8	Modes d'infiltration des eaux dans la chaussée30
Figure 1.9	Mécanismes d'hystérésis30
Figure 1.10	Relation entre la perméabilité et le pourcentage de vides.....33
Figure 1.11	Les différents modes de rupture des liaisons granulats-bitume37
Figure 1.12	Fuseau de la granulométrie d'un (MG 20) selon BNQ.....38
Figure 1.13	Relation contrainte-déformation41
Figure 1.14	Effet de la saturation sur le module réversible.....44
Figure 1.15	Relation entre les déformations et le nombre d'applications de charge axiale45
Figure 1.16	Contraintes subies lors d'un cycle de charge-décharge.....46
Figure 1.17	Déformation permanente en fonction des cycles de chargement.....48
Figure 1.18	Principaux paramètres gérant le comportement de l'eau sur une chaussée.....49
Figure 1.19	Profils de surface d'eau pour les essais réalisés52
Figure 1.20	Comportement d'un écoulement en contact avec un talus routier57

XVIII

Figure 1.21	Variation du coefficient de décharge dans le cas d'un écoulement libre ...	59
Figure 1.22	Variation du coefficient de décharge pour un écoulement submergé.	60
Figure 1.23	Dégâts d'une érosion pour un sol granulaire	62
Figure 1.24	Dégâts d'une érosion pour un sol cohésif.....	63
Figure 2.1	Zone des petites valeurs de pression en condition de submersion.....	71
Figure 2.2	Variation du point caractéristique de compactage dans une courbe de densité sèche en fonction de la teneur en eau	73
Figure 2.3	Variation du module élastique E et de la densité sèche en fonction de la teneur en eau	74
Figure 2.4	Perte de la capacité portante des chaussées en fonction de la profondeur de l'écoulement	75
Figure 2.5	Phénomène de renard	76
Figure 2.6	Soulèvement de la couche de surface	77
Figure 2.7	Érosion en chute libre	78
Figure 2.8	Érosion en condition de submersion	79
Figure 2.9	Mécanisme d'érosion de contact	80
Figure 2.10	Types de sol susceptibles de s'éroder par suffosion.....	82
Figure 2.11	Dégâts suite à la submersion.....	84
Figure 2.12	Dégâts de la route 153, La Baie-de-Shawinigan Québec, Canada	84
Figure 2.13	Dégâts par érosion.....	85
Figure 2.14	Dégâts à la route 341, Rawdon, Québec, Canada	86
Figure 2.15	Changement de direction d'une rivière.....	87
Figure 2.16	Domages d'une route, Bas-Saint Laurent, Québec, Canada	87
Figure 2.17	Dégâts causés par le blocage des ponceaux	88
Figure 2.18	Domage occasionné à une route à Houghton.....	89
Figure 2.19	Tronçon de route emporté	90

Figure 2.20	Rupture de la chaussée de la route Mason-Semple de l'autoroute 97	91
Figure 2.21	Érosion de route et chemin de fer	91
Figure 2.22	Érosion de route	92
Figure 2.23	Soulèvement de couche de surface	93
Figure 2.24	Rupture du remblai et de la chaussée.....	94
Figure 2.25	Rupture de la chaussée.....	95
Figure 2.26	Désenrobage d'une chaussée à Trèbes	95
Figure 2.27	Érosion des accotements	96
Figure 2.28	Rupture d'une chaussée	97
Figure 2.29	Rupture de chaussée.....	97
Figure 2.30	Limite des vitesses d'écoulements supportée par les protections	99
Figure 2.31	Gazon armé avec la couverture de contrôle d'érosion	100
Figure 2.32	Le tapis de gazon avec la matrice de fibres	102
Figure 2.33	Géogrille flexible avec des blocs de béton	103
Figure 2.34	Installation d'enrochement	105
Figure 2.35	Protection par enrochement pavé.....	106
Figure 2.36	Courbe Proctor avec ajout de chaux vive	107
Figure 2.37	Comportement en immersion d'un sol naturel versus sol stabilisé à 2 % de chaux	107
Figure 2.38	Courbes d'érosion de conduit.....	108
Figure 2.39	Vitesse d'érosion en fonction des protections à adopter	109
Figure 3.1	Relation entre la vitesse critique et la taille moyenne des granulats.....	114
Figure 3.2	Catégories des sols en fonction de leurs érodabilité	114
Figure 3.3	Relation entre la décharge d'une crue et la période de retour	116
Figure 3.4	Réseau d'écoulement.....	123

Figure 3.5	Point de transformation du type d'écoulement.....	125
Figure 3.6	Coefficient K en fonction de $\Delta p/H$	127
Figure 3.7	Profil en travers d'une route nationale ou régionale	131
Figure 3.8	Elévation de l'eau en fonction de la décharge.....	133
Figure 3.9	Décharge en fonction de l'élévation avec la courbe de l'évolution de l'énergie.....	136
Figure 3.10	Profil en travers de la solution proposée.....	138
Figure 4.1	Canal hydraulique de grande dimension.....	141
Figure 4.2	Schéma de la disposition de la chaussée dans le canal hydraulique	142
Figure 4.3	Coupe en travers de la chaussée dans le canal hydraulique.....	143
Figure 4.4	Solution perméable proposée pour une hauteur d'eau A	145
Figure 4.5	Diagramme de Hjulström.....	147
Figure 4.6	Solution perméable proposée pour une hauteur d'eau B	148
Figure 4.7	Solution perméable proposée pour une hauteur d'eau C	149
Figure 4.8	Solution imperméable proposée.....	151

LISTE DES ABRÉVIATIONS, SIGLES ET ACRONYMES

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation officials
BNQ	Bureau de normalisation du Québec
CO ₂	Dioxyde de carbone
CFG	Comité français de géosynthétique
ECB	Couverture de contrôle d'érosion
FHWA	Federal Highway Administration Agency
FRM	Matrice de fibres
GES	Gaz à effet de serre
GIEC	Groupe d'Experts Intergouvernemental sur l'Évolution du Climat
INRS-LHE	l'Institut national de la recherche scientifique-Laboratoire hydraulique environnemental
LA	Los Angeles
MD	Micro Deval
MnDOT	Minnesota Department of transportation
MTQ	Ministère des Transports du Québec
TRM	Le tapis de gazon
UQAR	Université du Québec à Rimouski
USACE	United States Corps of Engineers

LISTE DES SYMBOLES ET UNITÉS DE MESURE

C	Coefficient de décharge déterminé expérimentalement pour les écoulements libres
C'	Valeur de la conséquence
C_s	Coefficient de décharge dans un écoulement submergé
c_s	Espacement des fissures transversales ou des joints
E	module élastique
E_s	Énergie
F	Coefficient de sécurité
H_1	Hauteur totale moyenne par rapport à la ligne médiane
I_c	Taux d'infiltration dans la fissure
K_p	Taux d'infiltration à travers des chaussées non fissurées
K_r	Facteur de submersion
L	Largeur totale de la chaussée
L_p	Largeur de la chaussée sans accotements
L_s	Largeur des accotements
M_R	Module résilient
N_c	Nombre de fissures longitudinales ou de joints
N_d	le nombre d'équipotentielle
P	Hauteur totale des talus
PoE	Probabilité d'occurrence de la crue
PR	Période de retour
Q_{100}	Décharge pour une crue centennale
Q	Décharge de l'écoulement
R'	Risque
R	Coefficient de Reynolds
R_c	Rayon de courbure
R_H	Rayon hydraulique

S_E	Pente des talus
S_P	Dévers de la chaussée
S_s	Pente des accotements
V	Vitesse de l'écoulement
V_1	Vitesse moyenne dans une section en amont du talus
V_{100}	Vitesse de l'écoulement pour la crue centennale
V_s	Vitesse de l'écoulement pour la décharge choisi
V_{crit}	Vitesse critique
V_{bu}	Vitesse maximale sur le talus de remblai pour un niveau d'eau aval inférieur à la côte de la chaussée
V_{bo}	Vitesse maximale sur le talus de remblai pour un niveau d'eau aval supérieure à la côte de la chaussée
V_b	Vitesse maximale de l'écoulement sur le talus de remblai
V_p	Vitesse maximale de l'écoulement sur la chaussée
V_M	Vitesse maximale
W	Largeur de la base granulaire soumise à l'infiltration
W_c	Longueur des fissures transversales
g	Accélération de la pesanteur
h'	Hauteur d'eau statique au-dessus de la chaussée
h	Hauteur d'ascension capillaire
$h_{p(i)}$	Pression au point i
$h_{e(i)}$	Élévation de l'eau au point i
$h_{t(déb)}$	Charge totale au début du réseau d'écoulement
$h_{t(fin)}$	Charge totale à la fin du réseau d'écoulement
i	Gradient hydraulique
i_c	Gradient critique
i_e	Gradient de sortie
k	Conductivité hydraulique du sol
k'	Rugosité absolue des surfaces
n	Coefficient de Manning

q_{ic}	Taux d'infiltration de conception
r	Rayon du tube capillaire
t	Hauteur de l'eau en aval
u_w	Pression interstitielle
y'	Nombre d'années pour la durée de vie du talus de remblai
y	Profondeur de l'eau
y_0	Rayon de gorge
y_{100}	Profondeur de l'eau pour la crue centennale
α	Paramètre pris en fonction du degré de saturation
γ	Poids spécifique du fluide
γ_{sat}	Poids volumique unitaire saturé du sol dans le remblai
γ_w	Poids volumique unitaire de l'eau.
δ_q	Distance nominale parcourue par l'eau pour atteindre la vitesse uniforme de l'écoulement
Δh_t	Perte de la hauteur totale dans le champ d'écoulement
Δp	Différence entre le niveau d'eau sur la chaussée et le niveau d'accotement
Δp_{pres}	Différence de pression entre l'air et l'eau
ε_r	Déformation résiliente du sol ou du matériau
θ	Angle de la pente du fond de la rivière
λ	Différence entre la vitesse moyenne et la vitesse uniforme.
μ	Viscosité dynamique
ν	Coefficient de poisson
ρ	Densité du fluide
ρ^*_e	Masse volumique spécifique de l'eau
σ	Contrainte totale
σ'	Contrainte effective
σ_d	Contrainte déviatorique
σ_s	Tension superficielle du liquide
ϕ	Angle de mouillage

UNITÉS DE MESURE

cm	Centimètre
Gt	Gigatonnes
h	Heure
kPa	Kilopascal
kg	Kilogramme
kN	Kilonewton
MPa	Mégapascal
m	Mètre
mm	Millimètre
Pa	Pascal
s	Seconde

INTRODUCTION

Le réchauffement climatique est sans équivoque. Une hausse des températures moyennes, une fonte massive de la glace et une élévation du niveau moyen de la mer sont déjà notables à l'échelle du globe d'après le Groupe d'Experts Intergouvernemental sur l'Évolution du Climat (2014). Ces observations, combinées à une littérature scientifique sur les changements climatiques de plus en plus abondante, nous permettent d'attester l'importance de ce sujet au sein de la communauté scientifique. Ceci explique, sans doute, les efforts de toutes les parties prenantes ; gouvernements et chercheurs, à mener des recherches de plus en plus pointues dans le but de comprendre et quantifier les changements climatiques et d'identifier des solutions pour prévenir les effets négatifs de ces changements.

Au Québec, les dernières décennies ont été déterminantes dans la lutte contre les changements climatiques. Le sommet du Québec sur les changements climatiques en avril 2015, une initiative du premier ministre du Québec, M. Philippe Couillard, en est un bon exemple. Durant ce sommet, M. Alain Bourque, directeur général du consortium Ouranos, et M. Paul Kovacs, directeur général de l'Institut de prévention des sinistres catastrophiques, ont affirmé que les coûts de l'action sont moindres que les coûts de l'inaction, et qu'il est capital que les provinces et les territoires investissent plus pour réduire la production de carbone et pour améliorer leur adaptation aux changements climatiques.

Le Ministère des Transports du Québec, un des organismes œuvrant contre les changements climatiques, a lancé le projet de chaussée submersible. L'objectif principal de ce projet est de trouver le moyen adéquat et optimal pour contrer l'effet des phénomènes d'inondations sur le réseau québécois.

Plus précisément, ce rapport a pour objectif de produire une revue de la littérature. Cette revue doit présenter les différentes formes de dommages affectant la chaussée résultant des inondations. Par la suite, les méthodes de conception existantes doivent être exposées. Et, en

fonction des éléments découlant de cette revue une solution adaptée à un contexte québécois doit être proposées.

Le premier chapitre de ce mémoire, séparé en cinq sections, explique dans sa première section le phénomène du changement climatique affectant la planète et par la suite le Québec. Dans cette partie plusieurs informations concernant les projections relatives aux températures et aux précipitations ont été présentées permettant de mettre en évidence la nécessité de réagir.

La deuxième section du deuxième chapitre expose les différentes approches de conception des chaussées adoptées depuis le siècle dernier, ainsi que celles utilisées présentement dans plusieurs régions du globe.

La troisième section du deuxième chapitre quant à elle, consiste en un état des lieux de la vulnérabilité et le taux d'exposition des routes à l'Est-du-Québec vis-à-vis les intempéries causées par l'eau. Cette partie permet de quantifier les pourcentages des routes affectées ainsi que les routes susceptibles de l'être dans les prochaines années.

La section quatre illustre tout d'abord, les différentes formes d'eau présentes dans les structures de chaussées. En outre, elles exposent les mécanismes et les phénomènes agissant sur cette eau l'amenant à se déplacer ou à réagir avec les différents granulats constituant la structure de la chaussée.

Ensuite, la section cinq explique comment l'eau cause une perte de la capacité portante de la chaussée. Dans cette partie, chaque couche qui constitue la chaussée a été traitée à part. La dernière section de ce premier chapitre décrit les déformations que subit le talus de remblai routier suite à une décharge d'eau. Aussi, les équations régissant cette décharge y sont exposées.

Le deuxième chapitre commence par une distinction entre les types d'écoulements affectant les infrastructures routières. Cette distinction est faite dans l'objectif d'identifier les différents types de dommages pouvant affecter la chaussée en fonction du type d'écoulement.

La deuxième section explique les principales problématiques rencontrées à une échelle internationale causées par les inondations. Plusieurs études de cas ont été exposées. Ces études de cas ont porté sur l'effet des inondations sur les infrastructures routières de plusieurs pays des cinq continents.

Ensuite, une présentation des différentes solutions a été réalisée en se basant sur la littérature. Ces solutions ont été classées aussi selon les types d'écoulements. Cette section expose plusieurs résultats de recherche menée dans l'objectif de contrer les dommages causés par les inondations.

Basée sur la littérature, le chapitre trois expose les différents critères de conception de systèmes de protection des chaussées dans sa première section. Ensuite, la deuxième section a présenté deux méthodes de conception, à savoir, la méthode américaine et la méthode australienne.

La troisième section présente, un exemple de conception basée sur la complémentarité entre les méthodes de conception américaines et australiennes. Ensuite, une proposition de solution est donnée pour un contexte québécois.

Finalement, le chapitre quatre donne des recommandations en vue de la réalisation de simulations pour la validation de la solution proposée. D'autre part, dans ce chapitre deux pistes de solutions ont été énoncées. Ces deux pistes sont différentes des solutions présentes dans la littérature et se basent sur de nouveaux concepts.

CHAPITRE 1

REVUE DE LA LITTÉRATURE

1.1 Changements climatiques

Les changements climatiques sont dus essentiellement à l'augmentation de la production des gaz à effets de serre (GES) causée par l'approvisionnement énergétique, les transports et les industries. En effet, selon le GIEC (2007), les émissions mondiales de GES, ont augmenté de 70 % sur la période s'étalant de 1970 à 2004. Durant cette même époque, les rejets annuels du principal gaz à effet de serre, le dioxyde de carbone (CO₂), sont passés de 21 à 38 gigatonnes (Gt) en 2004, soit une progression d'environ 80 %, et représentaient 77 % des émissions totales de GES en 2004.

Le climat au Canada deviendra plus chaud, une augmentation minimale probable de 3 °C est attendue, généralement plus humide avec une probabilité plus grande de tempêtes durant les futures décennies (Bourque & Kovacs, 2015). Une étude menée par le GIEC (2007), anticipe un réchauffement d'environ 0,2 °C par décennie au cours des vingt prochaines années. Ce réchauffement engendrera une augmentation dans les taux de précipitations annuels et du niveau de la mer ce qui entraînera une augmentation des risques d'érosions et la fréquence de submersion des infrastructures (GIEC, 2007).

Afin de remédier aux problèmes causés par les changements climatiques et qui entraînent une perte de performance et raccourcissent la durée de vie des infrastructures routières certains gouvernements ont lancé des projets de recherches. Par exemple, en Australie, des travaux effectués sur les infrastructures routières pour un horizon futur de 2100. Ces travaux ont montré que les changements climatiques ont pour effet une augmentation des coûts relatifs à l'entretien et la réparation des véhicules d'usagers et les coûts d'entretien des infrastructures routières d'au moins 30 % (Carrera, Dawson, & Steger, 2009).

1.1.1 Le changement climatique à l'échelle de la planète

Les projections réalisées sur la base de tous les scénarios d'émissions étudiés par le GIEC (2014) montrent une hausse de la température de surface actuellement. Aussi, les modèles ont montré que la fréquence et la durée des vagues de chaleur s'accroissent. Et, les précipitations extrêmes deviennent plus intenses et plus fréquentes dans de nombreuses régions du globe. Les océans vont continuer à se réchauffer et à s'acidifier. Le niveau moyen de la mer s'élèvera proportionnellement au taux de production de GES.

Le changement de la température moyenne à la surface du globe pour la période de 2016 à 2035 sera compris entre 0,3 °C et 0,7 °C. Vers la fin du XXI^{ème} siècle, le réchauffement moyen à la surface du globe par rapport à la fin du XX^{ème} siècle atteindra des valeurs entre 0,3 °C et 1,7 °C ainsi une hausse à raison de 0,2 °C par décennie. Dans la plupart des continents, les extrêmes chauds seront plus fréquents et longs à l'inverse des extrêmes froids étant donnée l'augmentation des températures moyennes (GIEC, 2014).

Cette hausse des températures entraînera l'accroissement du niveau des mers. Les projections indiquent que le volume total des glaciers diminuera de 15 à 55 %. Cette déduction est appuyée par tous les scénarios étudiés par le GIEC (2014) qui a conclu qu'il est très probable que cette élévation se produise plus rapidement que celle observée entre 1971 et 2010 qui était de 2,0 mm/an. Le taux d'élévation prévu sera entre 8 et 16 mm/an entre 2081 et 2100.

La figure 1.1 tirée du rapport de synthèse du GIEC (2014), illustre l'évolution des températures et des précipitations sur le globe pour deux intervalles : le premier de 1986 à 2005 et le deuxième de 2081 à 2100.

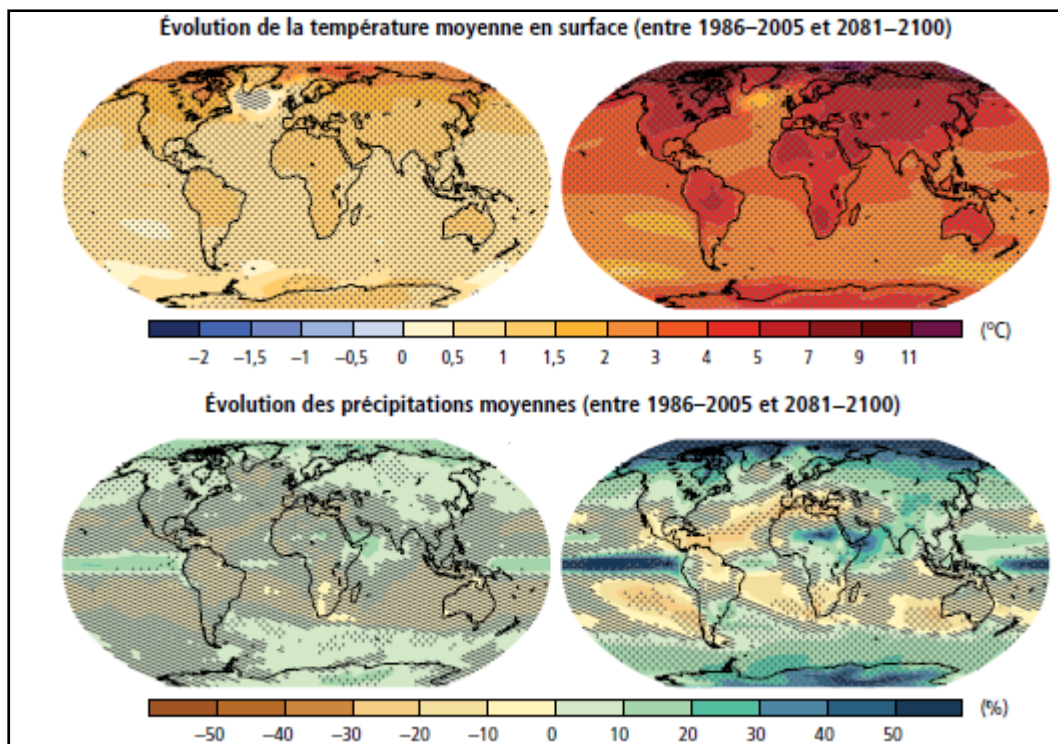


Figure 1.1 Évolution de la température et des précipitations
Tirée de GIEC (2014)

Pour l'Amérique du Nord, la température augmentera linéairement en fonction du temps sur tout le continent. Pour les 30 prochaines années, cette hausse des températures sera de 2 °C à 3 °C à l'est, à l'ouest et au sud, et de 5 °C au nord. Les augmentations des températures les plus élevées seront observables essentiellement durant les périodes hivernales dans les parties nord de l'Alaska et du Canada, atteignant 10 °C. La valeur moyenne du réchauffement dans le nord sera de 7 °C pour les périodes hivernales à 2 °C pour les périodes estivales.

Le GIEC (2007) projette une augmentation de 5 à 20 % des volumes de précipitations pour l'Amérique du Nord. Le réchauffement du climat dans les régions montagneuses de l'ouest du continent causera la fonte de la neige dans les montagnes, augmentant ainsi la fréquence des inondations durant l'hiver.

1.1.2 Le changement climatique au Québec

Le Québec regroupe quatre zones climatiques et écosystèmes distincts (qui sont classés selon Ouranos, 2015) :

- la toundra et le pergélisol à l'extrême nord;
- la forêt boréale renfermant une très riche faune au sud;
- dans les basses terres du Saint-Laurent, la forêt mixte qui abrite une importante biodiversité végétale et animale;
- la façade maritime du Saint-Laurent et des Baies James, d'Hudson et d'Ungava.

Dans le but d'inclure l'importante diversité du Québec, le portrait climatique a été divisé en quatre régions majeures qui sont illustrées à la figure 1.2 (Ouranos 2015).

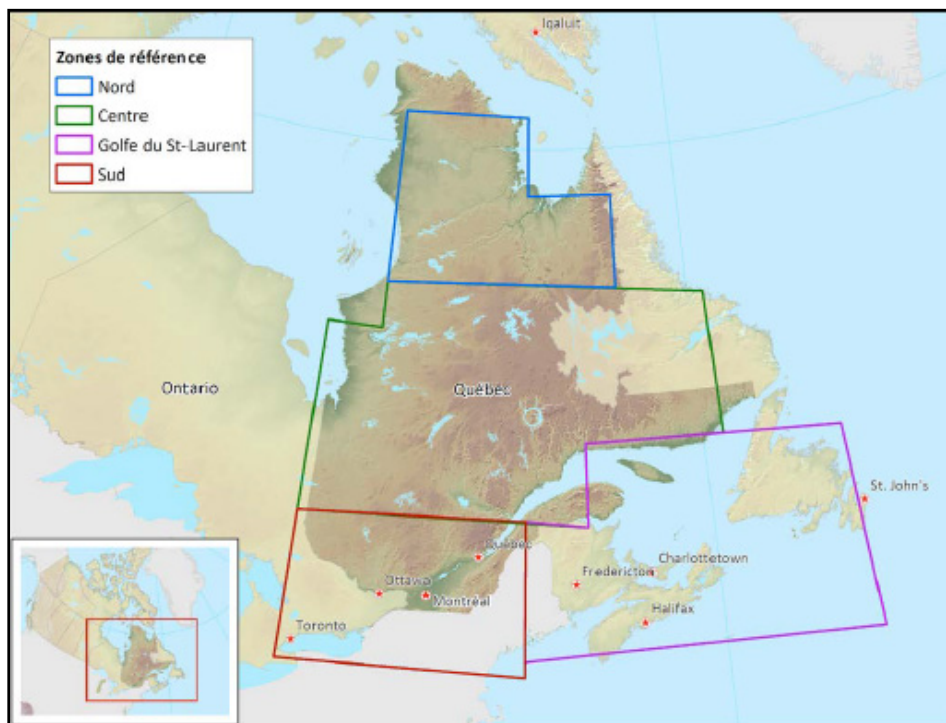


Figure 1.2 Régions de références
Tirée d'Ouranos (2015)

Les premières observations liées aux changements climatiques sont souvent liées à la hausse des températures. Selon Ouranos (2015), sur une période s'étalant de 1950 à 2011, l'augmentation des températures est d'environ 1 à 3 °C dans les températures moyennes annuelles au Québec. En plus, quelques observations spécifiques à certaines régions et certaines périodes ont été déterminées :

- au sud dans la région du golfe du Saint-Laurent, les températures annuelles projetées augmenteront de +2 à +4 °C entre 2041 et 2070 et de +4 à +7 °C entre 2071 et 2100;
- au centre et au nord, les températures annuelles projetées augmenteront de +3 à +6 °C entre 2041 et 2070 et de +5 à +10 °C entre 2071 et 2100.

D'un autre côté, le groupe d'étude d'Ouranos (2015) a observé que c'est durant les saisons hivernales au nord du Québec qu'on remarquera les plus grandes augmentations. Ces températures à l'horizon 2100 seront entre +10 °C à 15 °C. Outre ses observations, certaines projections ont été émises à savoir :

- augmentation de 3 °C à 5 °C de la température maximale de la journée la plus chaude de l'année;
- augmentation de 5 °C à 7 °C de la température minimale de la journée la plus froide de l'année;
- augmentations de la durée des vagues de chaleur et de la fréquence des nuits chaudes.

La figure 1.3 représente les températures projetées pour l'horizon 2050 versus les observations pour la période entre 1971 et 2000 (Ouranos, 2015). La hausse des températures touchera tout le Québec en particulier la partie nord. Le nord du Québec passera d'une température moyenne annuelle d'environ -14 °C à 2 m du sol à une température entre -3 et -6 °C. Au Sud, les températures à l'horizon 2050 seront aux alentours des 19 °C à 2 m du sol contre des températures ne dépassant pas les 10 °C entre 1971 et 2000.

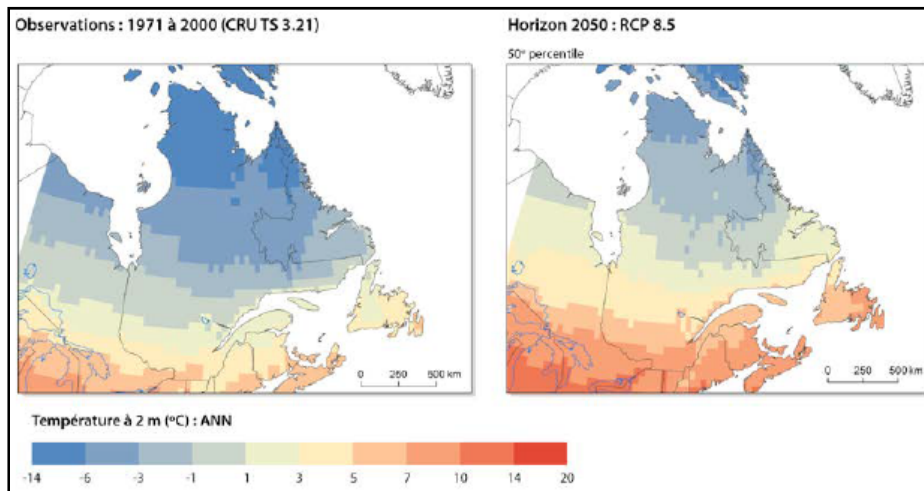


Figure 1.3 Projections des changements climatiques
Tirée d'Ouranos (2015)

Le tableau 1.1 illustre les projections émises par Ouranos (2015) des températures moyennes pour les horizons 2020, 2050 et 2080 selon les régions et les saisons. Une augmentation remarquable peut être constatée à l'horizon 2050 qui continue avec la même ampleur jusqu'à l'horizon 2080 durant toutes les saisons et s'accroît durant l'hiver.

Les changements climatiques produiront une augmentation des précipitations au Québec. Selon Thiam (2014), une augmentation sera observée sur tout le territoire québécois en hiver. En été, l'augmentation est moindre et prévue seulement au centre et au nord du Québec. L'augmentation des précipitations selon la saison et les régions peut être résumée comme suit :

- durant l'hiver, 20 % dans le sud et de 30 % dans le nord;
- durant l'été, au sud aux alentours de 6%.

Tableau 1.1 Projections des températures à l'horizon 2020, 2050 et 2080 par région
Adapté d'Ouranos (2015)

Régions	Saison	2020 (°C)	2050 (°C)	2080 (°C)
Sud	Hiver	1 à 2,9	3 à 5,5	5,1 à 8,2
	Printemps	0,8 à 2,1	2,2 à 5,1	3,9 à 7,6
	Été	1 à 2	2,2 à 4,5	3,9 à 7,2
	Automne	0,9 à 2,2	2,5 à 4,2	3,9 à 6,8
Centre	Hiver	1,5 à 3,6	3,7 à 6,7	7 à 9,9
	Printemps	0,7 à 2,5	2,1 à 4,6	3,6 à 8,3
	Été	0,8 à 2	1,9 à 4,5	3,6 à 7,1
	Automne	1 à 2,2	2,5 à 4,2	4,1 à 7
Golf du Saint-Laurent	Hiver	1,1 à 2,6	2,3 à 4,8	4,4 à 7,1
	Printemps	0,7 à 2,2	1,7 à 4,4	3,5 à 7,1
	Été	0,8 à 2,1	1,8 à 4,3	3,6 à 7
	Automne	0,8 à 1,9	1,9 à 3,9	3,6 à 6,5
Nord	Hiver	1,3 à 5,2	4,5 à 9,5	8,1 à 14,8
	Printemps	0,7 à 2,5	2,4 à 6,2	4,3 à 10,6
	Été	0,7 à 1,9	1,5 à 4,5	3,2 à 7,4
	Automne	1 à 2,2	2,5 à 4,4	3,9 à 7,6

Le tableau 1.2 tiré d'Ouranos (2015), illustre les projections climatiques de l'ensemble des simulations effectuées par le groupe de recherche d'Ouranos pour les indices de précipitations totales entre 2081 et 2100 par rapport à celle de 1981 à 2000. Le tableau 1.2 montre une hausse des précipitations sur l'ensemble du territoire du Québec. Néanmoins, pour la majorité des

méthodes de calculs utilisés, le nord reste la région où l'augmentation des précipitations est la plus importante.

Tableau 1.2 Projection des précipitations par régions
Adapté d'Ouranos (2015)

Méthode de Calcul	Sud	Golf	Centre	Nord
Accumulation totale	5-15 %	15-30 %	15-30 %	30-45 %
Quantité de précipitations provenant des jours les plus pluvieux	40-70 %	70-100 %	40-70 %	70-100 %
Ratio de la quantité de précipitations des jours les plus pluvieux dans l'accumulation totale	8-10 %	10-12 %	8-12 %	6-12 %
Nombre de jours dont l'accumulation quotidienne excède les 10 mm	4-6 jours	4-6 jours	6-10 jours	4-8 jours

Aussi, une étude menée par Lepage, Bourdages, & Bourgeois (2011) basée sur l'interprétation des résultats du rapport de synthèse publié par Ouranos en 2010 s'est conclu par des estimations des augmentations des températures et des précipitations à l'horizon 2070. Les tableaux 1.3 et 1.4 résument les valeurs des températures moyennes projetées. On peut remarquer que les hausses des températures sont plus importantes dans le nord du Québec durant l'hiver tandis que l'augmentation des précipitations est plus importante au sud.

Tableau 1.3 Estimation des températures à l'horizon 2070

	Hiver		Été	
	Nord	Sud	Nord	Sud
Hausse des Températures moyennes (°C)	4,5 à 6,5	2,5 à 3.8	1,6 à 2,8	1,9 à 3
Températures moyennes (°C)	-19	-4	5	23

Tableau 1.4 Estimation de l'augmentation des précipitations à l'horizon 2070

	Hiver	Été
Nord	65 mm	150 mm
Sud	380 mm	450 mm

Il est vrai que la problématique contemporaine est sans équivoque le phénomène des changements climatiques. L'augmentation aussi bien des précipitations que des températures générera des contraintes additionnelles au niveau des routes. Ainsi, au regard de certains événements passés et de l'augmentation anticipée des précipitations, il apparaît souhaitable de se pencher sur des procédures de conception adaptée pour les zones inondables.

1.2 Conception des chaussées

Une route est constituée essentiellement d'une chaussée et de différents éléments assurant plusieurs fonctionnalités : drainage, sécurité des automobilistes, etc. Les structures de chaussées, des systèmes multicouches liés ou pas entre elles, sont classées en deux catégories majeures ; les chaussées rigides, formées d'un revêtement de béton et les chaussées souples, constituées d'un revêtement bitumineux. Tous deux reposent sur une fondation et une sous fondation au-dessus du sol d'infrastructure.

Le revêtement d'une chaussée assure la réduction de la contrainte verticale transmise à la structure de la chaussée. Le revêtement bitumineux se compose de plusieurs couches ; une couche de roulement qui assure le confort, l'adhérence et l'étanchéité de même que le bruit de roulement. Le revêtement en béton offre une plus grande rigidité. Ces deux types de couches assurent cependant une fonction primordiale qui est la répartition des charges au sol par l'intermédiaire des couches de fondation et sous-fondation. Les deux couches de fondation et de sous-fondation sont souvent constituées de matériaux granulaires de différentes dimensions et non liés (Murillas, 2010).

Au Québec, un matériau à granulométrie étalée de calibre 0-20 mm (MG- 20) est utilisé pour la couche de fondation. Pour la couche de sous-fondation on utilise un matériau granulaire possédant un fuseau plus permissif (MG-112). Ses deux couches ont comme fonctionnalité d'acheminer les contraintes de haut en bas pour arriver finalement à les distribuer au sol d'infrastructure. Néanmoins, la couche de sous fondation assure également le drainage de la couche de fondation et la protection de la structure contre le gel.

Le sol d'infrastructure a aussi un rôle primordial dans la conception de chaussée performante, car ses caractéristiques rhéologiques et leurs variabilités constituent les données nécessaires pour la conception des chaussées. La figure 1.4 représente une structure de chaussée type (Thiam, 2014).

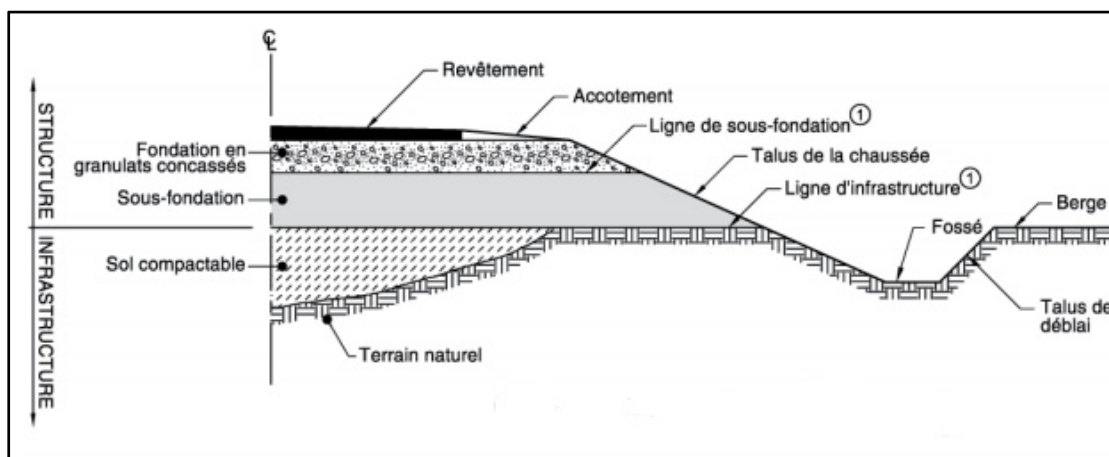


Figure 1.4 Structure de chaussée
Tirée de MTQ (2018)

L'épaisseur des différentes couches, énumérées précédemment, constitue d'un côté l'élément le plus important dans une conception de chaussée. D'un autre côté, cette épaisseur constitue l'élément de différence entre les chaussées soumises à différentes conditions climatiques, assurant le transport d'un trafic différent de véhicules et reposant sur des sols d'infrastructures différents. Ainsi, la conception des chaussées repose sur le choix adéquat des épaisseurs de ses couches, moyennant plusieurs critères dont : économiques, mécaniques, durée de vie, performance, changements climatiques, etc. (Bilodeau, Doré, & Calvar, 2017).

Différentes approches de conception de chaussées ont été utilisées au fur et à mesure du développement industriel. Vers la fin du 19^e siècle, l'approche de conception consistait essentiellement à la détermination des épaisseurs des couches, utilisant l'expérience de certains ingénieurs de l'époque acquise suite à des essais effectués, avec comme seul objectif la protection du sol d'infrastructure. Après la deuxième guerre mondiale, de nouveaux critères pour le trafic et capacité portante du sol d'infrastructure se sont ajoutés à la méthode de conception des chaussées. De là, les deux approches utilisées jusqu'à aujourd'hui ont connu leur développement en parallèle, à savoir l'approche empirique et l'approche mécaniste-empirique (Perret & Dumont, 2004).

Depuis la deuxième guerre mondiale, jusqu'à l'époque actuelle, le développement et le progrès scientifique ont continué aussi bien dans les domaines physiques et mécaniques que dans les domaines numériques. Ils offrent ainsi une plateforme aux ingénieurs routiers leur permettant de développer leurs connaissances en mécanique et thermodynamiques des matériaux de chaussées. Ceci leur permet de développer des méthodes de conception basées sur l'analyse des contraintes et des déformations en fonction d'une multitude de critères que le concepteur peut ajouter.

1.2.1 Méthode empirique

La méthode empirique de conception des chaussées est la méthode la plus utilisée en Amérique du Nord depuis le 20^e siècle et son développement par l'American Association of State Highway Transportation Officials (AASHTO) en 1960, révisée en 1993. Cette méthode expérimentale se base essentiellement sur la comparaison à long terme de la performance et le comportement des structures dans différentes conditions ; climatiques, de trafic et géotechniques. Ensuite, les informations récoltées durant des essais en vraie grandeur effectués sur ses structures vont servir à la mise en place de règles empiriques de dimensionnement de chaussées.

Les critères liés à la performance sont les critères dominants dans les modèles empiriques. Ces derniers se basent aussi bien sur la connaissance historique des détériorations de la chaussée dans des conditions spécifiques que sur l'expérience des experts. Cette façon de faire permet d'appliquer les mêmes mesures adoptées à une chaussée qu'à une autre qui présente des conditions semblables à savoir ; le même type de sol d'infrastructure, trafic semblable, région climatique similaire.

1.2.2 Méthode mécaniste-empirique

La méthode mécaniste-empirique est une approche de dimensionnement de chaussée qui se répand de plus en plus au sein de la communauté du génie civil. Cette méthode est scindée en deux principales phases. La première considérée comme approche mécaniste vise à

dimensionner l'épaisseur des couches de la chaussée en prenant en compte les contraintes et déformations que cette dernière subit sous l'effet du trafic et du climat. La deuxième étape, peut être appelée approche empirique, consiste à modéliser l'endommagement des matériaux dont l'épaisseur a été corrigée pour tenir compte des conditions in situ. Ceci nous permet ainsi de faire une évaluation du comportement de la chaussée avant sa construction et d'avoir la réponse de la chaussée sous sollicitation analytiquement à partir des modèles de détérioration structurale et fonctionnelle déduits des équations de régressions (Haas, Hudson, & Zaniewski, 1994).

Cette méthode de dimensionnement, basée sur des théories bien établies, nous permet de mieux nous approcher du comportement réel et correct d'une chaussée que les méthodes et équations empiriques traditionnellement employées pour les chaussées. Les principaux avantages notables suite à une application réussie de ses procédures selon l'AASHTO (1993) sont :

- une amélioration de la fiabilité de la conception;
- des préventions contre des dégradations spécifiques;
- une possible extrapolation des résultats de terrain;
- simulation et évaluation des impacts de nouveaux chargements sur la chaussée en utilisant des procédures mécanistes; pressions élevées des pneus, essieux multiples, etc.;
- évaluation des propriétés mécaniques de nouveaux matériaux par des simulations afin de prévoir leur performance potentielle comme des matériaux recyclés ou stabilisés ce qui servira à une meilleure utilisation des matériaux disponibles;
- évaluation d'une manière prématurée de la fatigue en utilisant des procédures améliorées et en développant des techniques plus adéquates;
- possibilité d'inclure le vieillissement dans les évaluations de performance ce qui servira à évoluer la performance moyennant l'âge de la chaussée;
- évaluation de la performance en intégrant les effets saisonniers, tels que le dégel;
- possibilité de mieux évaluer les avantages de l'utilisation d'un drainage amélioré dans la chaussée.

Pour conclure, il est sans doute préférable au concepteur de chaussées d'opter pour la méthode mécaniste-empirique étant donné les puissants outils d'évaluation de la performance qu'elle offre. En utilisant cette approche, il est possible d'inclure tous les paramètres essentiels pour le dimensionnement d'une chaussée spécifique vu la diversité qui existe d'un projet à un autre. Par conséquent, en offrant autant de possibilités au concepteur cette approche prime par rapport à l'approche empirique qui se base essentiellement sur des corrélations et des données empiriques.

1.3 Vulnérabilité des infrastructures routières au Québec

Parmi les effets directs des changements climatiques, l'augmentation du niveau de la mer et des précipitations entraînent une augmentation de la probabilité de submersion et d'érosion des chaussées. Au Québec, 156,8 km de routes de l'Est-du-Québec sont exposés à l'érosion et 128,9 km à la submersion (Drejza, Friesinger, & Bernatchez, 2014).

1.3.1 Vulnérabilité et exposition à la submersion

Suite aux recherches effectuées par Drejza et al. (2014), il a été prouvé que les niveaux d'eau utilisés d'habitude pour cartographier les événements de submersion ne sont pas fiables. Des observations effectuées suite aux inondations de 2010 dans l'Est-du-Québec ont permis d'enregistrer des différences entre les niveaux d'eau réels et la hauteur d'eau la plus élevée au marégraphe le plus proche. Une différence de 1,5 m a été observée entre la lecture du marégraphe le plus proche de Rimouski et les niveaux réels. Cette différence a atteint 3,5 m à Sainte-Luce, 1,89 m à Rimouski-Neigette et 1,23 m à Sainte-Anne-des-Monts.

Ces différences entre les niveaux d'eau ont constitué une problématique aussi bien au Québec que dans d'autres régions du globe à l'instar des États-Unis et la France. Ceci explique le choix de la méthode utilisée par les auteurs pour décrire les événements de submersion. Cette méthode se base sur les niveaux d'eau réels obtenus à l'aide d'une comparaison des élévations du terrain naturel et du niveau de la pleine mer supérieure.

Drejza et al. (2014) ont introduit une notion dans leur étude sur la vulnérabilité des routes du Québec aux aléas résultants des événements de submersion. Cette notion se résume en une équation traduisant le niveau d'exposition exprimé en fonction de l'épaisseur d'eau sur la route. Cette épaisseur est obtenue suite au calcul du niveau de submersion. Ainsi, le niveau de submersion se calcule à l'aide de l'équation 1.1 :

$$\begin{aligned} & \text{niveau de submersion} \\ &= \text{niveau des pleines mers supérieures de grande marée} + \quad (1.1) \\ & \text{cote de submersion} \end{aligned}$$

Une fois le niveau de submersion calculé, il est donc possible de calculer l'épaisseur de l'eau sur la route qui est donnée par l'équation 1.2:

$$\text{Épaisseur de l'eau} = \text{niveau de submersion} - \text{altitude de la route} \quad (1.2)$$

L'utilisation de l'équation 1.2 est soumise à certaines restrictions. Ces conditions stipulent qu'un résultat négatif indique l'absence d'une hauteur d'eau sur la route. D'un autre côté, dans chaque point où un résultat est inférieur à 0,2 m, les chercheurs ont considéré le point comme potentiellement submersible (Drejza et al., 2014).

Il est à noter que ces équations produisent des valeurs moyennes. Par conséquent, certaines conditions liées à l'emplacement des mesures peuvent faire varier significativement les résultats obtenus. En utilisant ces équations, des écarts traduisant l'épaisseur de l'eau ont été enregistrés à certains points de mesures particuliers. Drejza et al. (2014) ont mentionné que la différence par rapport aux valeurs habituelles est due essentiellement aux différences dans les emplacements des points de mesures. Ces différences sont en générale; présence et distance d'une structure de protection ou d'un revêtement artificiel du sol naturel empêchant l'infiltration de l'eau dans le sol.

Ainsi, le groupe de recherche a mis en évidence la possibilité de submersion pour les secteurs très près d'une infrastructure de protection. Même en étant protégés grâce à leurs élévations ou des mesures de protection, ces secteurs peuvent être sujets à une submersion due à l'abaissement de la plage ou la diminution de sa largeur. Ainsi, pour ces secteurs, où une structure de protection est considérée adjacente à la chaussée, les auteurs mentionnent qu'une submersion de 1 m peut être envisageable en raison de la possibilité de franchissement de la route par-dessus les structures de protection. Cette étude a abouti au final aux pourcentages de routes exposées aux risques de submersion moyennant les paramètres mentionnés précédemment. Au total, 4,5 % des routes sont exposées à la submersion. Ces routes sont essentiellement présentes dans le Bas-Saint-Laurent et aux Îles-de-la-Madeleine. D'un autre côté, le phénomène de submersion par franchissement de l'ouvrage s'est le plus répandu en Haute-Gaspésie en raison d'une forte présence d'infrastructures de protection. Ces résultats ont été obtenus en considérant un seuil de 50 cm comme dangereux. Ce seuil représente la limite de déplacement d'un adulte à pied ou d'un véhicule et ceux-ci indépendamment de la vitesse de l'eau étant donné que la turbidité de l'eau masque les aspérités du terrain comme les bouches d'égout, etc. (Drejza et al., 2014).

Au terme de cette recherche, les auteurs ont identifié certains paramètres susceptibles d'aider la genèse d'une submersion ou d'un franchissement dans des secteurs non identifiés par leur recherche. Ces paramètres sont :

- le type de la côte;
- la pente de la plage;
- l'orientation de la côte;
- l'orientation du vent;
- présence ou absence de glace.

1.3.2 Vulnérabilité et exposition à l'érosion

La vitesse de recul d'une côte détermine directement sa sensibilité à l'érosion. Cette érosion a été identifiée comme étant une fonction du déplacement de la côte la plus proche de la route.

Les taux d'érosion considérés dans le cadre de la même étude menée par Drejza et al. (2014) se scindent en deux possibilités. La première dans le cas où des mesures récentes, décrivant l'évolution de la côte de certains secteurs, ont été enregistrées. Ces valeurs étaient directement considérées comme précises et utilisées. Par ailleurs, pour les autres secteurs, les valeurs enregistrées par le laboratoire de dynamique et de gestion intégrée des zones côtières de l'UQAR ont été considérées.

En vue de calculer le degré d'exposition à l'érosion à l'instar de la submersion, Drejza et al. (2014) ont considéré le recul de la limite du bord d'eau résultant d'une érosion dans l'équation de détermination du degré d'exposition à l'érosion. Cette considération s'explique par le fait qu'une section située à une distance inférieure à la valeur du recul événementiel court le risque d'être érodée. Ces reculs événementiels représentent la valeur de recul extrême enregistrée suite à un événement d'érosion. Les secteurs où un recul événementiel peut se produire doivent posséder un environnement côtier homogène.

Ainsi, cela a permis au groupe de recherche d'aboutir à l'équation 1.3 permettant de calculer le degré d'exposition à l'érosion qui se présente comme suit :

$$\text{degré d'exposition} = \frac{\text{Distance entre la route et la côte} - \text{recul d'un seul événement}}{\text{Taux d'érosion moyenne annuelle}} \quad (1.3)$$

D'après le groupe de recherche, l'équation 1.3 offre un degré d'exposition qui décrit le nombre d'années qui reste avant l'érosion de l'infrastructure routière. En raison des multiples différences enregistrées entre les secteurs, une classification de l'imminence des risques à l'exposition a été réalisée. Les auteurs ont classé le degré d'exposition dans les différents secteurs en attribuant des qualifications décrivant la période avant l'érosion.

Pour des secteurs où la distance entre l'infrastructure routière et la limite du bord de côte est inférieure à l'érosion produite par un seul événement le degré d'exposition de ce secteur est considéré comme « imminent ». Le terme « presque » a été attribué quand l'infrastructure

routière se trouve à moins de 0,5 m de l'érosion du dernier événement. Cette classification a été faite sur des intervalles d'une décennie de 2020 à 2100. Il est très utile de mentionner que l'érosion n'est pas un phénomène constant dans le temps d'autant plus qu'avec le changement climatique, il est très difficile de prédire avec précision les cycles d'érosion. C'est pourquoi, Drejza et al. (2014) ont précisé que les routes classées imminentes sont les routes qui seront affectées suite au premier événement, néanmoins, il est impossible de prédire avec précision quand cet événement arrivera.

Toujours selon Drejza et al. (2014), le résultat le plus important à prendre en considération est que les routes classées imminentes seront affectées suite à la première érosion qui se produira ce qui rend difficile une réaction après coup. D'un autre côté, ils insistent sur le fait que la présence d'ouvrages de protection ne constitue en aucun cas une assurance quant à l'érosion étant donné que ces mêmes ouvrages peuvent être affectés par l'érosion.

Au terme de cette étude, le risque d'érosion pour 32,5 km de routes a été classé « imminent » alors que le risque d'érosion pour 156,8 km de routes sera classé imminent d'ici 2100, soit 7 % de toutes les routes de l'Est-du-Québec. Ce résultat indique que 1,4 km additionnel de route sera exposé chaque année.

Pour conclure, Drejza et al. (2014) ont affirmé que les chiffres donnés pour les sites exposés augmenteront proportionnellement aux connaissances développées sur l'érosion; 102 sites seront susceptibles d'être submergés et 7 sites se verront submergés par franchissement de l'ouvrage de protection.

Cette partie a présenté la vulnérabilité des chaussées de l'Est-du-Québec, au début vis-à-vis la submersion, ensuite, vis-à-vis l'érosion. D'après ces données, il est observable que les phénomènes de submersion et d'érosion constituent un problème important pour le réseau routier du Québec. Par ce fait, il est primordial de connaître les mécanismes avec lesquels l'eau affecte la chaussée pour pouvoir y remédier.

1.4 Présence de l'eau dans la chaussée

Afin de comprendre l'influence de la submersion sur la conception des chaussées, il est nécessaire de connaître les différentes sources et formes d'eau dans le corps de la chaussée.

1.4.1 Les différentes formes d'eau

L'eau dans la chaussée se présente sous trois phases différentes : gazeuse, liquide ou solide. Ces phases ont une influence notable sur les propriétés mécaniques du sol d'infrastructure et des différentes couches de la chaussée. En outre, la phase liquide reste la phase la plus nocive pour les structures de chaussées (Doré & Zubeck, 2009).

La phase gazeuse est présente dans les sols non saturés. Un équilibre se crée entre les pressions air-eau durant cette phase avec un pourcentage largement supérieur d'air. Dans le processus de saturation de l'eau, l'équilibre déjà présent se rompt. La quantité d'eau présente dans les pores augmente et leur transport est assuré par les particules dans un sol initialement non saturé (Doré & Zubeck, 2009).

La phase liquide se trouve sous une multitude de formes dans les sols et les couches de chaussée. L'eau libre est la seule forme à pouvoir se déplacer entre les particules sous l'effet de la gravité. L'eau capillaire est retenue par les forces de tension autour des particules dans les interstices capillaires. Sa stabilité est associée à la tension superficielle qui s'applique à l'interface entre les phases liquide, solide et gazeuse. Par conséquent, la couche d'eau de surface contrôle le comportement de l'eau capillaire qui se déplace malgré la tension qui s'applique par capillarité (Doré & Zubeck, 2009).

La phase solide de l'eau se développe dans les sols et les matériaux de chaussée quand la température ambiante demeure sous 0 °C durant une période de temps assez longue (Doré & Zubeck 2009). La glace présente dans les sols se trouve aussi sous différentes formes. La glace interstitielle est une de ces formes. La formation de cette glace se fait au moment où l'eau gèle

dans les pores du sol. Dans le cas de sols saturés, le changement de phase de l'eau interstitielle peut entraîner une augmentation du volume de 9 %. Pour la glace de ségrégation, le processus de congélation implique le transport de l'eau du côté chaud du front de congélation vers le front de ségrégation. Par conséquent, une augmentation de la teneur en eau et du volume du sol glacé se produit.

1.4.2 Causes de la présence d'eau

La phase liquide est liée à la phase solide par des forces d'hydratation dans le sol. Ces dernières se présentent de multiples façons dans la nature et leur importance dépend essentiellement des propriétés hydriques du sol. Pour des teneurs en eau assez élevées, la capillarité a le rôle le plus important dans la rétention d'eau par ailleurs pour les états secs, les forces d'adsorption ont plus d'influence sur la rétention d'eau (Salager, 2011).

1.4.2.1 Capillarité

Le phénomène de capillarité dans les sols a deux aspects distincts. Le premier aspect est hydrique. Il se traduit par le phénomène d'ascension capillaire. Le second aspect est mécanique. Il se traduit par des forces de cohésion entre les granulats qui dépendent de la quantité de liquide présente et des propriétés du sol. Ce phénomène dépend aussi de la succion dans le cas où la différence de pression entre l'eau et l'air est homogène partout dans le sol (Salager, 2011).

Le phénomène d'ascension capillaire est dû à l'existence d'une tension superficielle qui se développe à l'interface entre un fluide (eau) et un autre matériau (air). Dans le cas des sols, les pores forment un réseau et peuvent être assimilés à des tubes capillaires sans pour autant que leur forme soit semblable à des tubes capillaires continus (Doré & Zubeck, 2009). De plus, la cohésion intergranulaire est largement plus faible que les forces d'adhésion du liquide à la paroi ce qui explique l'ascension de l'eau par capillarité (Salager, 2011). Ainsi, en écrivant l'équilibre entre les forces capillaires et l'action de la gravité sur l'eau, on obtient la loi de Jurin dans l'équation 1.4, qui donne la hauteur de la remontée capillaire.

$$h = \frac{2 \times \sigma_s}{\rho_e^* \times g \times R_c} = \frac{2 \times \sigma_s \times \cos \phi}{\rho_e^* \times g \times r} \quad (1.4)$$

où h est la hauteur d'ascension capillaire, ρ_e^* la masse volumique spécifique de l'eau, g l'accélération de la pesanteur σ_s est la tension superficielle du liquide, R_c est le rayon de courbure, ϕ l'angle de mouillage et r est le rayon du tube capillaire.

Le second aspect de la capillarité est les forces de cohésion qui se créent entre les particules solides. Afin de mieux visualiser ces forces, la figure 1.5 présente deux grains parfaitement sphériques reliés par un pont capillaire, dont la force, $F_{capillaire}$ s'écrit comme suit (Salager, 2011).

$$F_{capillaire} = 2 \times \pi \times y_0 \times \sigma_s + \pi \times y_0^2 \times \Delta p_{pres} \quad (1.5)$$

où Δp_{pres} est la différence de pression entre l'air et l'eau et y_0 le rayon de gorge (rayon qui correspond à la plus petite section du pont capillaire).

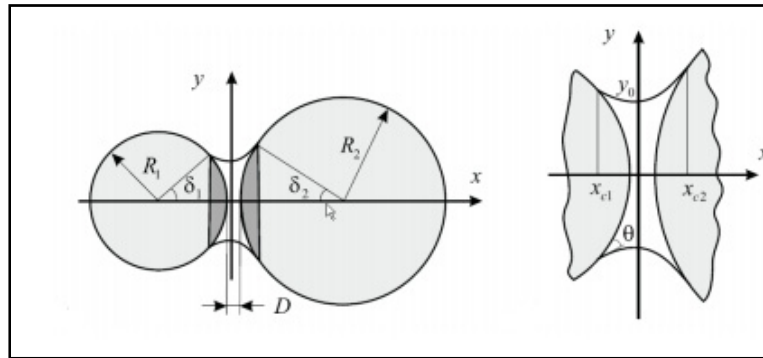


Figure 1.5 Pont capillaire
Tirée de Salager (2011)

Ces forces sont faibles prises une sans l'autre. Néanmoins, l'ensemble de ses forces change le comportement des sols. Par exemple un sable sec ne possède aucune cohésion alors qu'il devient plastique lorsqu'il est humide (Salager, 2011).

1.4.2.2 Remontée de la nappe phréatique

Lorsque la nappe phréatique dépasse le niveau de la base de la chaussée, le phénomène de transfert d'humidité se produit. Résultant d'un gradient hydraulique, ce transfert d'humidité contribue à la genèse d'un écoulement sous la chaussée. D'un autre côté, une pression hydraulique s'applique sur la chaussée engendrée par la remontée de la nappe. Ce qui met la structure de la chaussée sous pression. Latéralement, le sol d'infrastructure se sature. Les contraintes effectives diminuent avec l'augmentation des pressions interstitielles sous chargement. Ainsi, la capacité portante de la structure et la stabilité des remblais diminuent. La décharge de cet écoulement peut être déterminé à l'aide de l'équation 1.6 appelée loi de Darcy (Thiam, 2014).

$$q = k \times i \quad (1.6)$$

où k est la conductivité hydraulique du sol et i est le gradient hydraulique.

La remontée de la nappe phréatique sature à des différents degrés les couches granulaires et le sol d'infrastructure. Les couches de fondation des infrastructures routières sont des couches formées de granulats ce qui justifie que ces couches représentent un milieu poreux chargés sous l'effet des minéraux présents à la surface de ces granulats. Cela permet par conséquent à l'eau, étant un matériau polaire chargé, de se déplacer (s'écouler) dans des directions positives et négatives dans ce milieu (Hama, 2016).

D'autre part, la teneur en humidité et le degré de saturation influencent directement l'état mécanique et hydrique dans le milieu granulaire non saturé. Vu que ce milieu est constitué de trois éléments principaux; (solide, eau et air), les interactions entre ces trois éléments donnent une multitude de possibilités pour le comportement des granulats et rend les prévisions liées à leur comportement complexe (Hama, 2016).

Ainsi un milieu poreux peut se présenter sous différentes formes en fonction de sa saturation en eau. Les trois principales formes sont les suivantes :

- la surface des particules est mouillée faiblement, ce qui implique un degré de saturation faible variant de 0 à 25 %. L'eau est bloquée et c'est l'air qui est majoritairement présent dans les pores sans déplacement. C'est le cas des sols non saturés;
- l'eau est présente majoritairement dans les pores. Elle se déplace librement et l'air est bloqué, ce qui correspond à un degré élevé de saturation variant entre 80 et 100 %, soit un sol presque saturé. Dans ce cas l'eau et l'air constitue respectivement des phases continues et discontinues;
- les pressions de l'eau et de l'air sont en équilibre. Les deux phases peuvent se déplacer librement et le degré de saturation varie entre 25 et 80 %.

L'illustration 1.6 résume les trois différentes formes de saturation des milieux poreux susmentionnées.

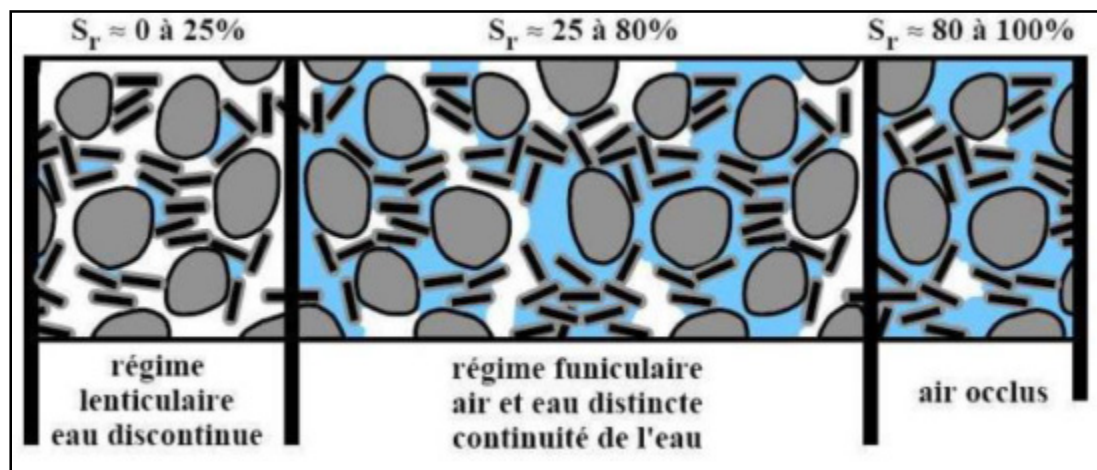


Figure 1.6 Formes des écoulements dans les milieux poreux en fonction du degré de saturation

Tirée de Hama (2016)

1.4.2.3 Infiltration de l'eau

La principale source d'eau dans la structure de chaussée est l'eau issue de l'infiltration des précipitations. Elle se crée son chemin à travers les fissures présentes dans la couche de revêtement des chaussées et les accotements. Ainsi, elle s'écoule de haut en bas touchant ainsi

les couches granulaires arrivant jusqu'au sol d'infrastructure et continue son chemin jusqu'à la nappe phréatique. Pour estimer le taux d'infiltration à travers une chaussée fissurée le Federal Highway Administration (FHWA) ont proposé l'équation 1.7 (Doré & Zubeck, 2009).

$$q_{ic} = I_c \times \left(\frac{N_c}{W} + \frac{W_c}{W c_s} \right) + K_p \quad (1.7)$$

où q_{ic} est le taux d'infiltration de conception en ($\text{m}^3 / \text{jour} \times \text{m}^2$ de couche de drainage), I_c est le taux d'infiltration dans la fissure en $\text{m}^3 / \text{jour} \times \text{m}$ linéaire de la fissure, N_c est le nombre de fissures longitudinales ou de joints, W_c est la longueur des fissures transversales (m), W est la largeur de la base granulaire soumise à l'infiltration (m), c_s est l'espacement des fissures transversales ou des joints (m), et K_p est le taux d'infiltration ($\text{m}^3 / \text{jour} \times \text{m}^2$) à travers des chaussées non fissurées (on peut supposer qu'il est de 0 pour un béton bitumineux dense).

1.4.2.4 Eau adsorbée

L'eau est aussi retenue dans la structure de chaussée par les forces d'adsorption. La surface des minéraux qui composent les matériaux granulaires porte généralement des charges électriques négatives en raison de liaisons chimiques insatisfaites. En raison de leur polarité, les molécules d'eau des phases gazeuse ou liquide s'adsorbent à la surface des minéraux et équilibrent les charges négatives. La figure 1.7 schématise ce phénomène d'attraction des molécules d'eau.

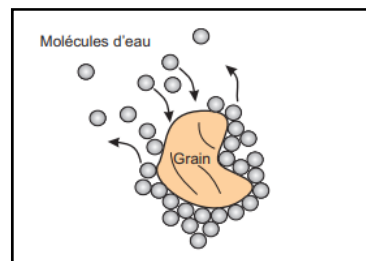


Figure 1.7 Eau adsorbée
Tirée de Salager (2011)

L'eau adsorbée se trouve sous deux différentes formes. La première est l'eau issue d'une adsorption physique. Ce phénomène se distingue par une faible liaison entre les molécules d'eau réagissant avec les grains de sol et est réversible. Ce processus peut être comparé au dépôt de buée sur une paroi froide. Ceci explique que dans le cas d'une baisse des températures l'adsorption physique est favorisée. En outre, la deuxième forme d'eau est l'eau résultant de l'adsorption chimique. Ce phénomène induit, d'une part, une rupture des liaisons entre les grains. D'autre part, ce processus change la répartition électrique au sein des molécules adsorbées et une nouvelle liaison chimique complète se crée. Ceci rend ce processus irréversible et l'eau se lie chimiquement aux grains (Salager, 2011).

1.4.2.5 Blocage des surfaces de drainage

L'accumulation de glace et de neige, qui s'établit au niveau des accotements de la chaussée est décrite par Doré & Zubeck (2009). La première remarque notable pour ce phénomène est le blocage des surfaces de drainage au niveau des accotements de gravier de la structure ce qui génère une accumulation importante d'eau. Ce blocage se fait en raison de l'effet isolant de la neige présente dans les fossés de part et d'autre de la route. Cette eau qui s'accumule aura tendance à migrer vers le centre de la chaussée où le front de gel progresse très rapidement. Par conséquent, une zone non gelée reste en dépression et s'accumule au niveau des accotements. L'illustration 1.8 résume les différents modes d'infiltration des eaux dans la structure de chaussée.

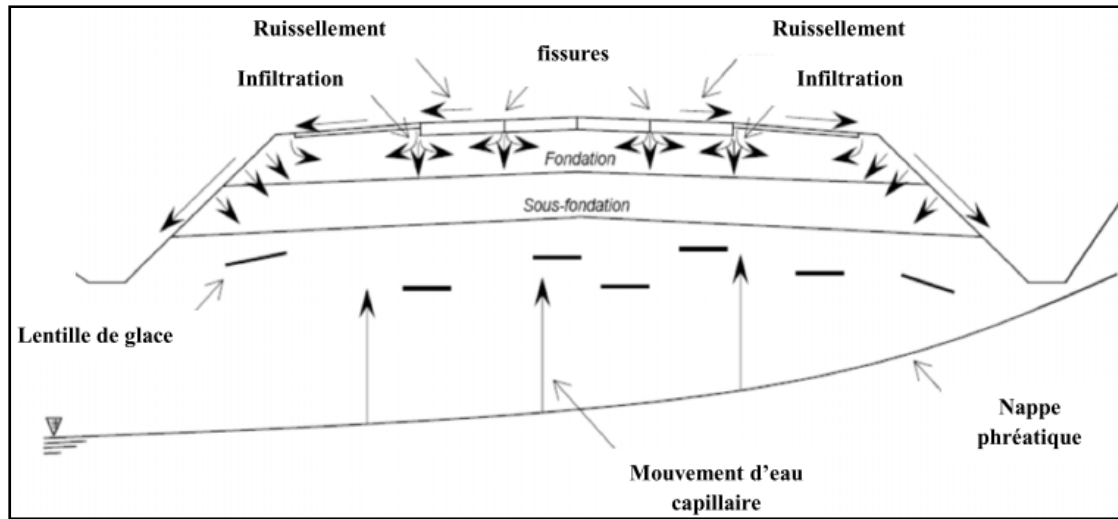


Figure 1.8 Modes d'infiltration des eaux dans la chaussée
Tirée de Thiam (2014)

1.4.2.6 Hystérésis

Un autre phénomène causant la présence de l'eau au niveau du sol des infrastructures routières est le phénomène d'hystérésis. Ce phénomène peut être mis en évidence lors de la détermination des courbes de rétentions d'eau d'un même matériau. En effet, il est remarquable que les chemins de drainage et d'imbibition (saturation) ne soient pas confondus. La figure 1.9 illustre les trois différentes formes d'hystérésis présentes dans les sols d'infrastructures routières.

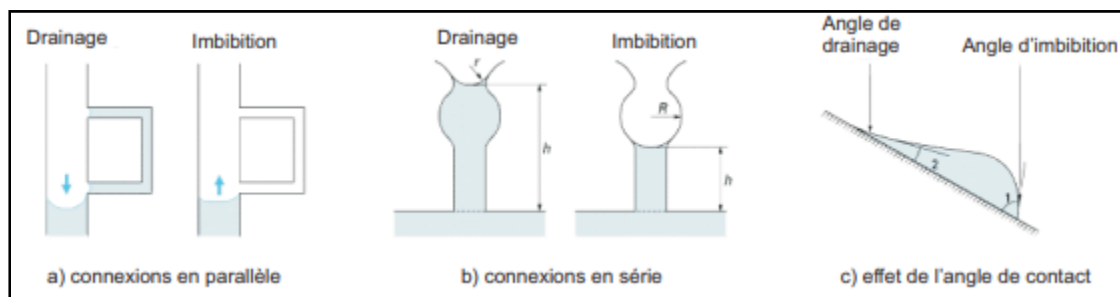


Figure 1.9 Mécanismes d'hystérésis
Tirée de Salager (2011)

Pour le cas des connexions en parallèles des pores, les pores dont le diamètre est faible demeureront saturés en condition de drainage alors qu'ils seront vides en condition de saturation. Quand les connexions sont en série, il est notable que pour atteindre le même niveau de succion avec une variation du rayon il est nécessaire que la hauteur d'eau soit supérieure en condition de drainage. Les angles de contact induisent une hystérésis du fait que l'angle de drainage est faible comparé à celui de l'imbibition (Salager, 2011).

1.4.3 Effet du dégel

La fonte de la glace interstitielle et des lentilles de glace augmente le taux de saturation et diminue l'indice des vides dans les matériaux de la chaussée. En effet, d'après Drolet (2015), durant la phase de dégel ; la quantité de glace, le taux de dégel et de consolidation ont une influence cruciale sur l'endommagement de la chaussée.

Un des résultats directs du dégel est la saturation des matériaux de la chaussée qui diminue la contrainte effective de ces matériaux sous chargement puisque cela contribue à l'augmentation des pressions interstitielles. Ainsi, si une chaussée possède une forte teneur en glace combinée à un taux de dégel élevé et un drainage inadéquat, cette chaussée subira des endommagements dus à une déformation permanente. Ce qui amène à dire qu'un matériau renfermant peu de glace, un taux faible de dégel et un fort taux de consolidation est moins susceptible à s'endommager (Doré & Zubeck, 2009).

Dans une situation de dégel, il est important de mentionner la phase de consolidation subie par les matériaux de la chaussée durant laquelle l'eau en excès se dissipe jusqu'à atteindre l'équilibre de la succion matricielle et des gradients d'écoulement et un tassement est notable. Cette étape est considérée comme la phase de récupération des matériaux. Le dégel, quant à lui, est scindé en deux sous-périodes distinctes ; le début et la fin du dégel. Le début du dégel est caractérisé par le dégel partiel de la chaussée et survient durant le début du printemps, cependant, sa forme la plus agressive et causant plus de dégâts est lors d'événements de redoux hivernaux où la chaussée subit des conditions similaires à celle du printemps. La fin du dégel,

quant à elle, distingue la période de dégel des matériaux situés en profondeur. La fonte de ses couches augmente la quantité d'eau présente dans le corps de la chaussée et affecte la capacité portante de la chaussée (Drolet, 2015).

D'innombrables études traitant le phénomène de gel-dégel se sont intéressées au module réversible des matériaux granulaires, à l'instar de celles menées par Simonsen & Isacsson (2001). Il a été conclu que la résistance des matériaux granulaires aux différentes charges auxquelles ils sont soumis est 2 à 3 fois plus importante en condition de gel contre une perte importante en condition de dégel qui s'améliore en fonction du drainage de l'eau de la structure granulaire des chaussées.

Pour le comportement en déformation permanente, contrairement au comportement résilient, peu d'études se sont intéressées à la déformation permanente due au cycle de gel-dégel. Poupart (2013) a, cependant, démontré que la structure granulaire se détruit sous l'effet du cycle de gel-dégel. Cette destruction influe négativement sur les déformations permanentes cumulées.

Pour conclure, l'eau se présente sous toutes ses formes au sein de la chaussée comme il a été mentionné dans le premier sous-titre de cette partie. En outre, plusieurs mécanismes influencent d'une part sa présence et d'autre part son mouvement à travers toutes les couches. Ce qui favorise les défaillances sur le fonctionnement de la structure de la chaussée. Ces défaillances sont différentes d'une couche à une autre, néanmoins, en globalité, cela diminue la capacité portante de la chaussée.

1.5 Perte de la capacité portante des chaussées due à l'augmentation des précipitations

Certes la présence de l'eau en contact avec la chaussée affecte énormément sa performance et son fonctionnement. Cependant, il est très utile de savoir les dégâts que l'eau engendre au niveau de chaque couche constituant la structure de la chaussée et ses déformations. Ce qui permettra de trouver les mécanismes à adopter pour remédier à ces dégâts.

1.5.1 Comportement du revêtement bitumineux et ses déformations

La présence d'eau dans la chaussée affecte essentiellement sa structure granulaire, néanmoins, l'eau présente sur la surface de la chaussée, c'est-à-dire, au niveau du revêtement bitumineux a des effets néfastes également. L'effet direct de cette eau sur la surface de la chaussée est un endommagement résultant de la rupture des liaisons entre les granulats et l'enrobé en présence de l'eau et par conséquent une accélération du vieillissement de l'enrobé. En outre, en s'infiltrant vers les couches liées sous-jacentes à l'enrobé, cette eau affecte la liaison entre ses couches et ainsi le comportement du revêtement bitumineux (Carrera et al., 2009).

1.5.1.1 Cas d'un revêtement bitumineux intact

La granulométrie de l'enrobé utilisée et son niveau de compactage représentent les paramètres essentiels qui contrôlent la perméabilité du revêtement bitumineux. Ces facteurs définissent directement le pourcentage de vides entre les granulats permettant à l'eau de s'écouler dans l'enrobé. Bien que l'enrobé intact est considéré imperméable initialement, l'eau réussit souvent à se trouver un chemin dans les petits pores résultants de la forme des granulats de l'enrobé (Sebaaly, Hajj, Sathanathan, & Shivakolunthar, 2017). Le graphique 1.10 illustre la relation entre la perméabilité et le pourcentage des vides dans un enrobé.

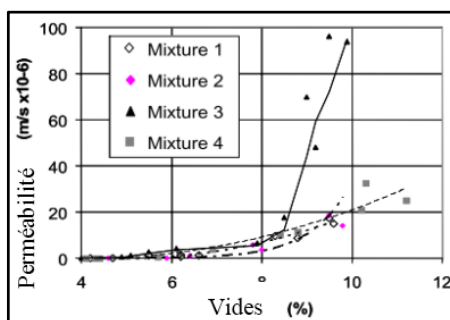


Figure 1.10 Relation entre la perméabilité et le pourcentage de vides

Tirée de Carrera et al. (2009)

Pour un pourcentage de vides en dessous de 7 % la perméabilité est négligeable. Ceci explique le fait qu'un enrobé n'est acceptable que pour des teneurs en vides en dessous de 7%. Cependant en dépassant ce pourcentage elle augmente proportionnellement aux dimensions et nombres des pores. Ces résultats viennent appuyer le fait qu'en augmentant, les pores se relient entre eux et offrent une plus grande surface pour l'écoulement de l'eau. Toutefois, de nombreux chercheurs à l'instar de Brown et al. (1989), ont reconnu qu'un pourcentage de vides de 8 % était le seuil toléré afin d'éviter l'oxydation avec fissuration du revêtement et de maintenir la perméabilité suffisamment basse pour pouvoir considérer l'enrobé imperméable (Carrera et al., 2009).

1.5.1.2 Cas d'un revêtement bitumineux fissuré

Outre le cas du revêtement intact, l'infiltration des eaux se fait plus facilement à travers les revêtements bitumineux fissurés. En effet, même si la couche d'enrobé possède une perméabilité adéquatement basse, l'eau s'infiltré dans les couches sous-jacentes à travers les fissures. Ainsi, la quantité d'eau qui peut s'écouler vers le corps de la chaussée dépend essentiellement de la quantité des fissures et de l'efficacité des systèmes de drainage (Carrera et al., 2009).

Les facteurs essentiels influençant le taux d'infiltration dans les revêtements bitumineux fissurés sont, selon Ridgeway (1976) :

- la quantité des fissures;
- la quantité d'eau suite à une longue et intense pluie;
- la capacité de la fissure à laisser l'eau s'infiltrer;
- la surface moyenne des fissures.

Selon Carrera et al. (2009), plusieurs méthodes en laboratoire, comme les tests à charges tombantes, ont été développées afin de mesurer la perméabilité d'un matériau bitumineux non fissuré. Néanmoins, avec les fissurations présentent dans le revêtement bitumineux testé, la perméabilité mesurée en laboratoire perd son importance. Des tests in situ sont alors effectués.

Ces tests permettent de mesurer la perméabilité sur une zone significative de la surface bitumineuse fissurée ou alternativement directement sur des fissures. Ces tests donnent la possibilité d'évaluer le taux d'infiltration de l'eau à travers les fissures pour mesurer la perméabilité des revêtements.

Deux approches différentes ont été adoptées pour ces tests. La première approche consiste à maintenir une zone de la surface de la chaussée humide et mesurer la décharge nécessaire pour maintenir constante la hauteur d'eau. Pour la deuxième approche, il faut soumettre la surface de la chaussée à un volume donné d'eau et par la suite mesurer la vitesse à laquelle la hauteur de l'eau diminue (Carrera et al., 2009).

En outre, les fissures, généralement, reçoivent des volumes plus importants que ce qu'elles peuvent transporter vers le corps de la chaussée durant des événements de pluies modérées et il est très rare de trouver des fissures qui peuvent laisser passer plus d'eau que ce qu'elles peuvent transporter en fonction de leurs dimensions.

Cependant, Cedergen et Godfrey (1974) ont affirmé en utilisant la théorie de l'écoulement laminaire et des mesures en laboratoire que les fissures présentes sur la surface des chaussées pouvaient laisser passer le volume total d'eau tombant en conditions de pluies normales.

En se basant sur les résultats de ces recherches parmi plusieurs autres, il est notable que les deux paramètres régissant la perméabilité des revêtements bitumineux fissurés, une fois la capacité maximale de perméabilité des chaussées dépassée, sont la taille des fissures, l'intensité et la durée des précipitations. Donc, si les fissures sont étroites, avec une faible capacité, ceci implique que la durée de pluie est le paramètre le plus critique pour la perméabilité. Alors que, dans le cas de fissures importantes l'intensité des précipitations représente le paramètre critique (Carrera et al., 2009).

1.5.1.3 Dommage de la couche de revêtement bitumineux induit par l'eau

La surface des chaussées est une structure granulaire constituée de particules d'enrobés compactées. Cette surface est souvent soumise à de grandes quantités d'eau en cas de pluies intenses ou de longue durée. L'eau qui résulte de ce phénomène affecte gravement la surface de revêtement bitumineux, car l'eau s'infiltre à travers les fissures présentes sur la surface ou à travers les pores du revêtement et affaiblit les liaisons entre ses particules. Ceci a pour effet de diminuer la capacité du revêtement à reprendre les charges et de lessiver les particules favorisant la formation des nids de poule dus au mouvement des particules une fois la liaison entre elles rompue en raison de l'écoulement de l'eau (Carrera et al., 2009).

Dans cette optique, certains chercheurs se sont intéressés à ce phénomène. À l'université de technologie de Delft aux Pays-Bas par exemple, un groupe de recherche a développé un modèle permettant d'étudier l'interaction entre les dégâts tant mécaniques que d'ordre physique causés par l'eau sur les surfaces des chaussées. Ces chercheurs stipulent qu'il faut considérer le mélange bitumineux à une échelle microscopique afin de pouvoir décrire pleinement l'interaction eau-liant. Il a été conclu que la diffusion moléculaire de l'eau à travers le mélange bitumineux et le transport horizontal du liant dû à l'écoulement de l'eau à travers les vides entre les pores sont les phénomènes les plus critiques quant à la dégradation de la surface de la route. D'un autre côté, les pressions interstitielles sont formées à l'intérieur du mélange et sont causées par le chargement dû à la circulation des véhicules durant des événements de précipitations intenses ou de longue durée (Kringos & Scarpas, 2004; Kringos, 2007).

Chen, Lin, & Young (2004) ont étudié expérimentalement les dommages dus à l'eau. Des essais de perméabilité ont été réalisés sur des mélanges bitumineux à différentes densités et dans des conditions normales et saturées. Un cycle de chargement a été appliqué aux échantillons afin de mesurer la perte de capacité portante suite au lessivage des particules et l'orniérage des échantillons fissurés avant et après leur saturation. Des dégâts importants ont été observés avec un accroissement du pourcentage de vide en raison du lessivage des

particules. Cependant, il est à noter que pour une épaisseur adéquate de bitume, le revêtement bitumineux peut maintenir plus longtemps sa résistance dans des conditions humides.

Pour un revêtement intact ou fissuré, les dégâts qui affectent l'enrobé sont issus du phénomène de désenrobage. En effet, l'eau est un élément polarisé ce qui lui permet de réagir avec les granulats de l'enrobé. Les liaisons créées entre l'eau et les granulats sont plus fortes que celles entre les granulats et le bitume ce qui engendre le désenrobage. Les liaisons initialement présentes entre les granulats et le bitume dépendent du type de granulat et des concentrations en silice et en carbonates dans les granulats. Par ailleurs, la viscosité du bitume joue un rôle important dans le phénomène de désenrobage. En effet, quand la viscosité du bitume est très élevée la réaction de l'eau avec les granulats est ralentie en raison de la diminution de l'agitation moléculaire dans le mélange (Jolicoeur & Otis, 2006).

Le désenrobage se produit sous différentes formes moyennant un mode de rupture spécifique. La figure 1.11 présente ses modes de rupture.

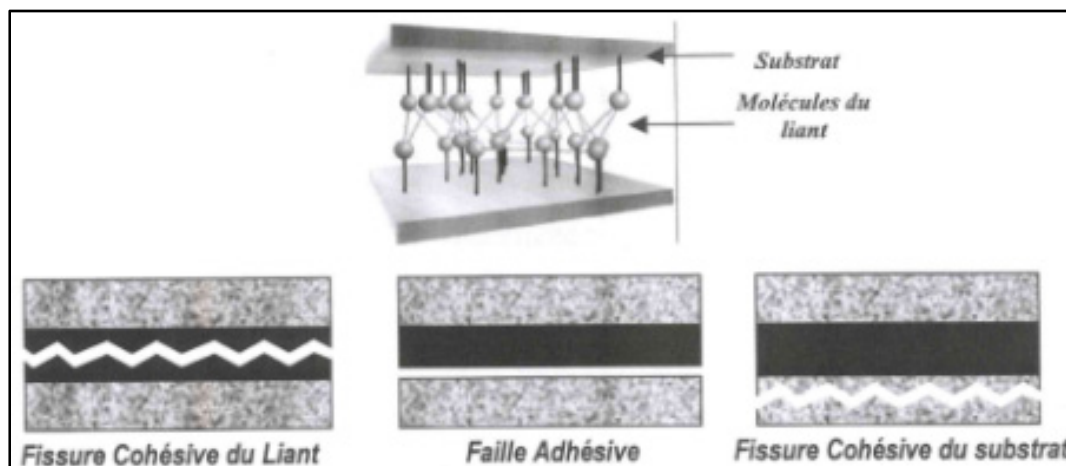


Figure 1.11 Les différents modes de rupture des liaisons granulats-bitume
Tirée de Pinzon (2004)

Pour une fissure se produisant à l'intérieur des molécules de bitume, il est permis de dire que c'est une fissure causée par la perte de cohésion du liant. Dans le cas où la rupture se fait à l'interface entre le granulat et le bitume c'est une fissure résultant d'une perte d'adhésion entre

les constituants de l'enrobé. Une rupture peut être aussi le résultat d'une perte de cohésion avec le substrat comme le montre la troisième image dans la figure 1.12 (Pinzon, 2004).

1.5.2 Comportement des matériaux granulaires et leurs déformations

Le matériau granulaire de fondation utilisé par le Ministère des transports du Québec (MTQ) se distingue par une taille nominale maximale de ses particules de 20 mm. Ce matériau est usuellement appelé (MG-20). La taille de ce matériau et sa granulométrie dense le rendent le plus utilisé à l'échelle du Québec. Ce dernier est connu pour son efficacité mécanique, il donne plus de capacité à la chaussée, achemine adéquatement les charges vers le sol d'infrastructure et offre un drainage suffisant en condition habituelle pour la chaussée.

Parmi les exigences que le MTQ stipule pour l'utilisation des granulats dans les fondations, c'est la conformité de ce granulat à la norme NQ 2560-114 (BNQ, 2002). Cette norme peut être traduite sur le graphique 1.12 adaptée de Poupart (2013). Ainsi, pour que le matériau respecte la norme, sa granulométrie doit être contenue dans le fuseau granulométrique et un pourcentage entre 2 et 7 % de particules fines. Ces pourcentages de fines sont très importants, car leur présence a une influence significative sur la sensibilité du matériau à l'humidité (Drolet, 2015).

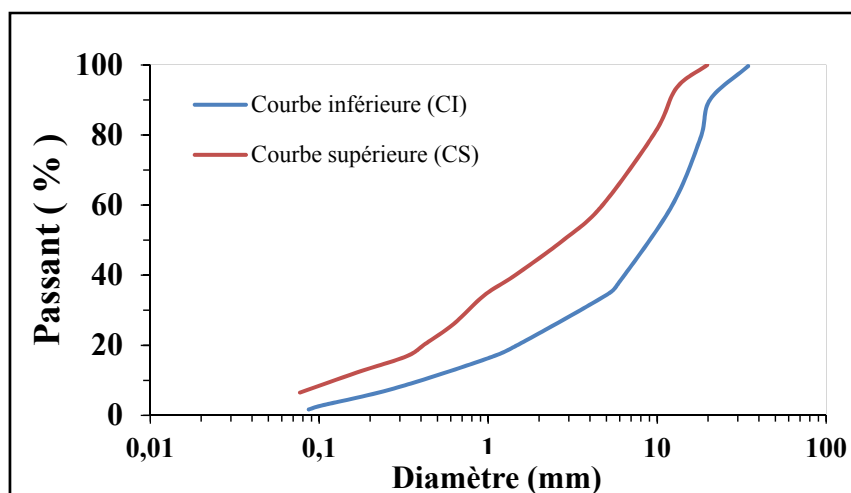


Figure 1.12 Fuseau de la granulométrie d'un (MG 20) selon BNQ
Adaptée de Poupart (2013)

Toujours selon Drolet (2015), ses particules doivent avoir un pourcentage de fracturation d'une valeur minimale de 50 %, maximisant ainsi d'un côté la valeur de l'angle de friction interne et vérifiant d'un autre côté les caractéristiques de fabrication que la norme stipule. Le matériau doit aussi vérifier les exigences liées aux caractéristiques intrinsèques qui recommandent que ce matériau soit plus petit ou égal à la catégorie 5. Cette catégorie se caractérise par :

- une résistance à l'usure par frottement et sensibilité à l'eau déterminée à l'aide d'un essai Micro-Deval dont le MD est ≤ 35 %. (MD étant le pourcentage d'éléments inférieurs à 1,6 mm après l'essai);
- une résistance aux chocs déterminée à l'aide d'un essai Los Angeles dont le LA est ≤ 50 %. (LA étant le pourcentage du rapport de masse entre la masse séchée des éléments inférieurs à 1,6 mm et la masse initiale de l'échantillon).

Ses exigences, une fois respectées, servent à optimiser la performance des granulats cependant, elles ne peuvent pas éviter à la couche granulaire de se déformer. Ces déformations résultent essentiellement de trois mécanismes de déformations, d'après Lekarp, Isacsson, & Dawson, (2000a) :

- la distorsion qui contribue plus à la déformation due au cisaillement. Elle se caractérise par le glissement, la flexion et le roulement. La flexion impacte essentiellement des particules plates et allongées alors que le glissement s'associe aux particules arrondies;
- l'attrition résultant du concassage et de la rupture des granulats lorsque la charge appliquée dépasse la résistance du granulat, contribue plus à la déformation volumétrique;
- la consolidation, comme l'attrition, contribue à la déformation volumétrique. Elle se distingue par le changement dans la forme et la compressibilité de l'assemblage des particules.

Toutefois, il est à noter que ses déformations résultent d'une combinaison entre les déformations volumétriques et celles résultantes du cisaillement, à une échelle macroscopique.

1.5.2.1 Comportement en déformation réversible

Soumis à des contraintes externes, les matériaux granulaires ont un comportement non linéaire appelé aussi élastoplastique. Le matériau granulaire a une déformation totale qui se scinde en deux composantes sous l'effet d'une contrainte déviatorique. Une composante qui traduit la déformation plastique ou irréversible durant laquelle un réaménagement des granulats vers une nouvelle disposition définitive se produit ce qui rend le phénomène permanent. La deuxième composante est la déformation élastique ou résiliente, cette dernière traduit une déformation réversible durant laquelle la structure granulaire se déforme tout en restant capable de reprendre sa forme initiale (Poupart, 2013).

La figure 1.13 illustre ces deux composantes dans un graphique contrainte-déformation quand la structure granulaire subit l'application d'un cycle de chargement-déchargement vertical. On distingue sur cette figure les deux composantes plastiques et élastiques de la déformation de la structure granulaire. La différence entre la déformation maximale subie par le matériau après le cycle de chargement et la déformation enregistrée après la décharge représente la déformation élastique. Il est possible de voir sur le graphique également une déformation permanente. Cette déformation résulte du fait qu'à une contrainte spécifique le matériau granulaire subi un réaménagement de ses granulats et par conséquent une déformation permanente ou irréversible.

Suite à plusieurs cycles de chargement-déchargement, il est possible de calculer le module résilient qui représente la pente entre les branches issues des cycles de chargements.

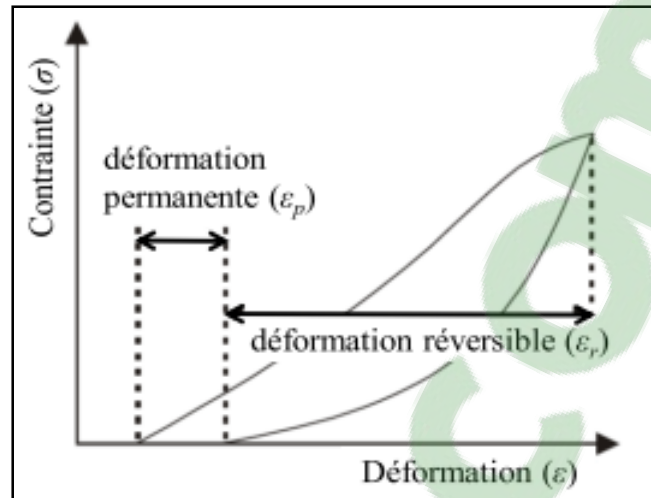


Figure 1.13 Relation contrainte-déformation
Tirée de Poupart (2013)

Les propriétés élastiques d'un matériau granulaire et des sols sont définies à l'aide du module résilient M_R d'une manière différente au reste de matériaux pour lesquelles on utilise le module élastique (E) et le coefficient de poisson (ν). Le module résilient traduit le comportement élastique des granulats soumis à des charges cycliques (Thiam, 2014).

Seed et al. (1965) ont introduit le concept de la résilience aux matériaux granulaires non liés et aux sols d'infrastructure lors d'une étude sur la caractérisation de la réponse élastique des sols d'infrastructures. Ce module résilient représente la contrainte à laquelle le matériau est assujetti et la déformation enregistrée pour cette même sollicitation. Ainsi, ce module qui est un des paramètres les plus importants pour le dimensionnement de chaussée peut se traduire dans l'équation 1.8 (Thiam, 2014) :

$$M_R = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_r} \quad (1.8)$$

où ε_r est la déformation résiliente du sol ou du matériau et σ_d la contrainte déviatorique de chargement en MPa.

1.5.2.2 Comportement en déformation réversible en condition saturée

D'innombrables recherches ont été menées dans l'optique d'étudier l'influence du niveau de saturation sur les modules réversibles des matériaux granulaires et des sols d'infrastructures. Le but de ces recherches est de décrire le comportement élastique de ces matériaux en les soumettant à des charges cycliques. Les résultats de ces recherches, malgré les approches différentes adoptées pour la réalisation des essais, affirment que lorsque la saturation du matériau est presque atteinte le comportement résilient subit une diminution.

D'après Suarez (2010), un fort degré de saturation et une faible perméabilité génèrent une augmentation de la pression interstitielle et une diminution de la rigidité et de la résistance du matériau.

En plus, selon Hicks & Monismith (1971) le module résilient continue à décroître en augmentant la teneur en eau au-dessus de l'optimum de saturation puisque dans ce cas une pression interstitielle en excès se développe dans le matériau granulaire sous l'effet des charges cycliques. La discontinuité de la phase gazeuse qui se produit pour des degrés de saturation allant de 80 à 90 % dans les pores du matériau augmente la probabilité que des pressions interstitielles se produisent. Cette observation explique l'affirmation de Lebeau (2006) selon laquelle le degré de saturation doit être inférieur à 85 %, car en dépassant ce seuil la conductivité pneumatique s'annulera (Bilodeau, 2009).

Dans une autre étude effectuée par Khoury & Zaman (2004) sur des échantillons de sol d'Oklahoma. La première approche consistait à compacter l'échantillon à une teneur en eau de -4 % par rapport à l'optimum et de l'humidifier ensuite jusqu'à atteindre +4 % par rapport à l'optimum. Cette démarche a permis de remarquer une diminution d'environ 60 % dans le module résilient. Pour la deuxième approche, le processus a été inversé. L'échantillon a été compacté à une teneur en eau de +4 % par rapport à l'optimum et ensuite asséché jusqu'à atteindre -4 % par rapport à l'optimum, ce qui a permis d'observer une augmentation d'environ 400 % dans le module résilient (Suarez, 2010).

Par conséquent, la présence d'humidité dans le matériau granulaire diminue sa résistance résiliente. Ces résultats sont confirmés par ce que Thom & Brown (1987) ont constaté. Une série d'essais triaxiaux sur une roche concassée a permis de conclure qu'à différentes valeurs de teneur en eau la présence d'humidité dans le milieu granulaire tend à augmenter. Ceci a pour effet d'augmenter la déformation et diminuer le M_R en lubrifiant les granulats sans génération de pressions interstitielles additionnelles (Bilodeau, 2009).

Selon Seed et al. (1967), la diminution dans le module résilient causée par l'accroissement de la saturation n'est observée que si l'étude se base sur les contraintes totales. Ainsi, si l'étude se base sur les contraintes effectives, aucun effet de la saturation ne sera observable sur le module réversible. Par conséquent, la diminution du module réversible est plutôt contrôlée par les pressions interstitielles que directement par la saturation (Thiam, 2014).

Par ailleurs, Raad et al. (1992) ont conclu que l'effet de la teneur en eau sur le comportement résilient de la structure granulaire non liée est plus prononcé sur les matériaux à granulométrie plus étalée renfermant une proportion plus grande de fines. Ce qui peut être expliqué par le fait que les pores dans les matériaux à granulométrie étalée restreignent l'écoulement de l'eau et cette dernière se bloque dans ses pores contrairement aux pores des matériaux à granulométrie uniforme qui permettent l'écoulement libre de l'eau (Bilodeau, 2009).

Dawson et al. (1996) ont fait l'étude d'une gamme de granulats non liés bien étalés. Cette étude a permis de constater une augmentation de la rigidité sous l'effet d'une augmentation de la teneur en eau tout en restant sous l'optimum due à la succion. Cette augmentation de la rigidité continue à augmenter proportionnellement à la teneur en eau jusqu'à ce que la teneur en eau dépasse l'optimum c'est là que des pressions interstitielles additionnelles se génèrent causant la diminution de la rigidité comme décrite précédemment (Bilodeau, 2009).

Rada & Witczak (1981) affirment que la réduction de la rigidité des matériaux granulaires proportionnellement à l'accroissement des degrés de saturation ne peut être significative qu'à partir de saturation allant de 80 à 85 % en fonction du matériau utilisé (Thiam, 2014).

L'illustration 1.14 représente l'effet de la saturation sur le module réversible d'un limon grossier. Ce sont les résultats de plusieurs essais triaxiaux réalisés pour trois différentes conditions de saturation. Une condition optimale dont le degré de saturation était de 18 %, une condition saturée avec un S_R avoisinant les 90 % et une condition drainée avec un degré de saturation de 28 %.

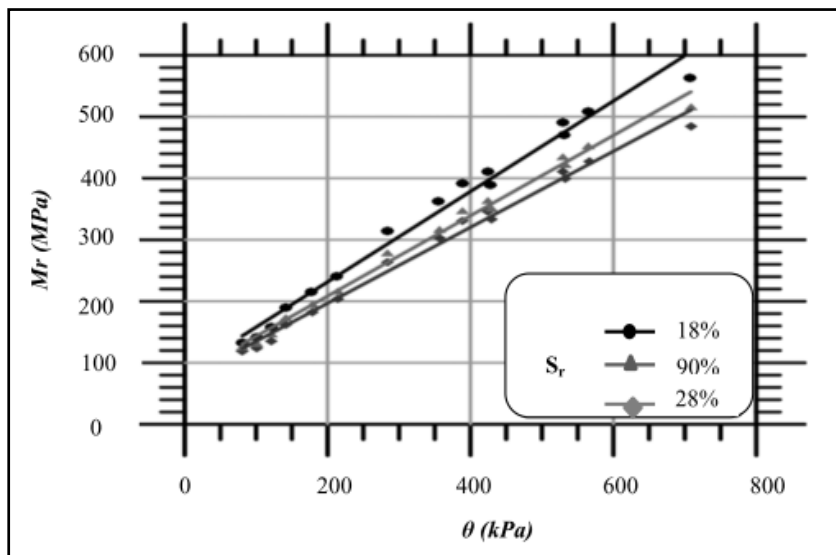


Figure 1.14 Effet de la saturation sur le module réversible
Tirée de Bilodeau (2009)

On peut clairement voir sur cette figure qu'en fixant un unique état de contrainte on constate que le module réversible est maximal pour la condition optimale cependant, ce module diminue largement pour des valeurs de saturations élevées comme pour le cas de $S_R = 90\%$, mais aussi pour la condition drainée avec $S_R = 28\%$.

1.5.2.3 Comportement en déformation permanente

Le module résilient est le paramètre le plus important dans le dimensionnement de chaussée et l'étude du comportement élastique des structures granulaires des chaussées. Néanmoins la déformation permanente demeure un paramètre déterminant dans le comportement à long terme ou plastique des chaussées. Les études effectuées sur ce type de comportement sont moins importantes que sur le comportement élastique car l'amplitude de la déformation

permanente devient très significative quand il s'agit d'un chargement répétitif sur une longue période (Lekarp, Isacsson, & Dawson, 2000b).

C'est à l'aide d'une cellule triaxiale ou d'un simulateur de charge que la résistance à la déformation plastique se mesure. L'accumulation de cette déformation est proportionnelle aux nombres de cycles de chargement. Ces chargements ne sont pas obligatoirement de même ampleur, car il peut s'agir d'essais par paliers de contraintes, mais il peut aussi s'agir d'essais où on applique une seule intensité de charge (Drolet, 2015).

La figure 1.15 simplifie la relation typique entre la déformation permanente et le nombre d'applications de charge axiale. (Théorie du Shakedown)

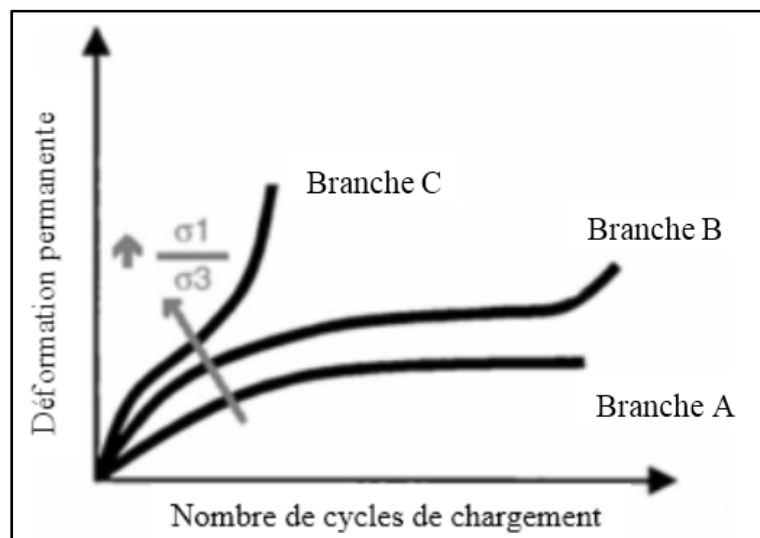


Figure 1.15 Relation entre les déformations et le nombre d'applications de charge axiale
Adaptée de Drolet (2015)

La théorie Shakedown suppose que le matériau granulaire suit trois types de comportements différents en déformation permanente en fonction du nombre de chargements cyclique. La branche « A » représente l'accommodation plastique, la « B » l'accumulation progressive de déformations plastiques et la « C » la rupture. Durant les premiers cycles de chargement, les particules se réorganisent et tendent à se compacter ce qui rend l'accumulation de déformation

permanente significative. Arrivées à ce stade, les particules ont plusieurs cheminements possibles dépendamment du nombre de chargements et la nature du matériau ; le matériau peut se stabiliser comme sur la branche « A », se rompre comme le cas de la branche « B » ou passe directement durant le chargement à la rupture comme sur la branche « C ». L'eau dans ce type de déformation vient rendre le matériau plus susceptible à accumuler les déformations permanentes (Drolet, 2015).

Dans un cycle de chargement-déchargement, il est possible d'observer trois types de

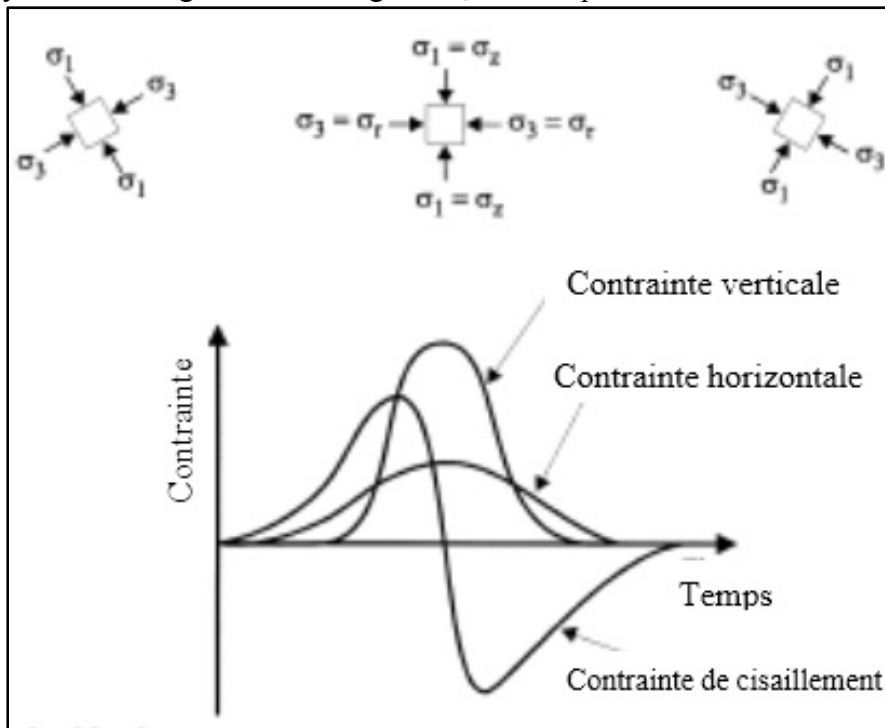


Figure 1.16 Contraintes subies lors d'un cycle de charge-décharge
Adaptée de Lekarp & Dawson (1998)

contraintes auxquelles un matériau est assujéti. Une contrainte verticale et une contrainte horizontale, qui ont toutes deux le même signe à différentes amplitudes sur un matériau granulaire non lié et une contrainte de cisaillement qui s'inverse au moment du passage de la charge comme l'indique la figure 1.16. Ce phénomène double l'augmentation des déformations permanentes dans la couche granulaire (Dawson, 1997). Ainsi, dans le cas du comportement élastique, certains facteurs et paramètres mécaniques liés aux contraintes et aux propriétés physiques des matériaux granulaires influencent le comportement élastique. D'après Bilodeau

(2009), certaines caractéristiques maximisent la performance des matériaux. Ses caractéristiques sont :

- granulométrie étalée;
- particules anguleuses;
- teneur limitée de fines;
- compacité élevée;
- degré de saturation inférieure ou égale à l'optimum.

Cependant, la teneur en eau et l'état des contraintes demeurent les principaux facteurs influençant le comportement mécanique des matériaux granulaires.

1.5.2.4 Comportement en déformation permanente en condition saturée

À l'instar du comportement réversible, le degré de saturation influe sur le comportement mécanique plastique ou à long terme. Selon Bilodeau (2009), la présence modérée de l'eau, niveau de saturation acceptable, est bénéfique pour le comportement mécanique étant donné que cette eau crée une contrainte de succion matricielle. Quand le niveau de l'eau avoisine la saturation, sous l'effet d'une charge appliquée rapidement des pressions interstitielles positives se développent entraînant la réduction des contraintes effectives et par conséquent réduisent la résistance à la déformation permanente des matériaux granulaires.

Haynes et Yoder (1963) ont réalisé une étude sur ce sujet. Les résultats obtenus par ces derniers montrent qu'une fois le degré de saturation est entre 60 et 80 % la déformation axiale permanente totale augmente de 100 %. De plus, Thom & Brown (1987) affirment qu'une augmentation drastique de la déformation permanente est provoquée par une augmentation faible de la teneur en eau. En outre, des essais in situ utilisant un simulateur de véhicule lourd réalisés par Maree et al. (1982) ont permis d'observer une augmentation du potentiel d'orniérage des matériaux granulaires dans des conditions humides (Thiam, 2014).

La figure 1.17 représente la déformation permanente en fonction des cycles de chargement pour deux différents degrés de saturation.

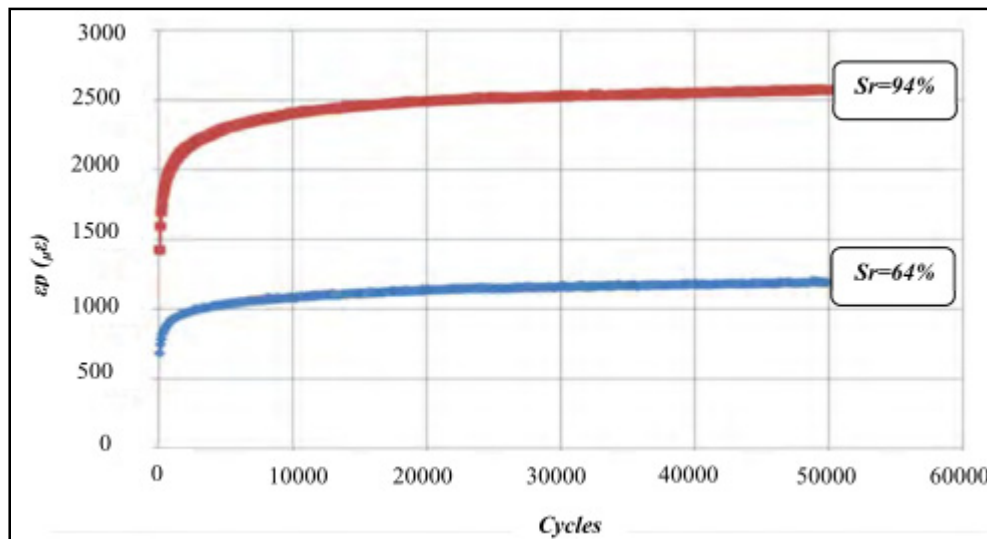


Figure 1.17 Déformation permanente en fonction des cycles de chargement
Tirée de Thiam (2014)

Ce graphique illustre un essai triaxial de déformation permanente réalisé sur un till glaciaire du sud du Québec. Deux conditions d'humidité ont été testées à savoir, $S_R = 94\%$ et $S_R = 64\%$, ceci permet de noter que la déformation permanente à augmenter proportionnellement en fonction du niveau de saturation durant tous les cycles de chargement.

Ainsi, le comportement en déformation permanente des structures granulaires est lié au degré de saturation en humidité tout comme les déformations réversibles. Les déformations permanentes sont elles aussi liées à la rigidité de la structure granulaire et par conséquent à sa résistance aux déformations donc à son module résilient. Ce module étant influencé par le niveau de saturation, ce qui permet de conclure que le niveau d'eau influence les déformations permanentes associées à l'orniérage.

1.5.3 Érosion des talus routiers

L'analyse de l'érosion des talus routiers est complexe en raison de la combinaison des effets liés à la résistance à l'érosion des matériaux, à la géométrie de la structure de chaussée et aux conditions hydrauliques (p. ex. niveau d'eau). L'étude expérimentale est d'autant plus difficile

et complexe en raison de la multitude de possibilités liées à la nature et les types des écoulements qui peuvent avoir lieu (Kindsvater, 1964). Cette présente l'effet de l'écoulement d'eau sur les talus routiers.

1.5.3.1 Écoulement et variables principales

La figure 1.18 illustre les variables principales nécessaires pour évaluer le comportement d'un écoulement d'eau sur une chaussée et ses talus pour la méthode Kindsvater (1964).

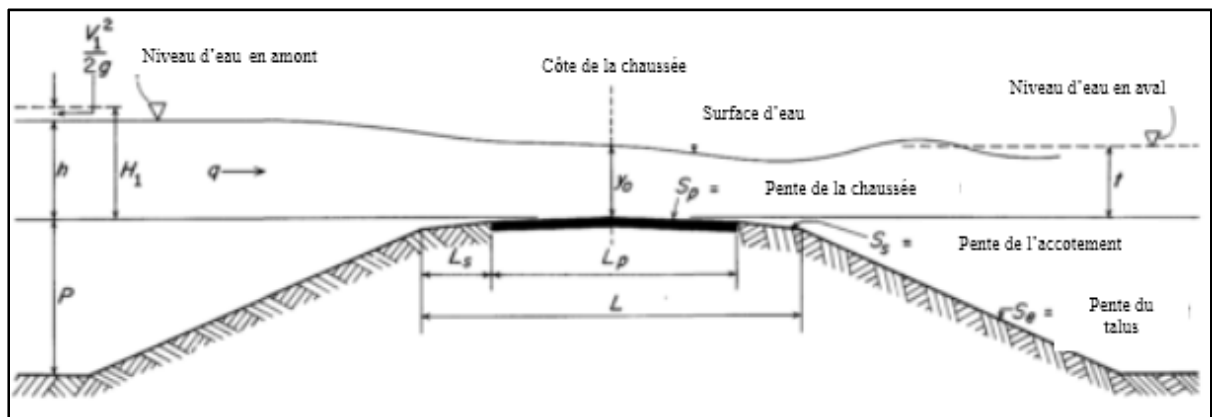


Figure 1.18 Principaux paramètres géométriques gérant le comportement de l'eau sur une chaussée
Adaptée de Kindsvater (1964)

La méthode Kindsvater (1964) est basée sur plusieurs hypothèses :

- la section transversale doit être symétrique par rapport à la ligne médiane;
- toutes les surfaces de la chaussée sont planes : surface des talus de remblai, surface des accotements, etc.;
- la ligne médiane est horizontale, droite et perpendiculaire à l'écoulement;
- les deux extrémités amont et aval des talus doivent être planes, lisses et à la même élévation.

Les variables suivantes sont nécessaires pour décrire la géométrie de chaussée lors de l'évaluation du comportement des talus routier en condition d'inondation :

- P : la hauteur totale des talus;

- L_S : la largeur des accotements;
- L_P : la largeur de la chaussée sans accotements;
- L : la largeur totale de la chaussée;
- S_E : la pente des talus;
- S_S : la pente des accotements;
- S_P : le dévers de la chaussée.

Toujours selon Kindsvater (1964), pour le flux unidimensionnel, il est nécessaire de définir les variables suivantes : la décharge (q), la vitesse moyenne dans une section en amont du talus (V_1), la hauteur de l'eau en amont par rapport à la ligne médiane de la chaussée (h), la hauteur totale moyenne par rapport à la ligne médiane (H_1), la profondeur de la ligne médiane (y_0) et la hauteur piézométrique de l'eau en aval (t). Encore, le poids spécifique du fluide (γ) la rugosité absolue des surfaces (k'), la densité du fluide (ρ) et la viscosité dynamique (μ) doit être déterminée pour pouvoir réaliser cette évaluation.

Malgré les différents paramètres définis afin d'évaluer le comportement aussi bien de l'écoulement que des talus routiers en condition de submersion, il est ardu de trouver une solution analytique générale qui vérifiera toutes les conditions. Les difficultés principales sont associées à la répartition non hydrostatique des pressions de l'eau due à la non-linéarité; à l'instabilité de la transition entre les types des écoulements en aval; aux configurations typiques des écoulements. Cependant, il est théoriquement possible d'évaluer certains écoulements. Une analyse dimensionnelle, qui dépend des conditions aux limites des régimes d'écoulement et de certains coefficients servant à des solutions pratiques, permettra de clarifier plus la problématique d'ordre paramétrique en vue d'évaluer le comportement à la fois des écoulements et celui des talus routiers (Kindsvater, 1964).

La classification la plus significative des écoulements est celle qui sépare les écoulements à surface libre des écoulements immergés. Ainsi, il est judicieux de distinguer entre les deux types d'écoulement pour toute analyse traitant de l'évaluation du comportement des talus routiers en condition d'inondation. Dans le cas d'écoulement de basse élévation en aval,

l'écoulement critique est contrôlé au niveau de la chaussée et la décharge est déterminé en amont. Cependant pour des niveaux d'eau plus élevées en aval et lorsque le niveau de l'eau est partout plus grand que la hauteur d'eau critique, l'écoulement est contrôlé par la capacité du système de drainage en aval et en amont. Dans le cas où, l'écoulement est contrôlé en aval pourtant le niveau de l'eau continue à augmenter, l'écoulement est dit submergé. Dans de telles conditions, le passage d'un écoulement à surface libre à un écoulement immergé se fait brusquement (Kindsvater, 1964).

L'écoulement à surface libre est soit un écoulement plongeant ou un écoulement de surface. La distinction entre les deux types d'écoulement selon Kindsvater (1964) se fait au niveau des accotements en aval comme il est possible de le voir à la figure 1.19. Quand le jet d'eau en aval plonge sous la surface de l'eau en aval, il produit un saut hydraulique immergé sur la pente du talus en aval. Ceci distingue l'écoulement plongeant. Alors que pour l'écoulement de surface, le jet d'eau se sépare de la surface de la route au niveau des accotements en aval et chevauche la surface de l'eau en aval. La stabilité de la catégorie de l'écoulement dépend essentiellement de l'inertie du mouvement rotatif de l'eau résultant de l'immersion en aval du talus (Kindsvater, 1964).

Dans l'étude menée par Kindsvater (1964), les valeurs des niveaux de l'eau en aval produisant un changement dans la nature de l'écoulement ont été enregistrées pour tous les modèles étudiés. Ces données sont d'une très grande importance dans la détermination des mesures de sécurité des talus routiers contre l'érosion destructive. Étant donné que les écoulements de surface sont moins érosifs que les écoulements plongeants.

L'illustration 1.19 montre les profils de surfaces de l'eau pour des essais réalisés sur un modèle au 1/6, l'auteur a aussi précisé qu'il fallait porter son attention sur le fait que l'échelle utilisée est déformée. Les dimensions verticales sont 2,5 fois plus grandes que les horizontales.

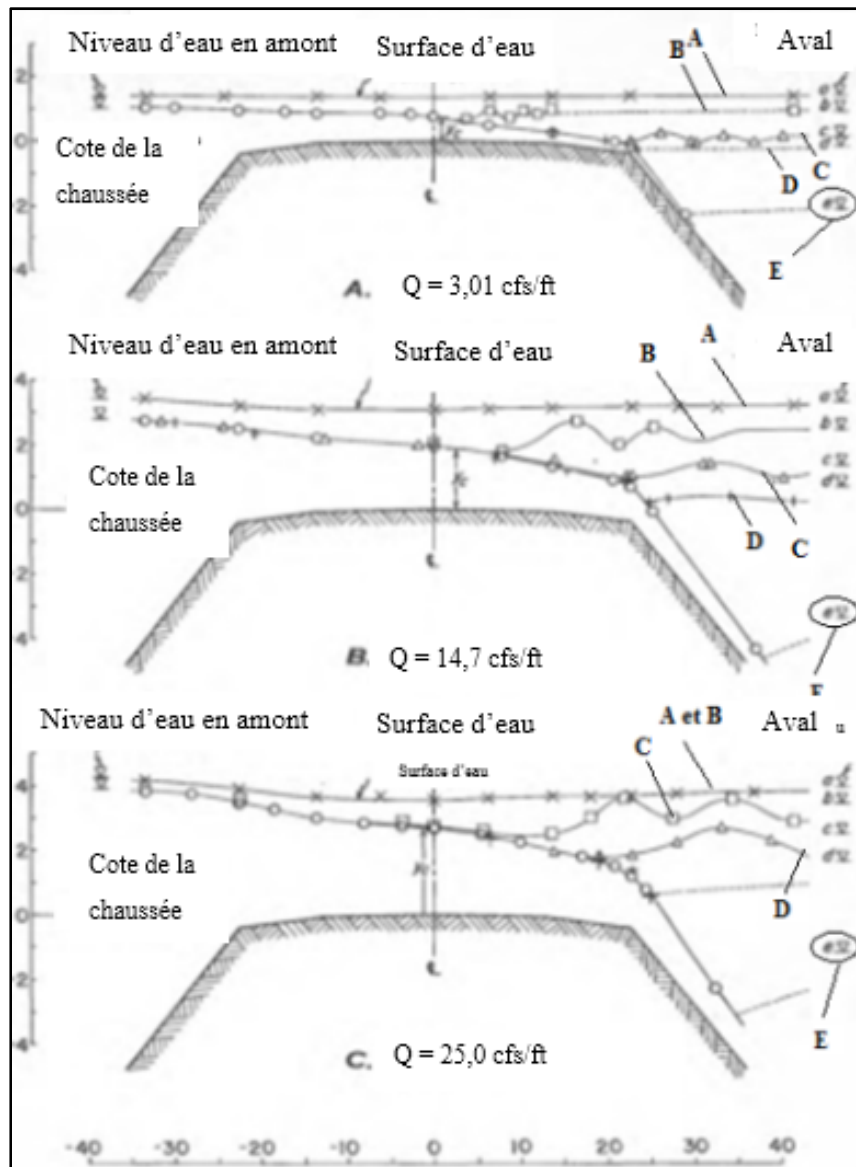


Figure 1.19 Profils de surface d'eau pour les essais réalisés
Adaptée de Kindsvater (1964)

Ces profils illustrent les principales classifications des formes d'écoulement énumérées précédemment, pour trois décharges différents 0,1; 0,4 et 0,7 m^3/s . Pour chacune des limites de transition à l'écoulement libre, un seul modèle d'écoulement est présenté. En effet, le profil « A » est un exemple d'écoulement submergé alors que « E » est un exemple d'écoulement libre et plongeant à un niveau d'eau en aval.

Les profils stationnaires sur la figure indiquent la submersion naissante et le seuil supérieur de la transition d'une catégorie d'écoulement à une autre. Aussi, la valeur théorique de la profondeur critique et de son ordonnée à l'origine sont représentées sur la figure (Kindsvater, 1964).

1.5.3.2 Équation de la décharge

Dans l'optique de déterminer les paramètres qui influencent le comportement des talus dans des conditions d'inondation, Kindsvater (1964) a réalisé au départ une étude dimensionnelle visant à minimiser le nombre de paramètres évoqués antérieurement. En effet, certains paramètres définis ne sont pas indépendants. D'autres paramètres aussi ont considérés comme des constantes du problème à savoir la pente des talus et le rapport entre la largeur de la chaussée et la largeur des accotements.

Ainsi, Kindsvater (1964) a abouti à l'équation 1.9 qui décrit la décharge unidimensionnelle dans sa forme générale.

$$C = f\left(\frac{h}{p}, S_s, S_p, \frac{k}{h}, \frac{h}{L}, \frac{t}{h}, R\right) \quad (1.9)$$

où, R est le coefficient de Reynolds exprimé à l'aide des paramètres du problème et C est le coefficient de décharge. Tous les autres paramètres sont présentés sur la figure 1.18 et sa description. Arrivée à ce stade, il a fallu appliquer cette équation aux deux différents types d'écoulements.

Écoulement libre

L'écoulement libre se caractérise par le fait qu'il est contrôlé au niveau de la chaussée ce qui suppose l'existence d'une relation entre la décharge et le niveau de l'eau en amont du talus (Kindsvater, 1964). Sur cette base, une équation de décharge issue d'une analyse énergétique a été émise. Ensuite, les équations d'énergie et de continuité unidimensionnelles entre une

section au niveau du talus amont et une section de la chaussée ont mené à l'équation 1.10 de la décharge d'un écoulement libre pour un fluide supposé idéal.

$$q = y\sqrt{2g(H_1 - y)} \quad (1.10)$$

où, y représente la profondeur de l'eau au niveau de la ligne médiane de la chaussée.

En fait, en supposant que le niveau de l'eau sur la chaussée atteint le niveau critique on peut exprimer (y_0) en fonction de (H_1) étant donné que la profondeur critique correspond au 2/3 de la hauteur de l'eau en amont. Ainsi l'équation 1.10 prend la forme suivante,

$$q = \frac{2}{3} \sqrt{\frac{2}{3}} g H_1^{\frac{3}{2}} \quad (1.11)$$

Cette équation est obtenue pour un fluide parfait. Cependant la probabilité que toutes les conditions soient vérifiées est assez faible. Par conséquent, il est très utile d'inclure un coefficient qui nous permet de reprendre ces biais. Pour la suite, le produit de ce coefficient et des termes autres que H_1 dans l'équation est remplacé par un coefficient C . Cette hypothèse permet d'obtenir l'équation de décharge pour un écoulement libre dans le cas d'un fluide réel (Kindsvater, 1964),

$$q = C H_1^{\frac{3}{2}} \quad (1.12)$$

Une fois l'équation de décharge pour un fluide réel obtenue, il est possible d'y ajouter les conditions aux limites applicables pour un talus routier. D'après Kindsvater (1964), une équation analytique doit contenir des termes capables de décrire l'influence des conditions aux limites et celles des caractéristiques du fluide réel.

En supposant que la section de la route sur laquelle se base l'analyse est située sur la ligne médiane de la chaussée, que la perte de charge entre l'eau en amont et l'eau au niveau de la

ligne médiane de la chaussée est négligeable et que la profondeur à la ligne médiane est égale à la profondeur critique. Ceci nous amène à l'équation 1.13,

$$q = \frac{3}{2} \sqrt{\frac{3}{2}} g H_1^{\frac{3}{2}} \left(1 - \frac{3}{2} \left(\frac{\delta_q - \lambda}{H_1}\right)\right) \quad (1.13)$$

où, H_1 est le niveau de l'eau total en amont, δ_q est la distance nominale parcourue par l'eau pour atteindre la vitesse uniforme de l'écoulement et, λ est la différence entre la vitesse moyenne et la vitesse uniforme.

Il est possible de remarquer suite à cette équation que le terme avant les parenthèses représente l'équation de la décharge dans un écoulement libre pour un fluide parfait. Ainsi, les termes entre parenthèses représentent l'influence des conditions aux limites sur l'équation de décharge (Kindsvater, 1964).

Écoulement submergé

Pour un écoulement submergé, la décharge est influencée aussi bien par le niveau d'eau en aval qu'en amont. Ces conditions rendent la dérivation d'une équation de décharge pour un écoulement submergé très compliqué. C'est pourquoi une alternative basée sur l'expérience et l'équation de décharge pour l'écoulement libre a été établie Kindsvater (1964).

Ainsi, dans la première équation introduite, le seul terme qui distingue la nature de l'écoulement est le rapport t/h , t étant le niveau de l'eau à l'aval et h le niveau de l'eau en amont. Ceci a permis à l'auteur de conclure que l'effet de la submersion peut être exprimé en fonction du coefficient C de l'écoulement libre et du rapport t/h sous la forme de l'équation 1.14 :

$$C_s = f\left(C, \frac{t}{h}\right) \quad (1.14)$$

où, C_s représente le coefficient de décharge dans un écoulement submergé et C dans un écoulement libre.

L'équation précédente peut être exprimée d'une manière encore plus explicite sous la forme exposée à l'équation 1.15 :

$$\frac{C_s}{C} = f\left(\frac{t}{h}\right) \quad (1.15)$$

Malgré la simplicité de la forme de cette équation, il est difficile de la justifier mathématiquement ou physiquement. En effet, le coefficient de décharge d'un écoulement submergé ne doit pas être lié aux termes utilisés dans la première équation. Ceci implique que la solution proposée dans la dernière équation ne peut être vraie que si le coefficient de décharge d'un écoulement à surface libre est constant. Car, dans le cas contraire, la détermination du coefficient de décharge d'un écoulement submergé à partir du coefficient d'un écoulement libre ne sera pas précise.

1.5.3.3 Zones érodables

D'après Clopper & Chen (1988), le comportement de l'écoulement par rapport au talus routier passe par 3 différentes zones comme illustrées par la figure 1.20. La première zone est décrite comme une zone où l'écoulement passe d'un état statique à une combinaison entre statique et dynamique. La deuxième zone peut être décrite par un écoulement à une vitesse supercritique sur la chaussée qui continue jusqu'à la pente aval de la route. La troisième zone caractérise par un écoulement avec une accélération rapide, ce qui assure le passage à un écoulement turbulent sur la pente aval de la route.

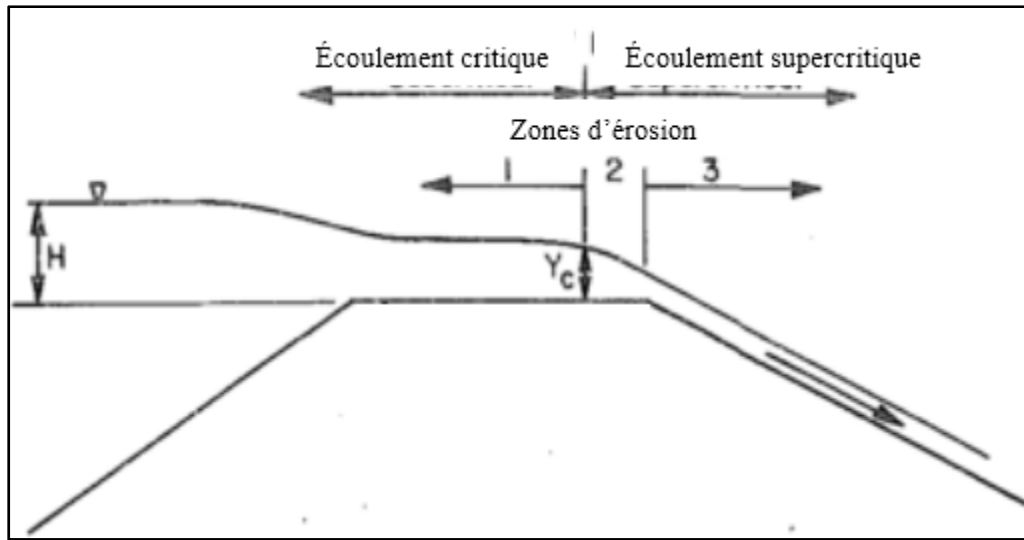


Figure 1.20 Comportement d'un écoulement en contact avec un talus routier
Adaptée de Clopper & Chen (1988)

Évaluation de la zone 1

Dans cette zone, les forces hydrauliques sont faibles. En outre, la pente d'accroissement de l'énergie est faible pour les décharges sous-critiques ce qui implique que les vitesses d'écoulement sont petites. La faible pente d'énergie engendre aussi une faible contrainte de traction malgré le fait que la profondeur de l'écoulement soit grande. Clopper & Chen (1988) ont même conclu que c'est seulement quand la chaussée est conçue avec des matériaux très érodables qu'une érosion peut se produire dans cette zone.

Évaluation de la zone 2

Cette zone est considérée comme une zone de transition. Le niveau de l'énergie de l'écoulement reste constant par rapport à la zone 1 en premier lieu, mais les pentes d'accroissement de l'énergie augmentent ce qui engendre une élévation significative de la contrainte de traction. Cette augmentation de la contrainte de traction se fait sur une assez courte distance ce qui engendre une érosion à la limite aval de la chaussée. Pour cette zone, les couches de roulement de la chaussée doivent être évaluées étant donné que ces surfaces sont en contact avec l'écoulement durant l'événement de franchissement.

Évaluation de la zone 3

La zone 3 est la zone où tous les paramètres deviennent critiques. Les niveaux de l'énergie augmentent remarquablement à mesure que le flux de l'eau descend le long de la pente du talus aval. De plus, la vitesse de l'écoulement augmente et continue à augmenter en fonction de l'élévation de l'énergie jusqu'à ce qu'un équilibre de perte de charge s'établisse. Ceci implique des contraintes de traction très importantes qui augmente le potentiel d'érosion de cette zone (Clopper & Chen, 1988).

Toujours selon les observations de Clopper & Chen (1988), peu de temps après l'érosion des discontinuités apparaissent au niveau de la surface des pentes en aval engendrant un écoulement en cascade. Le processus d'érosion débute à un point de discontinuité au niveau de la pente en aval de la chaussée, à l'instar du pied du talus. Cependant, ce processus dépend de la configuration du talus et de l'existence ou non d'eau en amont.

Une fois la première rupture établie, une chute se produit et un trou d'affouillement commence directement. L'évolution de la surface du trou dépend de la quantité d'eau en amont qui va s'ajouter à l'eau au niveau aval et des propriétés du matériau. Une fois le processus mis en marche, l'affouillement continue de la partie aval vers la partie amont du talus en fonction de la résistance à l'érosion du sol au niveau de l'affouillement (Clopper & Chen, 1988).

1.5.3.4 Paramètres influents

Suite aux tests effectués par Kindsvater (1964) sur plusieurs modèles de chaussées avec talus, ces essais lui ont permis de tirer certaines conclusions quant aux paramètres influençant le comportement des talus en conditions de submersion. Tous les modèles utilisés avaient le même profil au départ, représenté dans la figure 1.19. Ensuite, des variations dans certains paramètres ont été effectuées et la manière avec laquelle ces variations pouvaient affecter le comportement de la décharge a été observé.

D'après Kindsvater (1964), le coefficient de décharge pour l'écoulement libre dépend essentiellement de la hauteur de l'eau en amont, de la rugosité de la chaussée et du rapport entre la largeur totale de la chaussée et de la hauteur piézométrique du niveau de l'eau en amont par rapport à la hauteur de la ligne médiane de la chaussée. La figure 1.21 illustre la variation du coefficient de décharge pour un écoulement à surface libre.

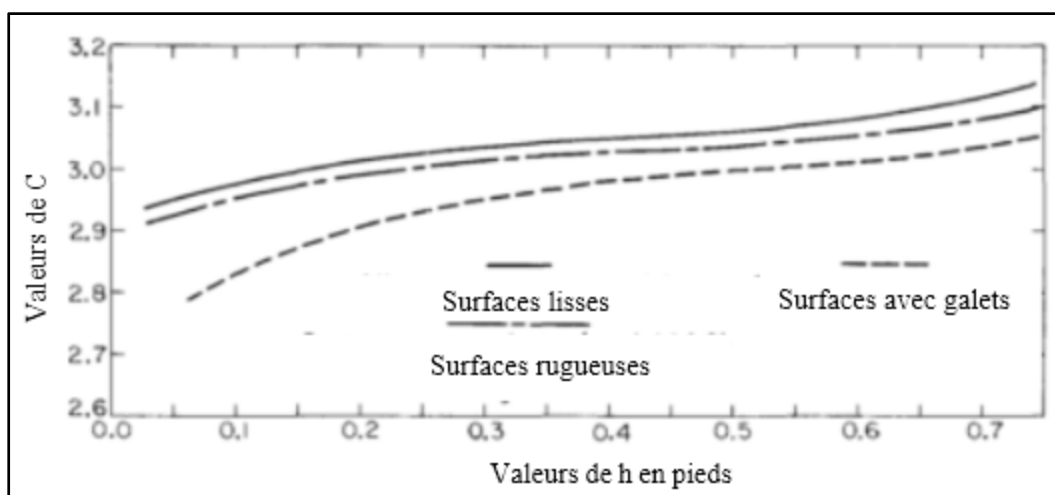


Figure 1.21 Variation du coefficient de décharge dans le cas d'un écoulement libre
Adaptée de Kindsvater (1964)

D'autre part, le coefficient de décharge pour l'écoulement submergé varie principalement en fonction du taux de submersion qui peut être exprimé comme étant le rapport entre la hauteur piézométrique de l'eau en aval par rapport à la hauteur de la ligne médiane et la hauteur totale moyenne de l'eau en amont par rapport à la hauteur de la ligne médiane. En outre, la rugosité de la surface de la chaussée influence notablement le coefficient de décharge pour un écoulement submergé. La variation du coefficient de décharge pour un écoulement submergé peut être résumée dans la figure 1.22.

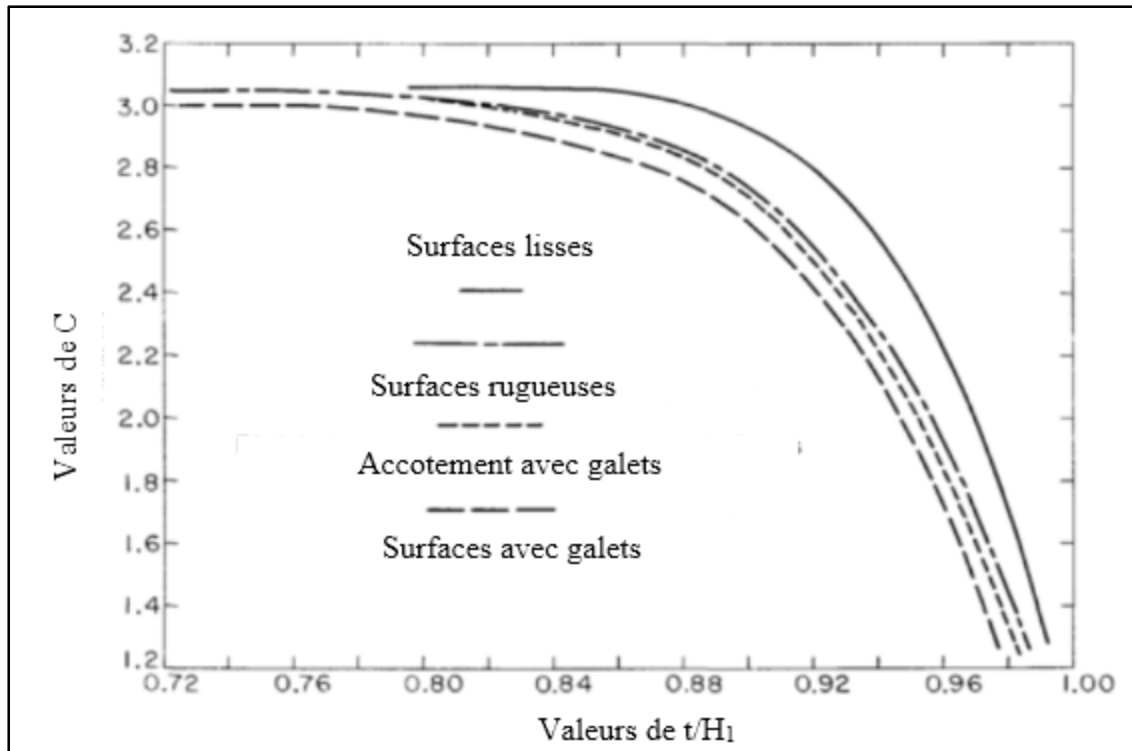


Figure 1.22 Variation du coefficient de décharge pour un écoulement submergé
Adaptée de Kindsvater (1964)

Un paramètre important augmentant le taux d'érodibilité d'un écoulement est le facteur influençant le passage, d'un écoulement libre à un écoulement submergé et vice versa. Ce facteur selon les résultats obtenus par Kindsvater (1964), est très influencé par le rapport (t/H_1) et par la rugosité de la chaussée. Pour des valeurs de charges assez faibles, la forme des bords de la chaussée rend le coefficient de décharge pour un écoulement libre plus petit que la valeur idéale du coefficient introduite précédemment. D'un autre côté, quand les valeurs de charges sont grandes, le coefficient de décharge dépasse la valeur idéale en raison de l'influence de la courbure de l'écoulement sur la section médiane de la chaussée.

En pratique, Kindsvater (1964) stipule que la solution pour l'écoulement libre est basée sur l'équation simple de décharge et les coefficients de décharge déterminés expérimentalement, et exprimés dans le graphique présenté sur la figure 1.22.

Au final, les caractéristiques les plus influents dans les deux catégories d'écoulement sont :

- la rugosité de la chaussée;
- la largeur de la chaussée;
- la résistance au niveau des bords de la chaussée.

D'après Clopper & Chen (1988), certains facteurs physiques ont une influence sur le taux d'érosion des talus routiers. Le matériau utilisé représente un élément influent sur l'érodabilité des talus. Par exemple, un remblai d'argile bien compacté possède une plus grande stabilité au niveau des pentes et réduit l'érosion. La vitesse atteinte par l'écoulement est déterminée par la différence entre la hauteur atteinte par le niveau d'eau à l'amont et à l'aval, l'angle du talus aval ainsi que la rugosité de la chaussée et de la pente en aval. Les discontinuités, les fissures ou les vides dans les pentes des talus produisent des turbulences au niveau de l'écoulement et ainsi de l'érosion. Tout autre élément introduisant une discontinuité produit le même effet (p. ex. poteaux électriques, ponceau, fossés). La concentration de l'écoulement aux points bas tout au long du remblai augmentera le potentiel d'érodabilité. Cependant, une distribution uniforme favorisera une répartition de l'érosion sur le talus ce qui rendra son impact moindre.

1.5.3.5 Comportement des talus routiers

Le comportement des talus peut être décrit d'après Clopper & Chen (1988) pour deux types de remblais ; granulaire ou cohésif. Chaque type se caractérise par sa mécanique et son taux d'érosion de base. Il est à noter que les taux d'infiltrations dans les talus granulaires sont très importants.

Sol granulaire

Même avec un élément imperméable, comme un noyau protecteur, les remblais granulaires peuvent être menacés avant l'érosion. Une fois que le niveau de l'eau en amont dépasse le sommet de l'élément imperméable, l'infiltration d'eau en aval de la route met en danger la totalité du remblai. Les effets du débordement varient essentiellement en fonction de la

perméabilité, des caractéristiques mécaniques du matériau constituant le remblai, le taux de détérioration et de l'ampleur avec laquelle l'eau en amont augmente.

Le phénomène d'érosion se produit au niveau du pied du talus aval d'une route. Ce point présente le point où la turbulence du flux est plus grande. Les glissements de surface sous l'effet de l'écoulement se produisent rapidement et se propagent au niveau de la pente. Arrivé à ce stade, la partie supérieure du talus qui représente la partie aval des accotements d'une chaussée s'abaisse ce qui permet la genèse d'une décharge encore plus élevée qui accélère le processus d'érosion. La figure 1.23 représente un talus avant et après érosion (Clopper & Chen, 1988).

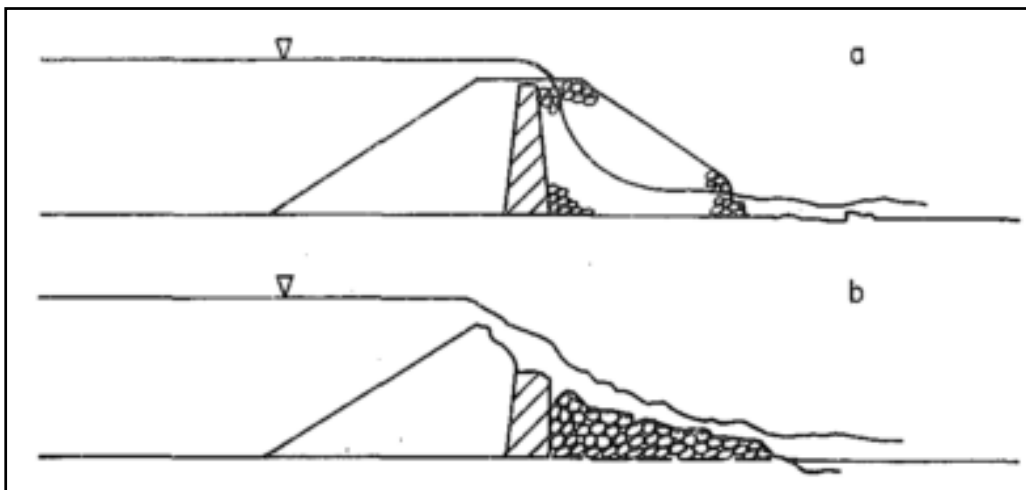


Figure 1.23 Dégâts d'une érosion pour un sol granulaire
Tirée de Clopper & Chen (1988)

Sol cohésif

Pour les sols cohésifs, l'érodabilité est moins importante étant donné que ce type de sol est plus résistant que les sols granulaires pour des écoulements semblables. Selon Clopper & Chen (1988), l'érosion pour ce type de sol commence au niveau du pied de talus comme pour les sols granulaires, en raison de la formation de turbulence sous l'effet de la vitesse de l'eau. Cette érosion se propage en amont et elle entraîne ainsi la chute de la pente du talus aval de la route

et le lessivage des gros morceaux par traction du sol et la rupture de cisaillement de la pente tendue. La figure 1.24 présente le processus du début de l'érosion jusqu'à la rupture.

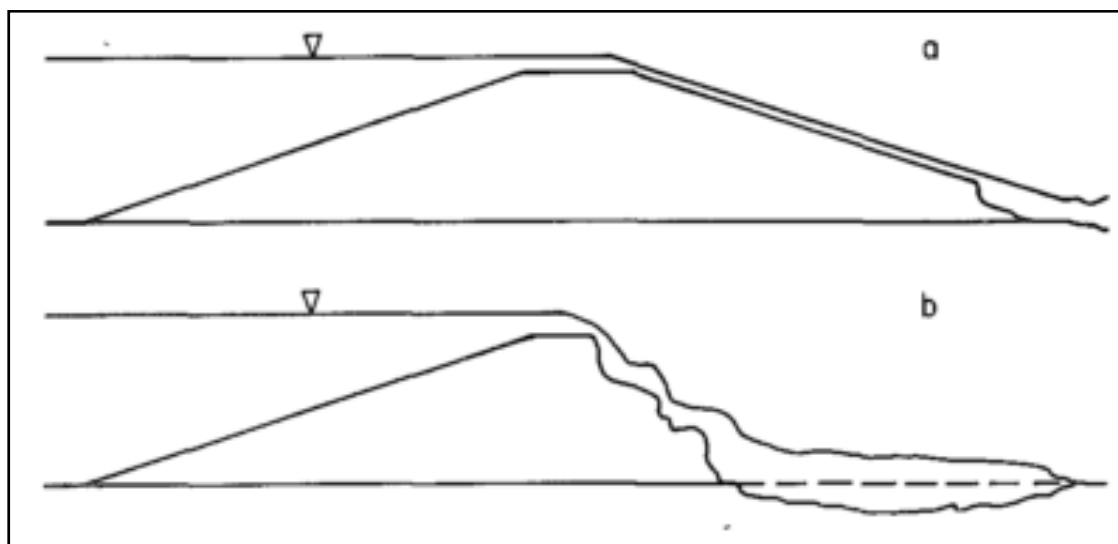


Figure 1.24 Dégâts d'une érosion pour un sol cohésif
Tirée de Clopper & Chen (1988)

Dans cette partie, la perte de la capacité portante de la chaussée causée par la présence de l'eau a été traitée. Pour ce faire, il a fallu considérer chaque couche constituant la chaussée à part et présenter les dégâts se rapportant à son fonctionnement. Au début, les problèmes liés à la perte de la capacité portante du revêtement bitumineux ont été présentés. Ensuite, la structure granulaire, aussi bien en déformation réversible qu'en déformation permanente dans un état saturé et non saturé. La dernière section a illustré le comportement des talus routiers en condition d'inondation et la décharge qui se produit sur la chaussée.

1.6 Synthèse de la revue de la littérature

Cette revue de la littérature a débuté par une section dédiée au phénomène de changement climatique. En effet, les principales conclusions tirées de cette section sont ;

Clicours.COM

- le changement de la température moyenne à la surface du globe pour la période de 2016 à 2035 sera compris entre 0,3 °C et 0,7 °C. Cette hausse des températures entraînera l'accroissement du niveau des mers de 15 à 55 %;
- le climat au Canada deviendra plus chaud, une augmentation minimale probable de 3 °C est attendue, généralement plus humide avec une probabilité plus grande de tempêtes durant les futures décennies;
- les changements climatiques produiront une augmentation des précipitations au Québec. Une augmentation sera observée sur tout le territoire québécois en hiver. En été, l'augmentation est moindre et prévue seulement au centre et au nord du Québec. L'augmentation des précipitations selon la saison et les régions peut être résumée comme suit : durant l'hiver, 20 % dans le sud et de 30 % dans le nord, durant l'été, au sud aux alentours de 6%;
- ces changements climatiques ont pour effet une augmentation des coûts relatifs à l'entretien et la réparation des véhicules d'usagers et les coûts d'entretien des infrastructures routières d'au moins 30 % (Carrera, Dawson, & Steger, 2009).

La deuxième section a porté sur la vulnérabilité des routes au Québec à la submersion et l'érosion. Les principales conclusions sont ;

- 4,5 % des routes sont exposées à la submersion. Ces routes sont essentiellement présentes dans le Bas-Saint-Laurent et aux Îles-de-la-Madeleine;
- le phénomène de submersion par franchissement de l'ouvrage s'est le plus répandu en Haute-Gaspésie en raison d'une forte présence d'infrastructures de protection;
- le risque d'érosion pour 32,5 km de routes a été classé « imminent » alors que le risque d'érosion pour 156,8 km de routes sera classé imminent d'ici 2100, soit 7 % de toutes les routes de l'Est-du-Québec. Ce résultat indique que 1,4 km additionnel de route sera exposé chaque année.

Cette section a permis de mettre en évidence l'importance de la recherche de solutions pour permettre aux chaussées québécoises de s'opposer aux problématiques liées à l'augmentation des précipitations.

Afin de comprendre l'influence des inondations sur la conception des chaussées, il est nécessaire de connaître les différentes sources et formes d'eau dans le corps de la chaussée. Ces formes sont les différentes phases d'eau présentes dans les chaussées, à savoir, les phases liquide, solide et gazeuse. Pour les formes d'eau présentes dans les chaussées, la quatrième section a traité ; la capillarité, la remontée de la nappe phréatique, l'infiltration de l'eau, l'eau adsorbée, le blocage des surfaces de drainage et le phénomène d'hystérésis.

La présence de l'eau en contact avec la chaussée affecte énormément sa performance et son fonctionnement. Cependant, il est très utile de savoir les dégâts que l'eau engendre au niveau de chaque couche constituant la structure de la chaussée et ses déformations. Ce qui permettra de trouver les mécanismes à adopter pour remédier à ces dégâts.

La présence d'eau dans la chaussée affecte essentiellement sa structure granulaire. Néanmoins, l'eau présente sur la surface de la chaussée, c'est-à-dire, au niveau du revêtement bitumineux a des effets néfastes également. L'effet direct de cette eau sur la surface de la chaussée est un endommagement résultant de la rupture des liaisons entre les granulats et l'enrobé en présence de l'eau et par conséquent une accélération du vieillissement de l'enrobé. En outre, en s'infiltrant vers les couches liées sous-jacentes à l'enrobé, cette eau affecte la liaison entre les couches et ainsi le comportement du revêtement bitumineux.

Les couches granulaires, ces dernières soumises à des contraintes externes ont un comportement non linéaire appelé aussi élastoplastique. Le matériau granulaire a une déformation totale qui se scinde en deux composantes sous l'effet d'une contrainte déviatorique. La première composante traduit la déformation plastique ou irréversible durant laquelle un réaménagement des granulats vers une nouvelle disposition définitive se produit ce qui rend le phénomène permanent. La deuxième composante est la déformation élastique ou résiliente. Cette dernière traduit une déformation réversible durant laquelle la structure granulaire se déforme tout en restant capable de reprendre sa forme initiale (Poupart, 2013).

Par ailleurs, en condition de saturation, selon Hicks & Monismith (1971) le module résilient continue à décroître en augmentant la teneur en eau au-dessus de l'optimum de saturation puisque dans ce cas une pression interstitielle en excès se développe dans le matériau granulaire sous l'effet des charges cycliques. La discontinuité de la phase gazeuse qui se produit pour des degrés de saturation allant de 80 à 90 % dans les pores du matériau augmente la probabilité que des pressions interstitielles se produisent. Cette observation explique l'affirmation de Lebeau (2006) selon laquelle le degré de saturation doit être inférieur à 85 %, car en dépassant ce seuil la conductivité pneumatique s'annulera (Bilodeau, 2009).

La section suivante a porté sur la déformation permanente. En effet, le module résilient est le paramètre le plus important dans le dimensionnement de chaussée et l'étude du comportement élastique des structures granulaires des chaussées. Néanmoins, la déformation permanente demeure un paramètre déterminant dans le comportement à long terme ou plastique des chaussées. Les études effectuées sur ce type de comportement sont moins importantes que sur le comportement élastique car l'amplitude de la déformation permanente devient très significative quand il s'agit d'un chargement répétitif sur une longue période. À l'instar du comportement réversible, le degré de saturation influe sur le comportement mécanique plastique ou à long terme. La présence modérée de l'eau, à un niveau de saturation acceptable, est bénéfique pour le comportement mécanique étant donné que cette eau crée une contrainte de succion matricielle. Quand la teneur en eau avoisine la saturation des pressions interstitielles positives se développent sous l'effet d'une charge appliquée rapidement. Ces pressions interstitielles entraînent la réduction des contraintes effectives et par conséquent la réduction de la résistance à la déformation permanente des matériaux granulaires.

La théorie et les équations émises par Kindsvater (1964) ont été exposées dans la dernière section de ce chapitre. Ces équations permettent de calculer les conditions d'écoulements au-dessus de la structure de la chaussée. Cette théorie sera utilisée avec la résistance à l'érosion des matériaux dans les méthodes de conception.

Une fois ces mécanismes identifiés, il est utile d'identifier les problématiques les plus rencontrées à l'échelle internationale et les solutions utilisées pour s'opposer à ces dégradations.

CHAPITRE 2

PROBLÉMATIQUES FRÉQUENTES ET SOLUTIONS SOMMAIRES

Ce chapitre débute par une présentation des problèmes liés à la présence excessive d'eau dans les chaussées. Ces problèmes ont été regroupés en fonction de la nature de l'écoulement. La deuxième section vient exposer des cas de routes affectées par des inondations partout dans le monde. La troisième section présente un sommaire des solutions utilisées dans le monde pour répondre aux problématiques mentionnées dans les paragraphes précédents. Ces solutions ont aussi été regroupées en fonction de la nature de l'écoulement.

2.1 Problématiques liées aux phénomènes d'inondation des routes

Les problématiques liées à l'inondation des routes ont été classées en plusieurs catégories en fonction de l'origine de l'augmentation du niveau d'eau. En effet, le premier cas est celui d'une augmentation du niveau d'eau résultant d'une longue période de pluie. Le deuxième cas, moins fréquent dans les milieux fluviaux, prend en considération l'effet du vent dans le processus de la submersion des routes. Pour de fortes vitesses de vent, des ondes (vagues) se créent amenant le niveau d'eau à augmenter et à submerger la route. Le troisième et dernier cas n'est autre que la combinaison des deux cas précédents. Le niveau d'eau augmente sous l'effet d'une longue pluie submergeant ainsi la route. Ensuite, le vent produit des vagues qui donnent une composante ondulatoire à l'écoulement. Cette combinaison est la plus problématique étant donné qu'elle soumet la route à la submersion et à la pulsation des vagues (Hughes, 2008).

2.1.1 Types d'écoulements associés à l'inondation des routes

Les types d'écoulements associés à l'inondation résultant des mécanismes définis précédemment peuvent prendre différentes formes. En effet, comme expliqué au premier chapitre, Kindsvater (1964) distingue ces écoulements comme suit :

- écoulement à surface libre (quasi-statique);

- écoulement submergé (dynamique).

La nature de ces modèles d'écoulement dépend essentiellement de l'état de l'eau en amont. Cependant l'écoulement à surface libre reste le plus fréquent. Il est à rappeler qu'un écoulement plongeant à surface libre se produit lorsque l'eau qui s'écoule jusqu'à la pente aval dans le sens de l'écoulement produit un saut hydraulique immergé sous la surface de l'eau stagnante. D'autre part, un écoulement à surface libre prend naissance lorsque l'eau suit le contour de la pente en aval plutôt que de plonger dans celle-ci. Un écoulement submergé est observable quand la profondeur de l'eau du côté aval augmente et que la décharge devient contrôlée à la fois par les niveaux d'eau amont et aval.

Par ailleurs, une zone de pression atmosphérique dite négative se développe sur la pente du remblai en aval. Cette pression observable entre la pente du remblai et l'écoulement est plus petite que la pression atmosphérique existant à l'interface avec l'air, ce qui explique l'appellation « pression négative ». Cette dernière pourrait conduire à une séparation entre la protection utilisée sur la pente aval et la surface du remblai si elle n'est pas incluse dans les considérations de conception. Un moment horizontal généré par l'écoulement au niveau de la pente aval entraîne des pressions plus petites que la pression atmosphérique ce qui explique l'existence de cette zone. De plus, l'amplitude de ses pressions dépend essentiellement de la vitesse des écoulements et de la pente aval du remblai. La zone de pression négative est illustrée dans la figure 2.1 (Clopper & Chen, 1988).

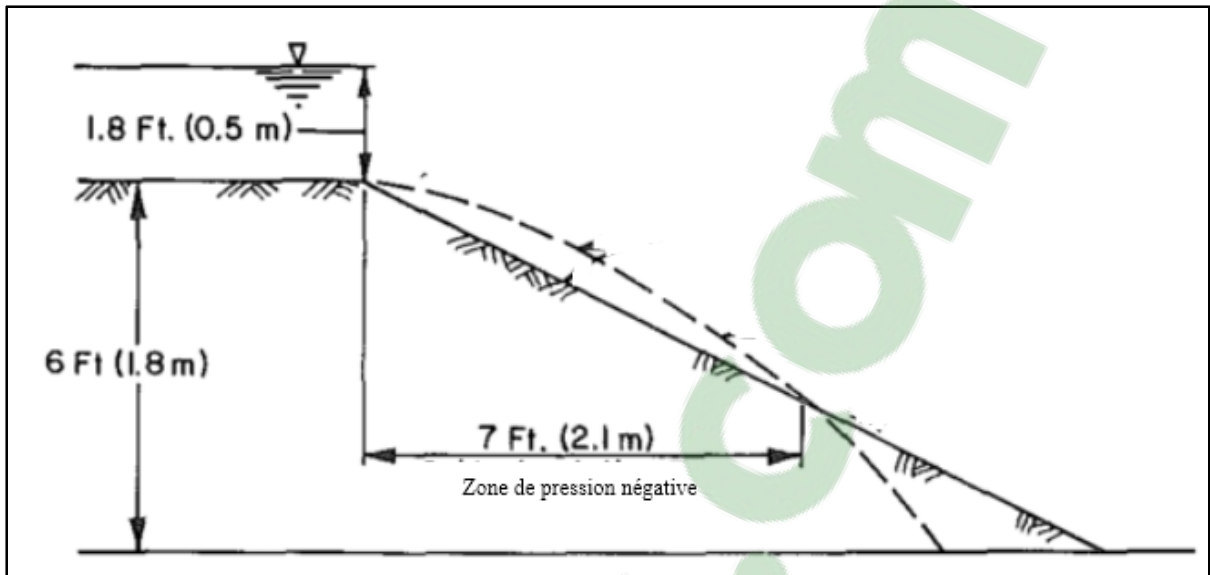


Figure 2.1 Zone des petites valeurs de pression en condition de submersion
Adaptée de Clopper & Chen (1988)

2.1.2 Dommages causés par un écoulement quasi-statique

2.1.2.1 Perte de la capacité portante par saturation

La saturation se produit quand l'eau s'infiltre dans la chaussée. Cependant elle n'est pas associée à l'érosion qui mène à la création d'une brèche. La saturation peut se produire si le remblai est soumis à des durées prolongées de pluie ou d'inondation ou encore par remontée de la nappe phréatique. Ce type de dommage n'est pas influencé par la position de la chaussée dans la progression de l'écoulement de l'eau. La saturation influe directement sur la contrainte effective dans le sol de remblai. La contrainte effective σ' , avant saturation, est donnée par l'équation 2.1.

$$\sigma' = \sigma - \alpha u_w \quad (2.1)$$

Où σ est la contrainte totale en kPa, α est un paramètre pris en fonction du degré de saturation et u_w est la pression interstitielle en kPa.

La contrainte effective et la compacité influent directement sur la résistance au cisaillement aussi bien de la couche granulaire que du sol de remblai, car elle est directement liée à la force que les grains exercent mutuellement. En effet, les variations des pressions d'eau et d'air dans les pores sont très fréquentes. C'est ainsi que la notion de succion entre en jeu. La succion par définition est la différence entre la pression de l'air et la pression de l'eau dans le sol ou le squelette granulaire. Ainsi, elle représente d'une part les effets capillaires et d'autre part l'interaction eau-granulats. C'est au moyen de la succion que la contrainte effective influe sur la résistance au cisaillement et le niveau de compactage du sol (Fry & Delage, 2001).

Étant donnée la définition de la succion, il est possible d'attester que la succion est inversement proportionnelle au niveau de saturation. Fry & Delage (2001) affirment, pour le cas d'un sol, que ce constat se traduit par le fait que le point caractéristique dans le diagramme de compactage est loin de l'hyperbole de saturation. Plusieurs cas peuvent se présenter en se basant sur le diagramme de compactage, figure 2.2 :

- un déplacement du point caractéristique vers la gauche se traduit par le séchage du sol avec une succion croissante;
- un déplacement vers le haut si le sol se contracte;
- un déplacement horizontal vers la droite se produira si le sol est soumis à un remouillage à succion décroissante avec une possibilité de descente vers le bas si le sol gonfle;
- une compression à teneur en eau constante correspond à un chemin vertical vers le haut rapprochant le point caractéristique à l'hyperbole de saturation.

La figure 2.2 permet d'affirmer que la variation du point caractéristiques de compactage dépend essentiellement de la densité sèche et de la teneur en eau ainsi que la succion (Fry & Delage, 2001).

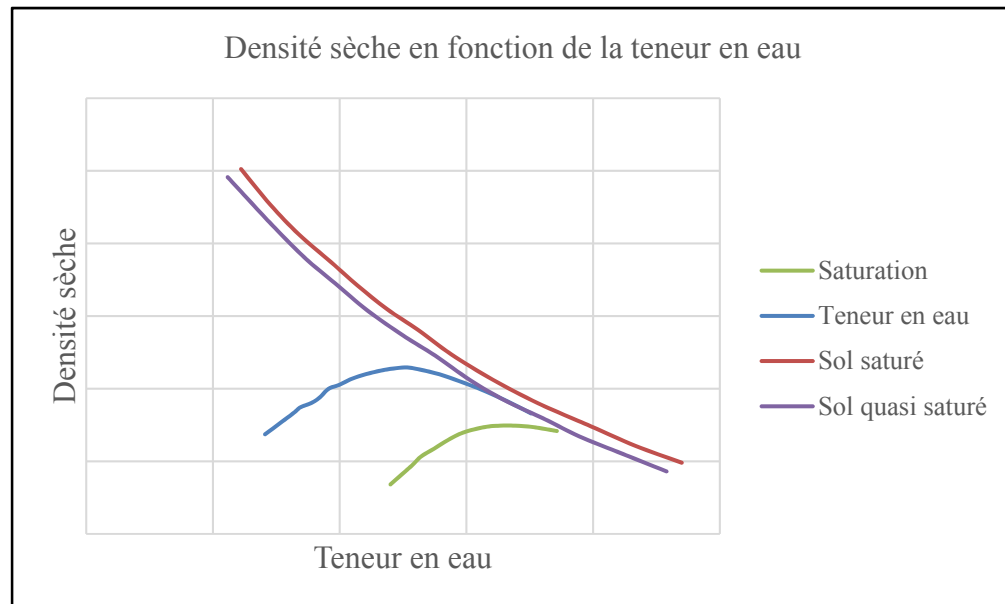


Figure 2.2 Variation du point caractéristique de compactage dans une courbe de densité sèche en fonction de la teneur en eau
Adaptée de Fry & Delage (2001)

Par ailleurs, des essais dont l'objectif était de tracer les courbes iso-succion de deux lœss ont été effectués par Li (1995). Ce dernier a remarqué que pour les deux sols, la variation de la succion en fonction de la teneur en eau et en fonction de la densité sèche était identique. Néanmoins, en fixant une densité sèche et en diminuant la teneur en eau, il a mesuré des succions plus grandes. Ainsi, il a déclaré que la teneur en eau influe plus sur la succion que sur la densité sèche (Zhong, 2015).

La diminution de la résistance et de la rigidité du sol s'illustre par l'exemple de l'impact de la contrainte appliquée par l'eau sur le module élastique d'un sol lors d'un essai de compactage Proctor. En effet, un test a été réalisé à différentes teneurs en eau sur un sable limoneux. Pour chaque teneur en eau, la densité sèche a été mesurée et le module a été déterminé. Comme présenté sur la figure 2.3, la chute du module élastique est très importante du côté humide de la teneur optimale en eau, tandis que la densité sèche ne reflète pas cette perte drastique de rigidité. Une telle perte de rigidité entraînera une augmentation de la compression et de la déflexion de la chaussée sous chargement (Briaud, 2013).

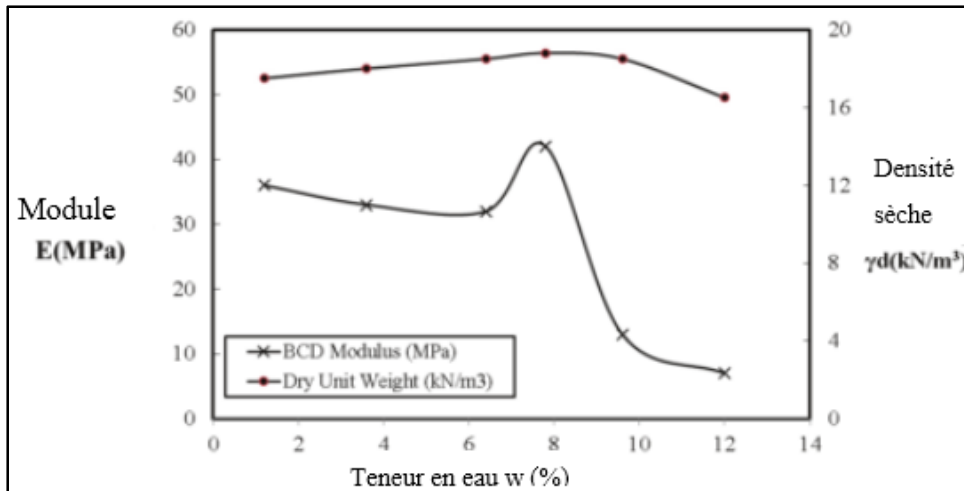


Figure 2.3 Variation du module élastique E et de la densité sèche en fonction de la teneur en eau
Adaptée de Briaud (2013)

Après la fin de l'inondation et le recul du niveau d'eau, un autre problème peut survenir. Si le sol du remblai est un sol à grains fins, la pression hydrostatique à l'intérieur du remblai peut rester bloquée pendant un certain temps au niveau atteint par l'inondation. Mais en raison de la chute du niveau d'eau, la pression horizontale de l'eau du côté amont n'est plus là pour fournir un appui latéral à la pente en amont. C'est ce qu'on appelle une condition de rabattement rapide et c'est la condition la plus défavorable pour la stabilité des talus de remblai (Powledge et al., 1989).

2.1.2.2 Relation entre la profondeur de l'eau et la perte de la capacité portante des chaussées

En 1980, la FHWA a recueilli des données auprès d'agences routières sur les dommages à la chaussée et au remblai résultant de la submersion. L'objectif était de développer une relation entre la profondeur de l'eau et la perte de la capacité portante de la chaussée et du remblai dans le cas d'un écoulement quasi-statique ayant atteint le niveau de la chaussée. Le graphique 2.4, réalisé par Schneider & Wilson (1980) montre les effets cumulatifs de la submersion dans le temps en fonction des niveaux d'eau en amont (h) et en aval (t) représentés sur la figure 1.18 (Chen & Anderson, 1987).

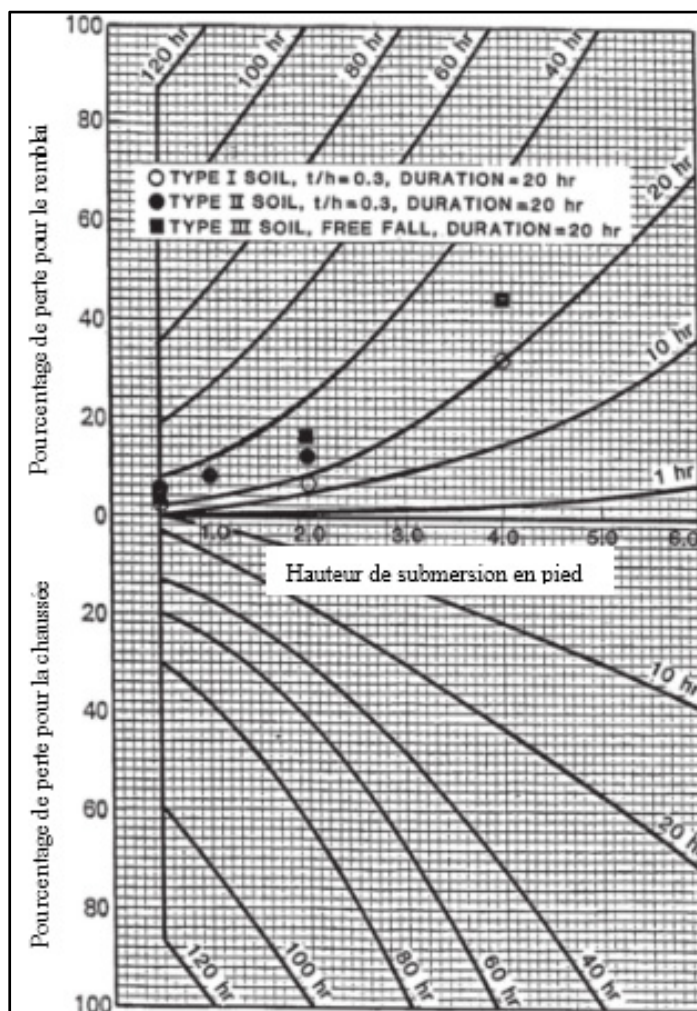


Figure 2.4 Perte de la capacité portante des chaussées en fonction de la profondeur de l'écoulement
Adaptée de Chen & Anderson (1987)

Les résultats des tests effectués sur les remblais par Chen & Anderson (1987) sont également représentés sur la figure 2.4 pour les remblais de type I et de type II. Le type I est une argile à faible plasticité, ce dernier est en accord avec la courbe. Par contre, le type II qui est un SM-SC selon la classification USCS montre des taux d'érosion plus élevés que la courbe dans des conditions de chute libre.

2.1.2.3 Renard hydraulique

Le phénomène de renard hydraulique peut survenir en particulier si le sol d'infrastructure soutenant la sous fondation est perméable dans le cas où le niveau d'eau en amont est plus bas que le niveau de la chaussée. Ce phénomène résulte de la différence de hauteur totale d'eau entre les deux côtés du remblai et est susceptible de se produire si la sous fondation est moins perméable que le sol d'infrastructure sur lequel elle repose. Dans ce cas, il est plus facile pour l'eau de traverser le sol d'infrastructure comme le montre la figure 2.5. Le flux d'eau peut par la suite éroder le matériau de sous fondation, créant ainsi un vide en dessous qui affaiblit le support sous-jacent. Finalement, la sous fondation s'affaissera dans le vide créé. Le talus de remblai peut également se rompre en raison de l'instabilité de la pente en aval, car la contrainte effective est très faible à la sortie de l'eau qui s'écoule, ce qui affaiblit le pied de la pente en aval (Powledge et al., 1989).

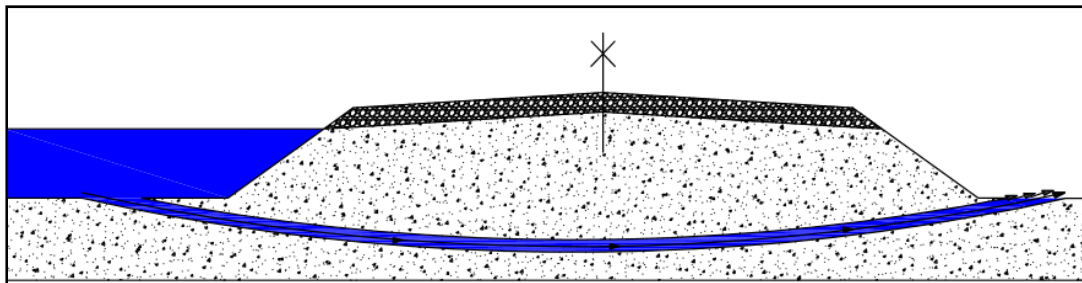


Figure 2.5 Phénomène de renard

2.1.3 Dommages causés par un écoulement dynamique

Un écoulement dynamique survient suite à une augmentation de la quantité d'eau comme expliqué dans le point 2.1.1. En effet, un écoulement peut commencer comme statique et suite à l'augmentation des quantités d'eau, la profondeur d'eau au-dessus de la chaussée atteint la hauteur critique. Ainsi, l'écoulement passe à un écoulement dynamique. Par ailleurs, un écoulement transversal, par rapport à l'axe de la route, générera dans la partie aval de la chaussée une zone de turbulence une fois sa vitesse augmentée par glissement sur la pente aval.

2.1.3.1 Soulèvement de la couche de surface

En condition de submersion durant un événement d'inondation, la rupture de la chaussée peut se produire en raison du phénomène de soulèvement de la couche de surface. En effet, l'eau issue de la crue peut s'infiltrer dans la plate-forme en raison de la présence de fissurations en surface. Ou, sous l'effet de sa vitesse l'eau désenrobe la couche de surface et s'infiltrer. La présence de ces deux types d'écoulements mettra la couche de surface entre deux écoulements à deux vitesses différentes ce qui l'amènera à se soulever. Ainsi, la chaussée est emportée par le courant (Briaud & Maddah, 2016). Un exemple de ce phénomène est présenté à la figure 2.6 tirée du site de Radio Canada.



Figure 2.6 Soulèvement de la couche de surface
Tirée de Bérubé (2017)

2.1.3.2 Érosion

Les mécanismes d'érosion des talus de remblai des routes dépendent essentiellement des caractéristiques spécifiques aux écoulements. En effet deux types d'érosion peuvent être distinguées :

- érosion en chute libre : Dans ce cas, l'érosion commence en haut du talus en aval dans le sens de l'écoulement et se poursuit en amont comme illustré par la figure 2.7. Avec le temps, ce mode de rupture entraînera une brèche importante affectant la stabilité globale du remblai et induit des pertes par érosion. Ce phénomène affecte les talus de remblai routier et crée une brèche en dessous des accotements en aval conduisant à des pertes par érosion (Powledge et al., 1989);

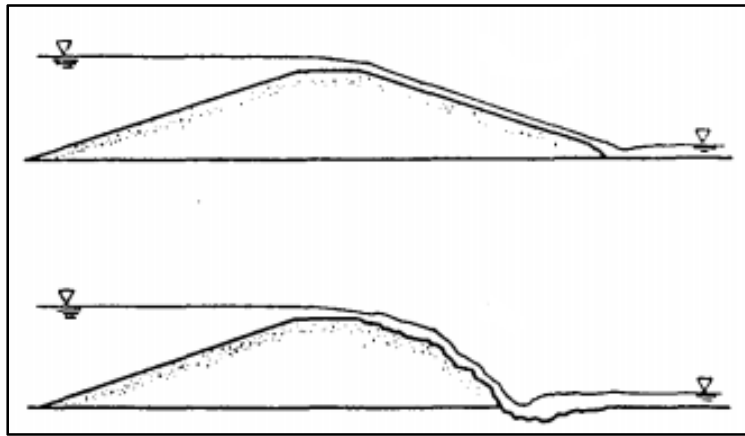


Figure 2.7 Érosion en chute libre
Tirée de Clopper & Chen (1988)

- érosion en condition de submersion : Dans ce cas, l'érosion commence au pied de la pente en aval et se propage au cœur du remblai. La figure 2.8 illustre ce phénomène pour un remblai. Ce phénomène affecte de la même manière les talus de remblai routier (Powledge et al., 1989).

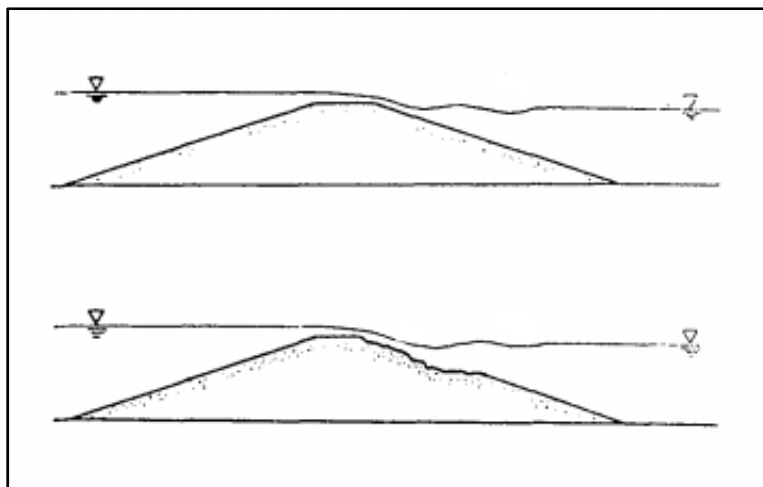


Figure 2.8 Érosion en condition de submersion
Tirée de Clopper & Chen (1988)

2.1.3.3 Érosion interne

En général, l'érosion interne est préoccupante lorsque le remblai est constitué de sols sujets à l'érosion interne. Le traitement du phénomène d'érosion interne repose toujours principalement sur le jugement et l'expérience des ingénieurs (Fell & Fry, 2005).

L'érosion interne se produit lorsque des particules de sol à l'intérieur d'un remblai ou d'une fondation sont transportées en aval par l'écoulement de l'eau infiltrée. L'érosion interne peut être provoquée par une érosion par fuite concentrée, une suffosion ou une érosion de contact entre deux matériaux de distributions granulométriques différentes (Fell & Fry, 2005).

Érosion par fuite concentrée

L'érosion par fuite concentrée se produit dans une fissure dans le sol d'infrastructure ou dans la sous fondation. Par ailleurs, la nature de l'apparition de la fissure n'est pas un facteur influent dans le mécanisme d'érosion par fuite concentrée. En effet, cette érosion peut s'actionner dans des fissures causées par un tassement différentiel, gel-dégel, ou encore dans une zone perméable contenant des matériaux grossiers sous-compactés renfermant des vides

interconnectés. Ainsi, l'écoulement dans ces vides provoque l'érosion des parois dans les vides interconnectés (Fell & Fry, 2005).

Érosion de contact

L'érosion de contact du sol est une forme d'érosion interne qui implique une érosion sélective des particules fines provenant du contact entre deux matériaux avec des distributions granulométriques différentes. En effet, dans la zone de contact des deux matériaux, une migration des particules fines vers les matériaux grossiers peut se produire en fonction des caractéristiques de l'écoulement ou d'un phénomène de ségrégation (Fell & Fry, 2005).

La figure 2.9 illustre l'interface entre deux matériaux possédant des granulométries différentes.

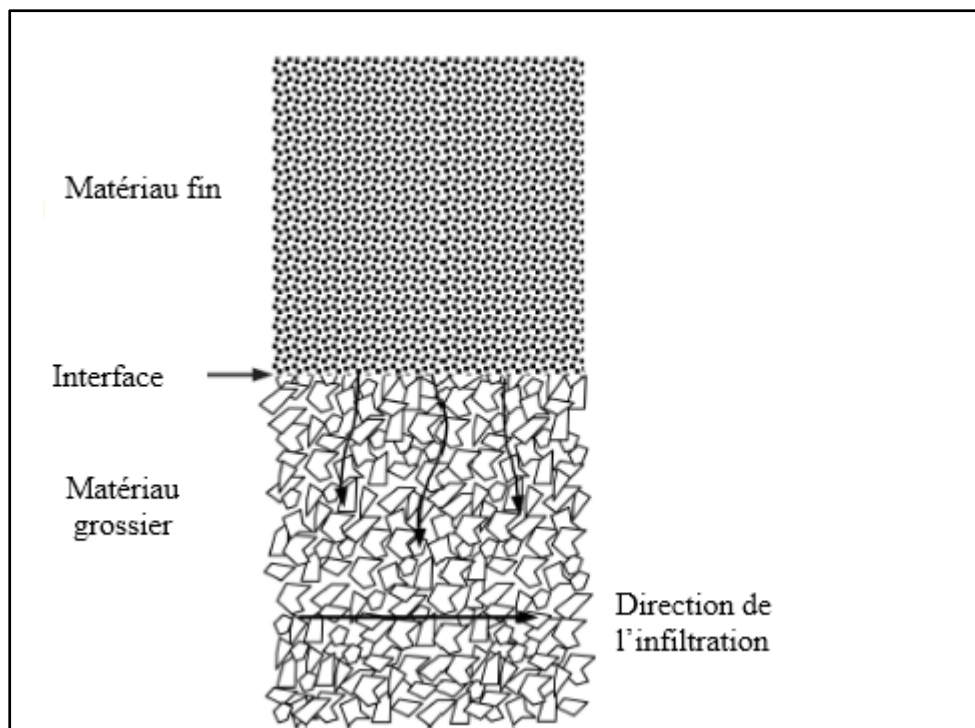


Figure 2.9 Mécanisme d'érosion de contact
Adaptée de Fell & Fry (2005)

En outre, deux critères spécifiques sont à l'origine de l'érosion de contact. Ces deux critères sont le critère hydrodynamique et le critère géométrique. Le critère géométrique se définit

comme étant la configuration géométrique du squelette des deux matériaux sujets à ce type d'érosion ; disposition et répartition des pores au sein du sol. Ce critère se caractérise par la taille maximale des pores nécessaire aux matériaux pour pouvoir garder leurs particules les plus fines. Le critère hydrodynamique dépend essentiellement de l'écoulement. Il se caractérise par les forces du fluide, la turbulence ainsi que la disposition des grains. Ce critère se définit par la vitesse critique que doit atteindre un écoulement dans un matériau pour déplacer les grains dans le matériau et initier un réarrangement des pores (Dumberry, 2017).

Suffosion

La suffosion est une forme d'érosion interne qui implique une érosion sélective des particules fines de la matrice des particules grossières. L'écoulement à l'intérieur du matériau déplace les particules fines. Ainsi, le squelette du matériau se retrouve formé seulement par les particules les plus grossières. Ce type d'érosion survient aux sols avec un volume de fines inférieur au volume des vides. Cette différence entre le volume des fines et des vides permet facilement la migration des fines (Fell & Fry, 2005).

Le mécanisme de la suffosion consiste en l'érosion des fines présentes à l'intérieur des couches granulaires. Pour contrer ce phénomène, une étude a été menée par Andrianatrehina et al. (2015). Il s'est avéré que pour un gradient d'écoulement élevé et pour des diamètres de fines pouvant passer entre les granulats, la couche granulaire était instable. La solution étant de déterminer préalablement le diamètre maximal des fines en fonction de la taille des espaces présents entre les granulats. Ainsi, la granulométrie à utiliser doit avoir une limite inférieure et une limite supérieure pour contrer le changement du profil de la matrice de succion et la suffosion.

La figure 2.10 présente un exemple de deux granulométries de sols différentes susceptibles de s'éroder par suffosion.

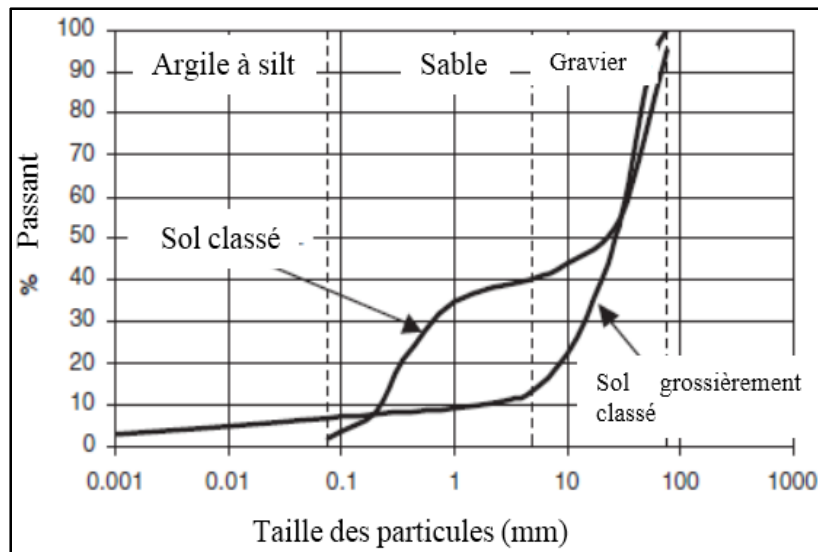


Figure 2.10 Types de sol susceptibles de s'éroder par suffosion
Adaptée de Fell & Fry (2005)

Critère d'évaluation du potentiel d'érosion interne

L'un des critères importants pour évaluer le potentiel d'érosion est la comparaison du gradient hydraulique par rapport au gradient critique. Le gradient critique est donné par les valeurs de i_{cr} qui varient habituellement entre 0,85 à 1,2. Par ailleurs, le gradient hydraulique dépend de nombreux facteurs comme la différence de niveau d'eau entre l'amont et l'aval, la distance entre le point de drainage et le talus de remblai et la conductivité hydraulique relative des différents sols constituant le remblai. Pour éviter l'érosion interne, le gradient hydraulique maximal de l'écoulement doit être maintenu plus bas que le gradient critique, en particulier dans les zones où l'érosion interne est possible (Bonelli, 2013).

2.1.3.4 Présence de ponceaux mal conçus

Les ponceaux pourraient causer des dommages aux chaussées que ce soit, directement, en présentant un point faible favorisant l'érosion des couches granulaires et le sol d'infrastructure ou bien indirectement, en étant bouché, ce qui conduit à une augmentation de la pression exercée par l'eau sur les parois du ponceau et finalement à une rupture. Les problèmes associés aux ponceaux sont fréquents dans les inondations. L'érosion est souvent concentrée aux points de discontinuité dans une masse de sol. C'est le cas pour l'interface entre un talus de remblai et

un ponceau où on peut s'attendre à une érosion interne. L'obturation et le sous-dimensionnement des ponceaux représentent les raisons les plus importantes des dommages causés à l'infrastructure. En outre, l'emplacement des ponceaux et la submersion peuvent aggraver la situation (Briaud & Maddah, 2016).

2.2 Principales problématiques rencontrées

2.2.1 États-Unis

2.2.1.1 Minnesota

Plusieurs cas d'inondation de routes ont été présentés par Briaud & Maddah (2016) dans l'état du Minnesota aux États-Unis dont deux qui peuvent se rapprocher des problèmes rencontrés durant des événements d'inondation affectant le réseau routier québécois. Dans la plupart des cas, la rupture des talus de remblai routier causée par la submersion est la problématique la plus importante.

Nord d'Oslo (Minnesota)

Dans ce cas, les dommages sur la pente en aval ont été causés principalement par la submersion à laquelle vient s'ajouter l'effet du vent. Les dommages à la pente aval non protégée sont illustrés à la figure 2.11. Dans ce cas, le fait de mettre un revêtement sur la pente en aval du remblai pourrait minimiser les dommages causés par l'action des ondes instables créées par l'effet du vent.

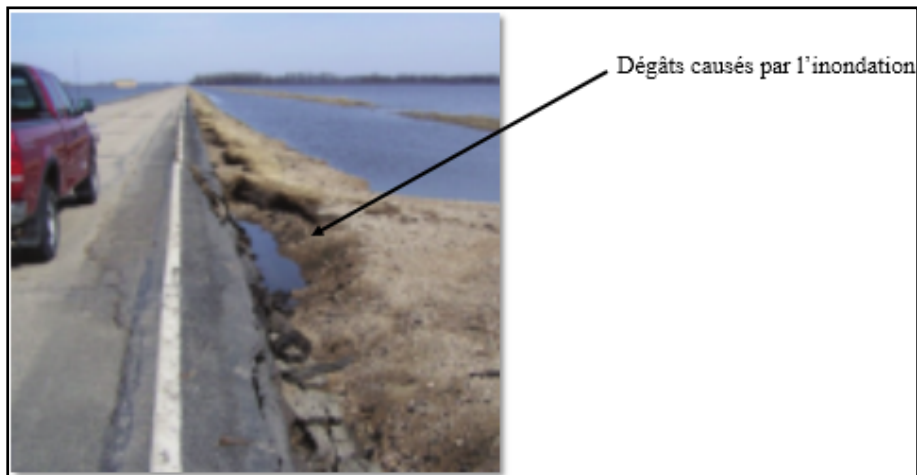


Figure 2.11 Dégâts suite à la submersion
Adaptée de Briaud & Maddah (2016)

Les dégâts subis par la route 220 au nord d'Oslo, Minnesota présentés à la figure 2.11 semblent être similaires aux dégâts subis par la route 153 à la Baie-de-Shawinigan durant les événements d'inondation de 2017. En effet, une érosion de rive s'est amorcée au niveau des accotements des deux chaussées en raison de submersion à laquelle vient s'ajouter l'effet du vent. Ces dégâts sont illustrés sur la figure 2.12.



Figure 2.12 Dégâts de la route 153, La Baie-de-Shawinigan Québec,
Canada
Adaptée de Vaillancourt (2017)

Est d'Oslo (Minnesota)

Au cours des événements d'inondations printanières de 2009, la submersion de l'autoroute 1 a duré plusieurs semaines. Durant cette période, les pentes aval étaient préalablement protégées avec un enrochement, mais ce système de protection a échoué lors des inondations en 2009. Ce constat est illustré par la figure 2.13.



Figure 2.13 Dégâts par érosion
Tirée de Briaud & Maddah (2016)

Une érosion s'est amorcée suite à une submersion de longue durée au niveau des rives. Sur la route 220, cette longue submersion a causé une brèche au niveau de la chaussée commençant depuis l'accotement.

La figure 2.14 présente les dégâts dans une partie de la route 341 ou Boulevard Pontbriand à Rawdon en 2017. La perte d'une partie de la chaussée est probablement due à l'infiltration de l'eau dans la couche de surface. Ensuite, le processus d'érosion de la rive s'est amorcé causant cette perte.



Figure 2.14 Dégâts à la route 341, Rawdon, Québec, Canada
Tirée de Parent (2017)

2.2.1.2 Colorado

Plusieurs exemples de cas d'inondation des routes dans l'état du Colorado ont aussi été présenté par Briaud & Maddah (2016). Dans chaque cas, les dommages ont été causés par une longue pluie intense et des écoulements à grande vitesse. Les talus de remblai étaient généralement non protégés avec des pentes raides. Dans la suite, deux cas se comparant le mieux avec un contexte québécois sont présentées.

Route SH-7

Dans ce cas, le Middle St. Vrain Creek a changé de cap, ce qui a causé des dommages le long de la route SH-7. L'écoulement à grande vitesse a commencé par éroder le pied du remblai jusqu'à ce qu'il ait fini par éroder l'ensemble du remblai routier. Cette érosion semble avoir contribué au changement de direction de l'écoulement de la rivière ce qui a aggravé la situation. La figure 2.15 illustre les dommages causés à la route SH-7.



Figure 2.15 Changement de direction d'une rivière
Tirée de Briaud & Maddah (2016)

Sur la figure 2.16, on remarque des dommages qui semblent être similaires à ceux observés sur la route SH-7. Cette illustration présente les dégâts sur une route en bordure du fleuve à Matane-sur-Mer dans le Bas-Saint Laurent en Avril 2018. Ces dégâts ont résulté d'une érosion du remblai et ensuite la chaussée. La présence d'éléments de drainage (ponceau) a constitué une faiblesse additionnelle au talus de remblai. Cette érosion a débuté au niveau amont et continué jusqu'en aval jusqu'à créer une brèche au cœur de la chaussée.



Figure 2.16 Dommages d'une route, Bas-Saint Laurent,
Québec, Canada
Tirée de Fortin (2018)

La route US-34

Les dommages se sont produits le long du tronçon de l'US-34 qui longe la rivière Big Thompson. Les écoulements à grande vitesse ont érodé le remblai au niveau du lit de la rivière, pas loin du pied du talus de remblai. Les dégâts ont été aggravés à certains endroits en raison de la présence d'éléments de drainage. Ces éléments comprenaient des ponceaux sous les routes qui drainent les eaux de ruissellement dans la rivière. Le long de ce tronçon d'autoroute, les ponceaux étaient très petits pour de tels décharges. Ce blocage a entraîné des écoulements turbulents qui ont emporté le remblai et complètement détruit la chaussée, comme le montrent la figure 2.17.



Figure 2.17 Dégâts causés par le blocage des ponceaux
Tirée de Briaud & Maddah (2016)

Les dommages présentés dans la figure 2.17, montrant la destruction de la route sous l'effet de la vitesse de l'écoulement, sa turbulence et l'érosion du remblai se rapprochent de ceux que la figure 2.16 illustre dans la région du Bas-Saint-Laurent.

2.2.1.3 Michigan

L'état du Michigan aux États-Unis a vécu des pluies torrentielles durant le 17 juin 2018. Ces pluies ont causé de très grands dommages aussi bien à l'échelle de l'infrastructure routière que les bâtiments et les quartiers résidentiels (Davies, 2018).

La figure 2.18 illustre la détérioration d'une route à Houghton, Michigan. Le dommage causé à la route semble être en raison d'une infiltration des eaux de pluies au niveau de la couche de roulement à travers les fissures sur la chaussée et les fossés de part et d'autre. Cependant, l'eau qui s'est infiltrée ne représente pas la totalité de l'eau issue de la pluie. En effet, l'eau qui s'écoulait au niveau de la surface de roulement soumise à une très grande vitesse causée par la grande pente de la route joue un rôle aussi important que l'eau infiltrée. Ainsi, la surface de roulement a été soulevée et transportée sous l'effet de la différence des écoulements de l'eau infiltrée et de l'eau s'écoulant en surface. Par ailleurs, l'eau présente au niveau des fossés a érodé le corps de la chaussée facilitant ainsi le transport massif par érosion des granulats.



Figure 2.18 Dommage occasionné à une route à Houghton
Tirée de Davies (2018)

Durant ce même événement d'inondation, d'autre type de dommage ont été répertorié par Davies (2018) à l'instar de celui illustré par la figure 2.19. En effet, un tronçon de route a été emporté par l'écoulement d'une rivière passant par-dessous. Ce dommage peut être dû à la saturation du sol d'infrastructure et du corps de la chaussée qui étaient transversale au sens de l'écoulement. Une érosion de toute la chaussée s'en est suivit, affaiblissant ainsi la chaussée. Ces deux phénomènes ont contribué à la brèche clairement identifiée sur la figure 2.19.



Figure 2.19 Tronçon de route emporté
Tirée de Davies (2018)

2.2.2 Colombie Britannique

En juin 2016, la Colombie Britannique a vécu des événements d'inondation intenses. En effet, le centre de prévision météorologique avait enregistré des décharges de plus de 3000 m³/s durant l'inondation. L'infrastructure routière a été endommagée en raison des augmentations des quantités d'eau et du lessivage des particules. D'après le ministère des transports de la Colombie Britannique, les dommages, qui ont affectés le réseau routier, sont essentiellement dus au lessivage des particules et à l'augmentation du niveau de la nappe phréatique. La figure 2.20 illustre le phénomène d'obturation d'un ponceau et de perte de la capacité portante suite à la saturation causée par la remontée de la nappe phréatique. Cette saturation a causé une

brèche dans la chaussée qui a contribué à l'érosion du sol d'infrastructure et le corps de la chaussée et ainsi à la rupture (Davies, 2016).



Figure 2.20 Rupture de la chaussée de la route Mason-Semple de l'autoroute 97
Tirée de Davies (2016)

Par ailleurs, la figure 2.21, présente encore un dommage qui semble être causé par une érosion qui s'est amorcée après obturation d'un ponceau. Cette érosion a affecté une route au Nord-Est de la Colombie Britannique et aussi le chemin de fer jalonnant la route.



Figure 2.21 Érosion de route et chemin de fer
Tirée de Davies (2016)

2.2.3 Australie

Au mois de février 2017, l'Australie a vécu des événements d'inondations dévastateurs. En effet, à Perth, une quantité de précipitation de 114 mm a été enregistrée en 24 heures (Davies, 2017). Ceci a initié des dommages au niveau des infrastructures routières. La figure 2.22 représente une perte du sol d'infrastructure ainsi qu'une partie du corps de la chaussée. Ceci peut être dû à une augmentation du niveau d'eau suivie par une saturation et ensuite une érosion sous l'effet de l'écoulement de l'eau.



Figure 2.22 Érosion de route
Tirée de Davies (2017)

Toujours en Australie, la ville de Victoria, Greelong, a été inondé vers la fin du mois de janvier 2016. Plusieurs routes ont été endommagées (Davies, 2016). La figure 2.23 illustre un soulèvement de la couche de surface d'une route à Victoria qui correspond aux mêmes principes de détériorations discutés précédemment.



Figure 2.23 Soulèvement de couche de surface
Tirée de Davies (2016)

2.2.4 Tunisie

Plusieurs événements d'inondations ont frappé la Tunisie durant le mois d'octobre 2018 aussi bien dans la partie Nord-Est que le Sud-Ouest du pays. Ces inondations ont été dramatiques pour les habitants des régions affectées laissant un bilan d'une douzaine de morts. En outre, les routes tunisiennes ont été gravement endommagées dans les villes sujettes aux inondations.

La figure 2.24, présente une rupture de remblai dans le sud de la Tunisie. La route affectée franchissait une rivière. L'écoulement de la rivière se faisait par des ponceaux placés en dessous sur lesquels un remblai de quelques mètres a été utilisé comme support à la chaussée. Vu les quantités d'eau, dépassant la décharge centennale de plus de 100 mm, les ponceaux n'ont pas été suffisants pour assurer l'écoulement de l'eau. Ceci a résulté en une saturation du remblai en dessous de la chaussée qui avec l'augmentation continue du niveau d'eau et la vitesse de l'écoulement s'est érodé.



Figure 2.24 Rupture du remblai et de la chaussée
Tirée de Tajine (2018)

2.2.5 France

La nuit du lundi 15 octobre 2018 a été dramatique pour les habitants du département de l'Aude au Sud-Ouest de la France. En 5 heures de pluies intenses, des précipitations de l'ordre de 300 mm ont été enregistrées par les autorités françaises. Ces inondations ont endommagé les infrastructures dans la région, en plus de la perte d'une dizaine de personnes (Canabis, 2018).

La figure 2.25 représente une route sur remblai passant au-dessus d'un cours d'eau. L'écoulement de la rivière se faisait par l'intermédiaire de quelques ponceaux. La grande quantité de précipitations enregistrée et la vitesse de l'écoulement générée au niveau des ponceaux semblent avoir contribué à la rupture du remblai et par la suite la chaussée. Ce phénomène peut être dû à une saturation du remblai à laquelle s'en est suivie une érosion complète de la chaussée causant la rupture.



Figure 2.25 Rupture de la chaussée
Tirée de Canabis (2018)

Toujours dans le département de l'Aude en France, la figure 2.26 présente une route endommagée dans la commune de Trèbes. Sous l'effet de la remontée de l'eau et la vitesse de l'écoulement, la couche de surface de cette route a probablement subi un désenrobage important de l'enrobé (San, Fournier, & Gourmellet, 2018).



Figure 2.26 Désenrobage d'une chaussée à Trèbes
Tirée de San et al. (2018)

Par ailleurs, il est à noter que la route n'a pas subi de perte au niveau des rives malgré le désenrobage de la couche de surface. Les murs en béton ont bien réagi vis-à-vis l'écoulement et l'ont protégé au niveau du corps de la chaussée et la végétation quant à elle a protégé la route au niveau des accotements.

2.2.6 Luxembourg

Le Luxembourg a vécu en juin 2018, des inondations qui ont affecté son réseau routier dans la partie est du pays. Ces événements d'inondations ont contribué à l'augmentation du niveau d'eau de 90 mm en 24 heures (Regenfällen, 2018). L'infrastructure routière a été évidemment endommagée. La figure 2.27 illustre une érosion au niveau des accotements de la chaussée causée par la vitesse de l'écoulement.



Figure 2.27 Érosion des accotements
Tirée de Regenfällen (2018)

Une rupture de chaussée a aussi été enregistrée sur des routes de la partie est du Luxembourg, illustrée par la figure 2.28. Cette rupture semble être due à une infiltration d'eau au corps de la chaussée et par la suite une érosion lessivant et soulevant aussi bien la couche granulaire que la couche de surface de la chaussée (Regenfällen, 2018).

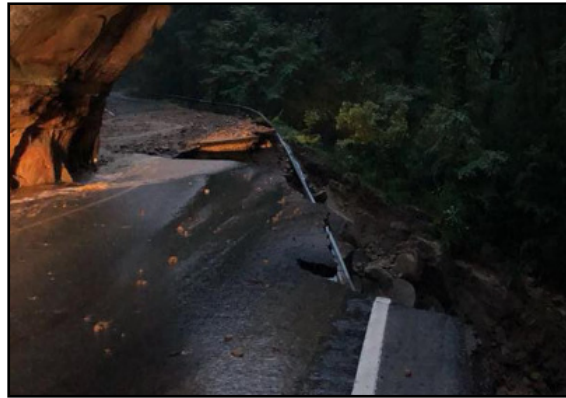


Figure 2.28 Rupture d'une chaussée
Tirée de Regenfällen (2018)

2.2.7 Indonésie

Le même problème de saturation du sol d'infrastructure routière suivie par une érosion et une rupture a été aussi enregistré en Indonésie. Suite aux inondations que l'Indonésie a vécu entre le 10 et le 11 octobre 2018. La figure 2.29 illustre cette rupture de chaussée qui est très similaires aux cas de rupture mentionnés précédemment.



Figure 2.29 Rupture de chaussée
Tirée de Sutopo (2018)

2.3 Solutions sommaires

2.3.1 Solutions adaptées aux écoulements à faibles vitesses

2.3.1.1 Végétation

La végétation est la forme la plus commune de protection contre l'érosion des talus de remblai routier. Plusieurs recherches ont montré que les talus de remblai ayant une couverture végétale dense et bien entretenue ont résisté à des submersions de 0,6 m de hauteur et des vitesses allant jusqu'à 2,1 m/s selon Powledge et al. (1989) et 3,7 m/s selon Hewlett, Boorman & Bramley (1987). Toutefois il est important de prendre en considération les limites de ces systèmes de protection et la nécessité de leur entretien continu (Hewlett et al., 1987).

En termes de coût, la végétation est le système de protection le moins cher, mais il est limité aux vitesses d'écoulement relativement faibles et aux faibles contraintes de cisaillement hydrauliques. La végétation est efficace tant que la contrainte de cisaillement hydraulique appliquée ne dépasse pas la résistance critique au cisaillement de la couverture végétale. Sinon, la couverture échouera et le sol sous-jacent sera progressivement érodé (Briaud & Maddah, 2016).

2.3.1.2 Géotextiles

Les géotextiles constituent une des solutions améliorant le comportement des sols de remblai contre l'érosion en condition de submersion. La mise en place d'un gazon dense avec le géotextile améliore son intégration au sous-sol. Les racines du gazon dense assurent l'intégration des géotextiles. Tous les types de géotextiles améliorent la résistance à l'érosion de la végétation en renforçant ses racines, tandis que les géotextiles seules protègent la surface du sol contre l'action érosive (Powledge et al., 1989).

La figure 2.30 fournit une gamme de graphiques de vitesses d'écoulements en fonction du temps décrivant la protection moyenne fournie par la végétation, les géotextiles et les blocs de béton (Hewlett et al., 1987).

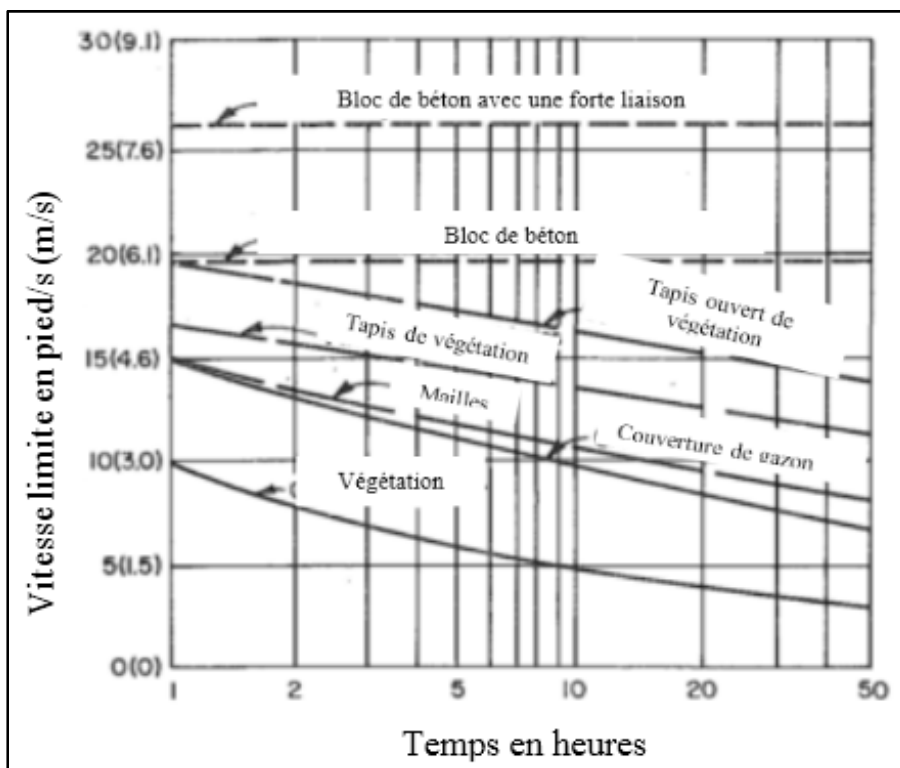


Figure 2.30 Limite des vitesses d'écoulements supportée par les protections

Adaptée de Hewlett et al. (1987)

Selon le comité français de géosynthétique (CFG), les géotextiles peuvent jouer un rôle protecteur sous des enrochements mis en place pour protéger les talus de remblai. Leur mise en place est plus simple que d'autres couches protectrices à l'instar des couches granulaires. Encore, les géotextiles présentent des caractéristiques mécaniques et une souplesse leur permettant de résister au poids des enrochements (CFG, 2015).

2.3.1.3 Géogrille renforcée

Renforcement avec gazon armé

Dans une série d'essais, menée pour le compte du département des transports de l'état du Minnesota (MnDOT) en 2017, l'un des principaux paramètres expérimentaux était la capacité de la géogrille à stabiliser et maintenir en place la végétation sur la pente. En raison des difficultés liées au temps nécessaire pour la croissance de la végétation, deux matériaux ont été sélectionnés pour remplacer la végétation : la couverture de contrôle d'érosion (ECB) et le gazon en plaques représentés à la figure 2.31.

La ECB sous la géogrille était destinée à modéliser l'effet de la végétation. Les fibres de la ECB présentaient une certaine similitude avec une structure enchevêtrée de racines et de tiges peu profondes. Pendant et après les submersions, la ECB ne s'est pas dégradée et est restée intacte. Cependant, malgré la flexibilité relative des fibres du matériau, il y avait souvent un soulèvement de la couverture sur le sol, entraînant une érosion se produisant en-dessous. Malgré ses limites, la géogrille a été efficace pour réduire l'érosion par rapport à une pente de sol nu (Marr, Hernick, Gabrielson, & Mielke, 2017).



Figure 2.31 Gazon armé avec la
couverture de contrôle d'érosion
Tirée de Marr et al. (2017)

Selon cette même étude, le gazon bluegrass recouvert d'une géogrille biaxiale a mieux simulé la végétation naturelle, mais a eu ses propres problèmes de performance. La rugosité résultant des brins d'herbe individuels a eu un effet bénéfique et était relativement stable même pour des décharges élevées. Cependant, deux aspects négatifs ont été observés : L'absence d'une structure racinaire entre le gazon et la surface du sol et la présence de joints entre les morceaux de gazon, à la fois parallèles et perpendiculaires à l'écoulement.

La clôture à mailles métalliques a été suggérée comme alternative pour remplacer la géogrille. En ce qui concerne le soulèvement, les clôtures à mailles métalliques sont plus denses que l'eau, plus souples que la géogrille et sont constituées d'éléments arrondis plutôt que plats. Ce qui en fait une meilleure option pour la protection des pentes (Marr et al., 2017).

Renforcement avec tapis de gazon artificiel et une matrice de fibres

Le tapis de gazon artificiel (TRM) couplé à une matrice de fibres (FRM), illustré à la figure 2.32, a une certaine capacité à protéger la surface du sol même après que la FRM soit emportée. Lors des essais, mené pour le compte du MnDOT en 2017, le TRM s'est avéré encore relativement efficace pour la stabilisation du sol, même sans végétation. Toutefois, il est probablement plus efficace avec un tapis racinaire dense cultivé sur place. Le TRM a été suffisamment flexible pour rester en contact avec le sol pour de petites déformations.



Figure 2.32 Le tapis de gazon avec la matrice de fibres
Tirée de Marr et al. (2017)

Lors d'un des essais, l'érosion a commencé entre les agrafes extérieures, probablement en raison d'une discontinuité de la surface du sol. Au fur et à mesure que l'érosion se poursuivait en amont, elle a exposé la pente ascendante, permettant la séparation du TRM du sol, pour finalement revenir éroder les accotements. Le reste de la pente a été maintenu intact et semble avoir connu peu de changement de topographie malgré la vaste zone d'érosion adjacente. En outre, les zones adjacentes à l'affouillement profond étaient souvent complètement intactes et présentaient une érosion négligeable. Ceci peut s'expliquer par la présence d'un agent collant dans la formulation du FRM qui reste à la surface du sol même après le lavage des fibres (Marr et al., 2017).

Géogrille flexible avec des blocs de bétons

Suite aux essais effectués pour le compte du MnDOT en 2017, la géogrille flexible avec blocs de béton s'est bien comportée, montrant une érosion minimale après 30 heures d'essais à pleine capacité. La figure 2.33 représente la géogrille flexible avec des blocs de béton, le tapis de gazon et les couches de renforcement sous les blocs de béton n'ont pas été entièrement

comprimés par le poids des blocs et ont permis à un peu d'eau de circuler à travers ces couches près du sol. Une fois l'érosion amorcée, les couches de support ont agi comme un filtre. Malgré l'érosion, le système était relativement résilient. Les blocs et le support se sont conformés à la surface changée et se sont déplacés pour redistribuer les contraintes.

Par rapport aux autres techniques testées, les blocs de béton ont créé un degré de rugosité de surface beaucoup plus élevé. Pendant les décharges inférieures lorsque la profondeur d'écoulement était comparable à la hauteur du bloc, le tapis de géogrille flexible en béton a subi une grande quantité de turbulence entre les blocs de béton. Ces turbulences résultent des conditions d'écoulement variables localement, incluant probablement une certaine vitesse dirigée vers le bas. Elles ont cessé une fois que les blocs de béton ont été submergés (Marr et al., 2017).



Figure 2.33 Géogrille fléxible avec
des blocs de béton
Tirée de Marr et al. (2017)

2.3.2 Solutions adaptées à des écoulements à grandes vitesses

2.3.2.1 Blocs de béton

Les blocs de béton peuvent être divisés en deux familles : ceux qui sont mécaniquement verrouillés par leurs formes et ceux qui sont fixés avec des câbles. Les blocs peuvent être pleins ou avec des ouvertures qui permettent la croissance de la végétation. Les résultats émis suite à une recherche menée par Hewlett et al. (1987) ont permis d'affirmer que l'utilisation de blocs de béton attachés par câbles fourni la protection la plus efficace contre l'érosion à grande vitesse. Lors de ces essais, les blocs de bétons étaient recouverts de géotextiles ancrés. Avec la présence de végétation en plus, ses systèmes de protection ont résisté à des vitesses allant jusqu'à 7,9 m/s sans défaillance. Il est devenu recommandé de placer un géotextile de contrôle d'érosion sous les blocs de béton (Powledge et al., 1989).

Par ailleurs, la FHWA a mené une série de tests sur différents types de blocs de bétons dans le but d'estimer leur efficacité. Ces tests ont été menés sur des blocs de bétons dont le poids est différent et en utilisant des câbles de stabilisation dans certains cas. La FHWA a conclu que les blocs les plus lourds retenus par des câbles dans les deux directions étaient les plus efficaces (Powledge et al., 1989).

2.3.2.2 Enrochement

Ce système de protection a été utilisé avec succès contre l'érosion dans les environnements côtiers et fluviaux. Le calibrage des blocs de roc dépend de la nature de l'écoulement, de sa vitesse, sa profondeur et l'entraînement d'air qui se produit durant l'écoulement. Afin de trouver la méthode de conception adéquate, deux chercheurs allemands, Hartung & Scheverlein en 1970, ont utilisé un facteur de stabilité empirique dépendant de l'entraînement de l'air et de la profondeur et la pente de l'écoulement. La figure 2.34 illustre une installation d'enrochement (Powledge et al., 1989).

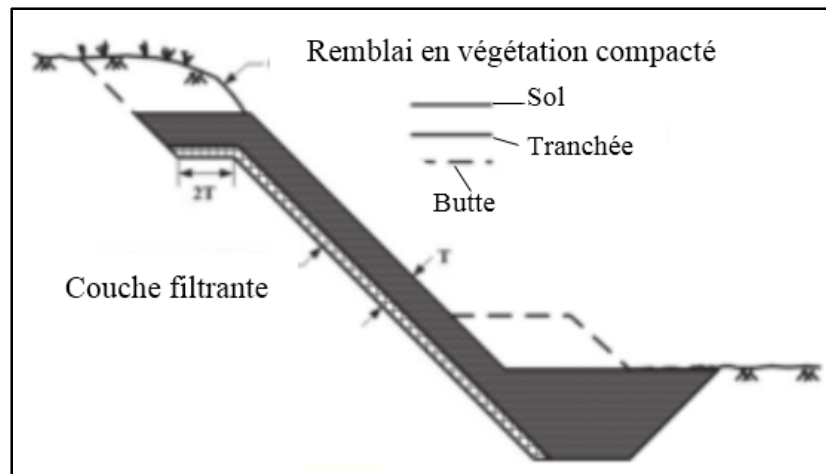


Figure 2.34 Installation d'enrochement
Adaptée de Powledge et al. (1989)

Par ailleurs, il est important de placer un filtre entre le sol et la couche d'enrochement avant d'appliquer ce dernier sur les pentes, pour protéger les particules du sol contre l'érosion. Le sol sous l'enrochement peut continuer à se répandre à travers les vides assez larges de l'enrochement. En effet, l'enrochement ne peut pas s'arracher, par contre il peut simplement bouger de manière significative ce qui amènera le sol sous-jacent à s'éroder. Le filtre peut être composé d'un matériau granulaire ou d'un géo-synthétique (Briaud & Maddah, 2016).

2.3.2.3 Enrochement revêtu

Un enrochement revêtu a été adopté comme mesure de protection sur la pente aval du talus de remblai de l'autoroute TH-9, à Ada, Minnesota. Cette mesure a été utilisée suite à des inondations. Au départ, l'enrochement a été placé sur la pente en aval, ensuite il a été revêtu par une couche d'enrobé pour des raisons de sécurité des usagers de l'autoroute. Le remblai a supporté les inondations des années suivantes sans endommagement, la pente en aval et la chaussée sont restés en bon état comme illustré par la figure 2.35 (Briaud & Maddah, 2016).



Figure 2.35 Protection par enrochement pavé
Tiré de Briaud et Maddah (2016)

2.3.2.4 Stabilisation à l'aide d'un liant hydraulique

Un des liants hydrauliques envisageables est la chaux vive. Son action au niveau du sol de l'infrastructure ou du talus de remblai se divise en deux types. La réaction causée par l'ajout de la chaux vive au mélange dure quelques jours. Cette réaction réduit rapidement la teneur en eau du mélange et accroît la limite de plasticité, ce qui a pour effet de diminuer l'indice de liquidité et l'indice de plasticité du mélange (Wirtgen, 2013).

De plus, la chaux vive améliore l'aptitude au compactage et diminue la sensibilité à l'eau à court terme. La figure 2.36 présente le déplacement de la courbe Proctor d'un mélange sol liant à différents dosages de chaux vive. Ce graphique affirme que l'ajout de chaux vive au niveau du sol d'infrastructure ou au niveau du talus de remblai améliore sa sensibilité à l'eau et augmente sa capacité portante (Wirtgen, 2013).

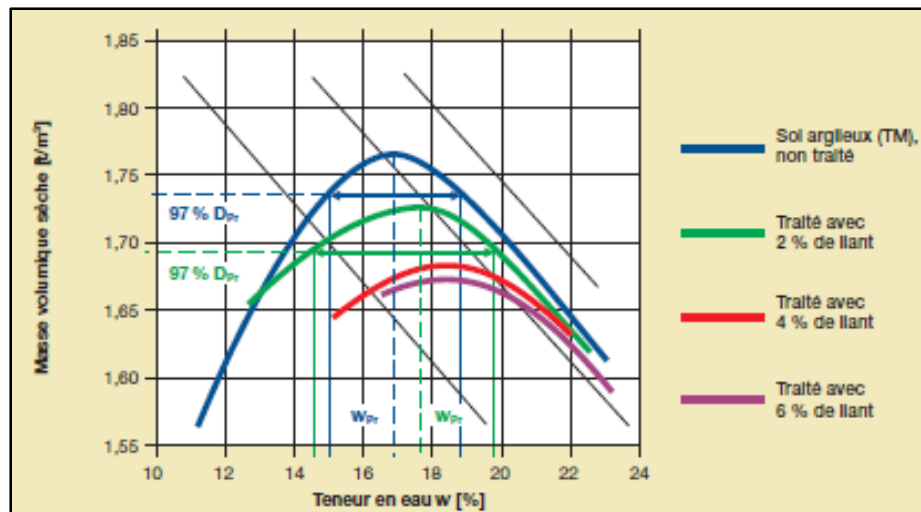


Figure 2.36 Courbe Proctor avec ajout de chaux vive
Tirée de Wirtgen (2013)

En outre, une série d'essais d'immersion a été réalisée par Herrier et al. (2015) sur des échantillons de sols naturels et d'autres stabilisés à 2 % de chaux. Les résultats ont démontré l'amélioration que la chaux apporte aux sols en condition d'immersion. La figure 2.37 illustre cette amélioration du comportement.

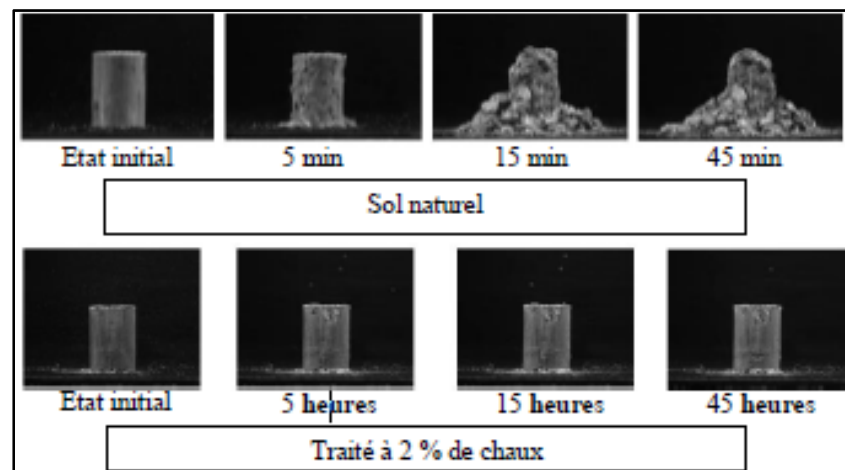


Figure 2.37 Comportement en immersion d'un sol naturel versus
sol stabilisé à 2 % de chaux
Tirée de Herrier et al. (2015)

Toujours d'après l'étude menée par Herrier et al. (2015), une évaluation de l'effet de l'ajout de la chaux à un sol sur sa résistance à l'érosion a été réalisé au moyen d'essais à la fois d'érosion interne et d'érosion externe. Les résultats trouvés ont permis de mettre en exergue l'amélioration importante de la résistance à l'érosion suite à l'ajout de la chaux. En effet, un exemple de sol a été traité (Limon du Rhône). Ce sol non traité ayant un seuil d'érodabilité de 2 m/s atteint un seuil de 10 m/s suite à l'ajout de la chaux après 14 jours de cure à l'air. La figure 2.38 illustre les résultats obtenus suite aux essais effectués lors de cette étude, mettant en évidence l'amélioration du comportement à court et à long terme du sol traité (limon du Rhône).

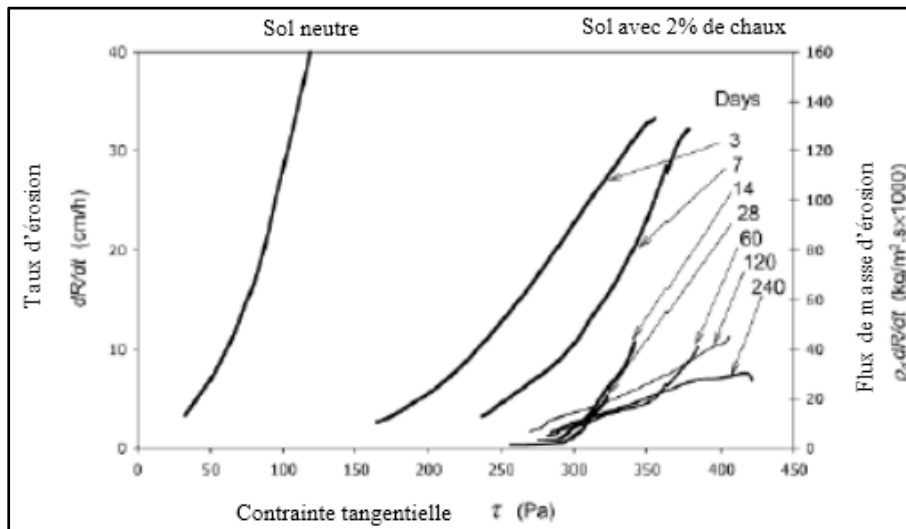


Figure 2.38 Courbes d'érosion de conduit
Adaptée de Herrier et al. (2015)

Pour l'érosion de surface, aucun arrachement de particules n'a été enregistré pour l'échantillon traité à la chaux. Cependant, une érosion de surface importante a eu lieu pour le même type de sol non traité (Herrier et al., 2015).

Par ailleurs, une étude menée par Nerinx et al. (2018) s'est intéressée au même type de sol traité avec la même quantité de chaux et dans les mêmes conditions. Lors de cette étude, un scanner 3D au laser a été utilisé afin de mesurer l'érosion en fonction de la vitesse de l'écoulement sur des échantillons de sols. Ces mesures ont permis de dresser des courbes

supplémentaires au diagramme de la figure 2.30. Ces segments de droites horizontales ajoutées à la figure 2.39, représentent les vitesses d'érosion du sol traité versus le même sol non traité.

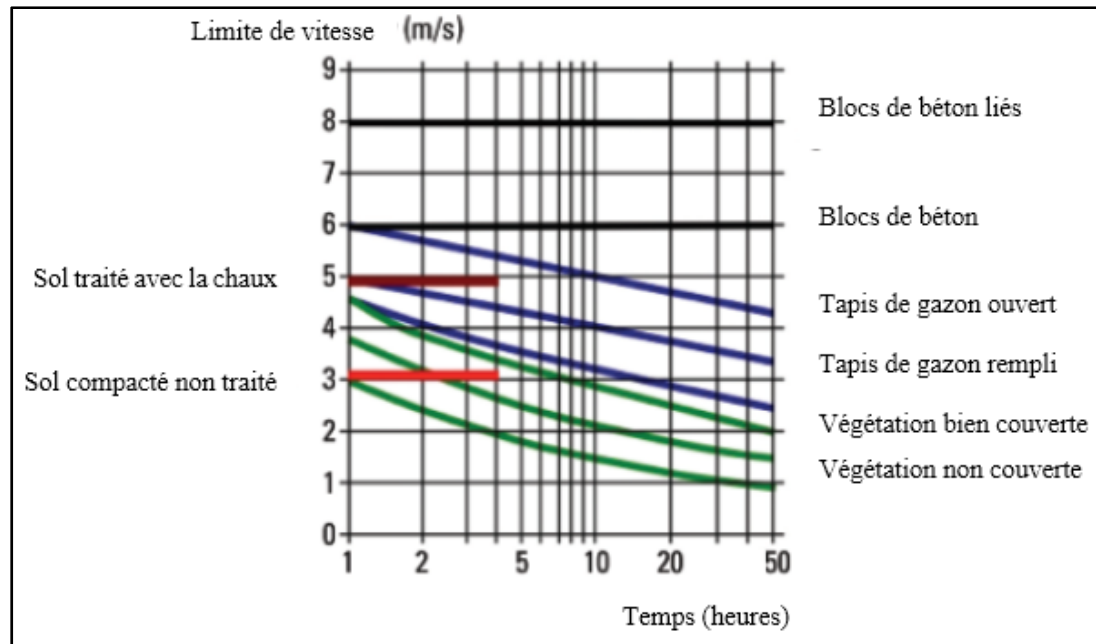


Figure 2.39 Vitesse d'érosion en fonction des protections à adopter
Adaptée de Nerinx et al. (2018)

La figure 2.39 montre une amélioration de 2 m/s dans les vitesses d'érosion d'un même sol traité et non traité à la chaux. Ceci permet de comparer la stabilisation à la chaux aux autres types de protection (Nerinx et al., 2018).

En ce qui concerne la durabilité, lors de cette même étude, Nerinx et al. (2018), ont mentionné un cas de structure ayant été stabilisée. Cette structure est le canal Friant Ken en Californie. Ce canal a été restauré en 1970 avec un sol traité à la chaux. Depuis cette date, aucun dégât n'a été enregistré et la structure est fonctionnelle. Il est important à mentionner que ce canal reçoit continuellement des vitesses de 1 à 2 m/s.

Par ailleurs, l'ajout de ciment constitue un moyen efficace pour augmenter la rigidité du mélange. En effet, en ajoutant le ciment, les granulats se retrouvent entourés de ciment et ce dernier réagit avec l'eau présente dans les vides constituant ainsi une liaison entre les granulats

augmentant la rigidité du mélange. Aussi, un mélange mixte avec des pourcentages combinés appropriés de chaux et ciment présente une solution encore meilleure que l'ajout de chaux vive ou ciment seul. En effet, un ajout mixte procure au mélange les vertus des deux liants (Wirtgen, 2013).

D'un autre côté, d'autres études se sont intéressées à l'ajout de la chaux hydratée à l'enrobé. En effet, l'ajout de la chaux à l'enrobé améliore son comportement par rapport au désenrobage. Ceci résulte de l'amélioration de la liaison granulat-bitume assurée par la chaux hydratée. Aussi, la chaux diminue la formation de composés hydrophiles (composés déplaçables par l'eau) en formant des sels de calcium insolubles maintenant l'eau en dehors du système, suite à sa réaction avec certains composants polaires du bitume (EULA, 2012).

Encore, comme pour le cas des sols traités à la chaux, cette dernière augmente la rigidité du mélange granulats et bitume car la chaux se remplit d'enrobé une fois dans le mélange vu sa nature poreuse. Cette rigidification améliore le comportement de la couche de surface vis-à-vis de l'orniérage et aussi diminue la fragilité du mélange. La chaux constitue un bloquant pour la propagation des microfissures. En outre, suite à l'incorporation de la chaux au mélange, comme indiqué pour le désenrobage, la chaux réagit avec les composants polaires du mélange granulat-bitume. Ainsi, sa présence diminue l'oxydation naturelle de la couche d'enrobé avec l'air et ceci ralentit considérablement le vieillissement du bitume et sa fissuration (EULA, 2012).

2.3.3 Synthèse

Les problématiques liées à l'inondation des routes ont été classées en plusieurs catégories en fonction de l'origine de l'augmentation du niveau d'eau. En effet, le premier cas est celui d'un écoulement quasi-statique. Le deuxième cas celui d'un écoulement dynamique, plus fréquent dans les milieux marins, prend en considération l'effet du vent dans le processus de la submersion des routes. Pour de fortes vitesses de vent, des ondes (vagues) se créent amenant le niveau d'eau à augmenter et à submerger la route. Le troisième et dernier cas n'est autre que

la combinaison des deux cas précédents. Le niveau d'eau augmente sous l'effet d'une longue pluie submergeant ainsi la route. Ensuite, le vent produit des vagues qui donnent une composante ondulatoire à l'écoulement. Cette combinaison est la plus problématique étant donné qu'elle soumet la route à la submersion et à la pulsation des vagues. Ces types d'écoulements ont été classés en fonction d'un seuil de vitesse de 2 m/s. Ensuite, les écoulements dont la vitesse est plus basse que 2 m/s ont été nommées quasi-statique et dynamique si la vitesse de l'écoulement dépasse les 2 m/s.

Les problématiques et les solutions identifiées dans ce chapitre sont présentées dans le tableau 2.1 :

Tableau 2.1 Sommaire des problématiques et solutions identifiées

	Écoulement quasi-statique (Vitesse inférieures à 2 m/s)	Écoulement dynamique (Vitesse supérieure à 2 m/s)
Problématiques	Perte de la capacité portante	Soulèvement de la couche de surface
	Renard hydraulique	Érosion/Érosion interne
Solutions	Végétation	Blocs de béton
	Géotextiles	Enrochement
	Géotextiles renforcées	Enrochement revêtu
		Stabilisation à la chaux

En plus de ces problématiques, plusieurs études de cas ont été exposés afin de mettre l'accent sur la fréquence des problématiques mentionnées à l'échelle internationale.

CHAPITRE 3

MÉTHODE DE CONCEPTION

Le chapitre suivant détaille les méthodes de conception australienne et américaine, deux méthodes communes dans la littérature se basant sur les aspects géotechniques, hydrauliques et le facteur risque (Main Roads Western Australia 2006; Briaud & Maddah 2016). La méthode de Briaud & Maddah (2016) rassemble tous les travaux des départements de transport américains sur les solutions essayées dans l'optique de s'opposer aux dommages causés par l'inondation des routes. Ensuite, la dernière section présente l'approche à utiliser dans un contexte québécois. Cette approche se base sur la complémentarité des méthodes américaine et australienne.

3.1 Critères et méthodes de conception

3.1.1 Aspects géotechniques

L'érosion d'un sol par un écoulement à sa surface est caractérisée par la vitesse de l'eau et la contrainte hydraulique de cisaillement à l'interface sol-eau. La résistance du sol à l'érosion peut être décrite par la fonction d'érosion, soit la relation entre le taux d'érosion du sol et la contrainte de cisaillement. La fonction d'érosion est non linéaire et peut être mesurée par des tests d'érosion en laboratoire ou in-situ (Briaud & Maddah, 2016).

Le processus d'érosion ne commence pas tant que la vitesse n'est pas assez grande pour amorcer l'érosion des particules du sol. Cette vitesse minimum est appelée vitesse critique V_c . Elle joue un rôle très important dans l'érosion (Briaud, 2013). La figure 3.1 représente la relation entre la vitesse critique et la taille moyenne des grains D_{50} , soit la taille pour laquelle 50 % de la masse du sol est constituée de particules plus fines.

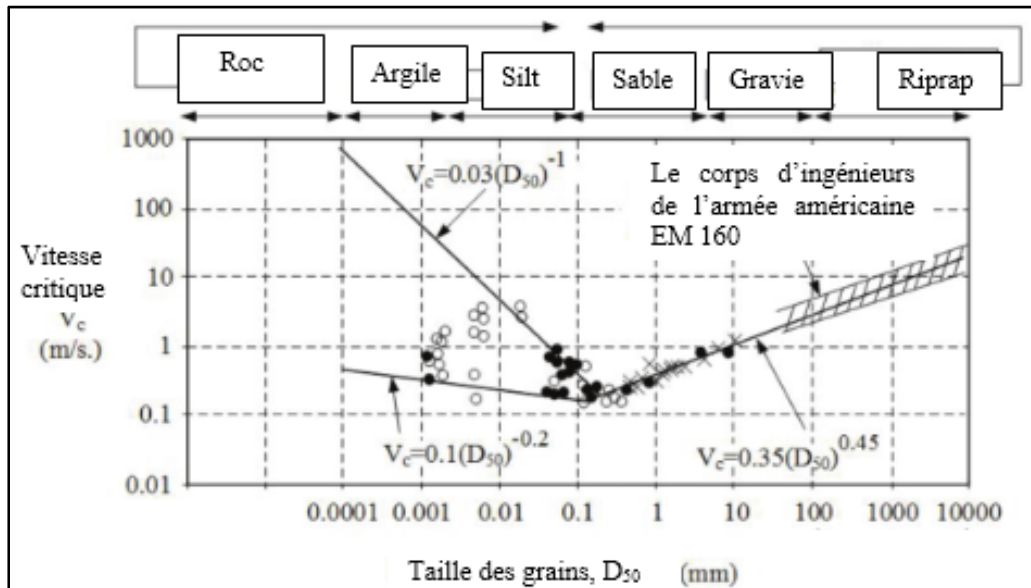


Figure 3.1 Relation entre la vitesse critique et la taille moyenne des granulats
Tirée de Briaud (2013)

Le moyen le plus efficace d'obtenir la fonction d'érosion consiste à la mesurer en testant des échantillons ou en effectuant des tests in situ. Si cette approche n'est pas possible, la fonction d'érosion peut être estimée selon le USCS (Système unifié de classification des sols) en utilisant le tableau des catégories d'érosion présenté à la figure 3.2 (Briaud, 2013).

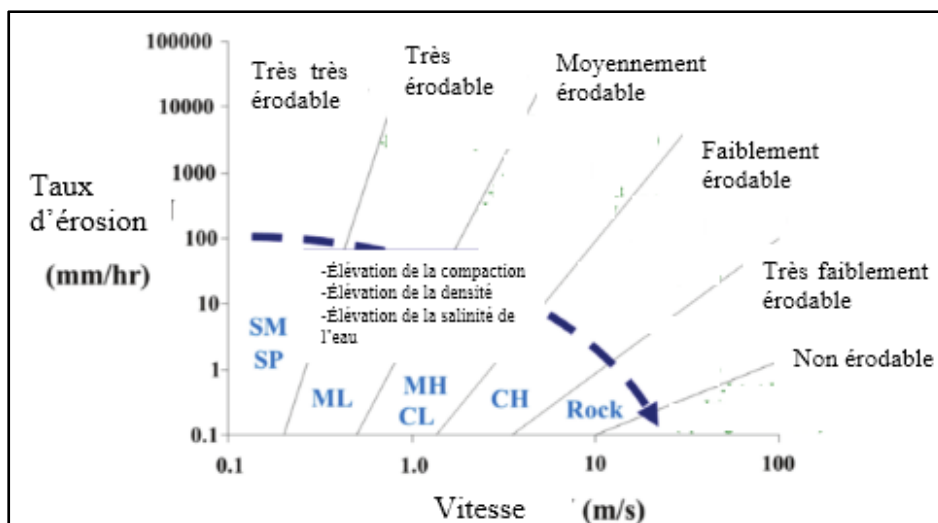


Figure 3.2 Catégories des sols en fonction de leurs érodabilité
Adaptée de Briaud (2013)

Pour utiliser ce graphique, le sol testé doit d'abord être classé selon le USCS pour obtenir la classification à deux symboles indiqués sur le graphique. Ensuite, la ligne droite qui sépare la zone de catégorie d'érosion est choisie comme la moyenne dans ce type de sol. La limite inférieure ou la limite supérieure d'une catégorie peut être utilisée de manière conservatrice dépendamment du problème d'érosion (Briaud, 2013).

3.1.2 Aspects hydrauliques

Les facteurs hydrologiques et hydrauliques sont extrêmement importants dans la conception des chaussées soumises à l'inondation. Ces facteurs contrôlent le volume d'eau susceptible d'inonder la chaussée et ses composants, la durée de l'inondation et l'élévation de la surface de l'eau (Briaud & Maddah, 2016).

3.1.2.1 Période de retour

L'un des facteurs hydrologiques les plus importants à considérer dans la conception est la crue de conception. Cette crue de conception est choisie sur la base de sa période de retour. Cette période se définit comme étant l'intervalle de récurrence d'une crue donnée. Habituellement, la crue et la décharge considérés pour la conception ont une probabilité annuelle d'occurrence de 1 % (inondation de 100 ans). Un moyen simple d'obtenir la valeur de la décharge d'écoulement pour ces crues est de collecter l'historique en fonction du temps. La décharge d'écoulement est généralement recueillie à l'aide d'une jauge placée le long d'une rivière ou d'une régression des données de jauge de décharge pour les sites non jaugés (Briaud, 2013).

3.1.2.2 Relation entre la décharge d'écoulement et la période de retour

Il existe une relation non linéaire entre la décharge et la période de retour. La figure 3.3 présente un exemple de cette relation correspondant aux décharges d'écoulement au Texas, dans les États-Unis d'Amérique.

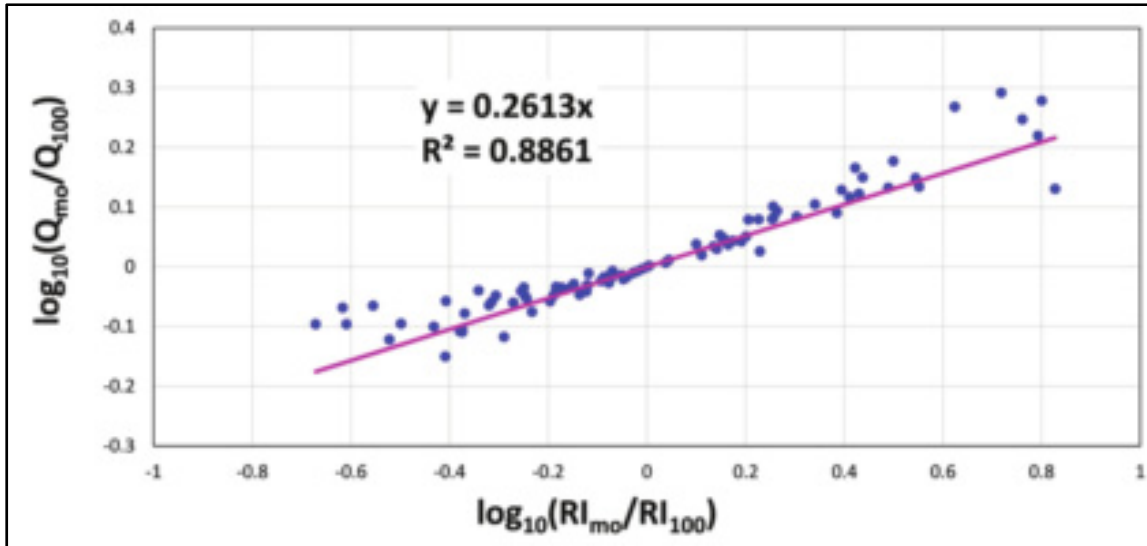


Figure 3.3 Relation entre le débit d'une crue et la période de retour
Tirée de Briaud et al. (2009)

La relation entre la décharge et la période de retour peut être aussi exprimée à l'aide de l'équation 3.1 traduite de la figure 3.3.

$$\frac{Q}{Q_{100}} = \left(\frac{PR}{PR_{100}} \right)^{0.261} \quad (3.1)$$

où, Q est la décharge d'écoulement en m^3/s , Q_{100} est la décharge pour une crue centennale, PR est la période de retour en années et PR_{100} est la période de retour de 100 ans égale à 100.

3.1.2.3 Relation entre la décharge de l'écoulement, sa profondeur et sa vitesse

Une fois que la crue de conception est sélectionnée et que la décharge Q correspondant est connue, il faut obtenir la vitesse et la profondeur de l'eau correspondant à chaque valeur de décharge (Briaud et al., 2009).

La relation entre la décharge et la vitesse en utilisant l'équation de Manning et la définition du rayon hydraulique donne l'équation 3.2 pour une section transversale (Briaud et al., 2009) :

$$\frac{V}{V_{100}} = \left(\frac{Q}{Q_{100}}\right)^{0,35} \quad (3.2)$$

où, V est la vitesse de l'écoulement en m/s, V_{100} est la vitesse de l'écoulement pour la crue centennale, Q est la décharge de l'écoulement m^3/s et Q_{100} est la décharge d'écoulement pour la crue centennale.

De même, la relation entre la profondeur de l'eau et la décharge peut être trouvée en utilisant l'équation de Manning et la définition du rayon hydraulique. Pour une section transversale, cette relation est donnée par l'équation 3.3 :

$$\frac{y}{y_{100}} = \left(\frac{Q}{Q_{100}}\right)^{0,525} \quad (3.3)$$

où, y est la profondeur de l'eau en m, y_{100} est la profondeur de l'eau pour la crue centennale en m, Q est la décharge correspondant à y en m^3/s et Q_{100} est la décharge de la crue centennale en m^3/s .

Ces équations ont permis à Briaud & Maddah (2016) d'affirmer que la vitesse et la profondeur de l'eau ne sont pas très sensibles à la période de retour.

3.1.2.4 Mise en équations des caractéristiques hydrauliques de l'écoulement

Le calcul de la décharge donne la hauteur de franchissement et contribue aux calculs des dommages. Les vitesses calculées peuvent être comparées à la vitesse admissible du remblai ou du système de protection. Ce qui implique que les deux paramètres sont essentiels pour la conception des systèmes de protection des talus de remblai routier.

Équations de la décharge

Comme mentionné dans la revue de la littérature, selon le type de l'écoulement, à savoir à surface libre ou submergé, les équations suivantes peuvent être utilisées. Pour le cas de l'écoulement à surface libre avec une faible hauteur d'eau, quand l'écoulement suit la forme

du talus routier en aval dans sa chute, l'équation 3.4 établie par Kindsvater (1964) peut être utilisée pour calculer la décharge :

$$Q = CH_1^{\frac{3}{2}} \quad (3.4)$$

où, Q est la décharge par mètre de largeur en m^2/s , H_1 est la hauteur totale de l'eau au-dessus de la chaussée (statique + dynamique) donnée par l'équation 2.6 et C est un coefficient de décharge déterminé expérimentalement pour les écoulements libres.

$$H_1 = h' + \frac{v^2}{2g} \quad (3.5)$$

où h' est la hauteur d'eau statique au-dessus de la chaussée en m, v est la vitesse de l'eau en m/s et g est l'accélération gravitationnelle en m/s^2 .

Pour le cas d'écoulement submergé pour lequel la hauteur d'eau est élevée, la différence d'élévation entre le niveau d'eau en amont et le niveau d'eau en aval n'est pas grande. Le remblai est submergé et la relation change et est présentée par l'équation 3.6 établie par Kindsvater (1964) :

$$Q = CLH_1^{\frac{3}{2}} \frac{C_s}{C} \quad (3.6)$$

où L est la longueur de la route inondée en m et C_s est le coefficient de submersion.

Valeurs de C et C_s

Yarnel & Nagler (1930) ont été les premiers à présenter des graphiques pour la détermination des coefficients de décharge pour la décharge de submersion suite à une étude faite sur les remblais des voies ferrées et des routes. Ces graphiques ont été modifiés plus tard en 1955. Ensuite, Tracy (1957) a préparé et analysé des informations pertinentes sur les seuils de ces coefficients. Par ailleurs, Kindsvater (1964) a présenté la première étude détaillée qui traite de la base théorique et expérimentale du calcul de la décharge (Briaud & Maddah, 2016).

Cependant, l'équation de décharge la plus récente est celle de Petersen (1986) :

$$Q_0 = K_U K_r C L_p (H_1)^{1,5} \quad (3.7)$$

où, Q_0 est la décharge en m^3/s , C est le coefficient de décharge, H_1 est la hauteur de l'eau au-dessus de la chaussée, K_r est le facteur de submersion, L_p est la largeur de la chaussée et $K_u = 0,552$ (Briaud & Maddah, 2016).

Équation de la vitesse de l'écoulement

L'équation de Manning pour la vitesse d'un écoulement se présente comme suit :

$$v = \frac{1}{n} R_H^{\frac{2}{3}} S_f^{\frac{1}{2}} \quad (3.8)$$

où, v est la vitesse en m/s , R_H est le rayon hydraulique en m , $S_f = \sin \theta$ où θ est l'angle de la pente du fond de la rivière en radians et n est le coefficient de Manning.

Les valeurs du coefficient de Manning sont données dans le tableau 3.1.

Tableau 3.1 Valeurs du coefficient de Manning Adaptée de MRWA (2006)

Surface	Manning
Bitumineuse	0,013-0,016
En ciment	0,012
Végétalisée	0,03
Roc	0,05
Roc déversé	0,055

Vu que les cas de submersion se font habituellement pour un canal large avec un écoulement uniforme, R_H est approximé à la profondeur de l'écoulement. Ainsi, en remplaçant R_H par la profondeur d'écoulement $y = Q/v$ et S_f dans l'équation 3.8, on obtient l'équation 3.9 ;

$$v = \left(\frac{1}{n} Q^{\frac{2}{3}} \sqrt{\sin \theta}\right)^{\frac{3}{5}} \quad (3.9)$$

où, Q est la décharge par unité de longueur du remblai et n est le coefficient de Manning.

3.1.3 Méthode de conception

Habituellement, les talus de remblais des routes ne sont pas utilisés dans le but de contrôler les inondations, cependant, ils peuvent être conçus pour résister aux inondations. Le but de cette conception est de minimiser la probabilité d'occurrence des problématiques identifiés dans le deuxième chapitre.

3.1.3.1 Approche américaine

Cette approche consiste en une série d'étapes à vérifier pour arriver finalement au choix optimal de la méthode de protection à utiliser. Les étapes se présentent comme suit selon Briaud & Maddah (2016).

Choix de la crue de conception

Cette étape est la plus importante car elle contrôle de nombreux calculs et décisions ultérieurs. Au terme de cette étape, la période de retour d'inondation PR est choisie. En effet, l'approche la plus efficace pour choisir la crue de conception est l'approche basée sur les risques qui y sont liés. Un risque de 0,001 décès par an et de 1 000 \$ par année ont constitué, aux États-Unis, une valeur cible acceptable selon Briaud & Maddah (2016). L'équation 3.10 présente une traduction mathématique du risque lié à la crue de conception et permet de le calculer.

$$R' = PoE \times C' \quad (3.10)$$

où R' est le risque, PoE la probabilité d'occurrence de la crue et C' est la valeur de la conséquence.

Le résultat de cette équation est obtenu en utilisant les valeurs cibles de R' et C' en évaluant les conséquences probables d'une rupture des talus de remblai en termes de décès ou de coût.

Avec R' et C' connus, le PoE requis peut être obtenu par rétro-calcul pour les deux valeurs du PoE, celle pour les décès et celle pour le coût. Une fois que le PoE est connu, l'équation 3.11 est utilisée pour trouver la période de retour PR de la crue de conception, qui satisfait le risque ciblé.

$$PoE_{y'} = 1 - \left(1 - \frac{1}{PR}\right)^{y'} \quad (3.11)$$

où PoE_y est la valeur de PoE obtenue avec l'équation 3.10 et y est le nombre d'années pour la durée de vie du talus de remblai. Une fois la période de retour identifiée, on passe à l'étape suivante.

Vérification de la possibilité de submersion

- calcul de la décharge de conception;

Le calcul de la décharge de conception et la hauteur d'eau sont faits en utilisant les données relatives à la période de retour identifiée et les équations mentionnées dans le paragraphe 3.1.2.4.

- comparaison de la hauteur d'eau par rapport à la hauteur de la chaussée;

Si la hauteur de l'eau est inférieure à la hauteur du remblai, il n'y aura pas de submersion pour la crue de conception et cette partie de la conception est terminée. Si la hauteur de l'eau est plus élevée que la hauteur du remblai, il y aura submersion.

- calcul de la vitesse maximale d'eau;

La vitesse maximale est la vitesse qui se produit au bas de la pente en aval après la submersion. Cette vitesse est calculée d'une manière très sécuritaire à l'aide de l'équation 3.12.

$$V_{max} = \sqrt{2gh'} \quad (3.12)$$

où g est l'accélération gravitationnelle en m/s^2 et h' est la hauteur d'eau en m

- comparaison de la vitesse maximale par rapport à la vitesse critique;

Pour cette étape, la valeur de $V_{\max}$ est comparée à la vitesse critique V_{crit} pour le type de sol sur la pente aval de la route. Cette vitesse critique peut être estimée en utilisant la figure 3.2. Ainsi, si $V_{\max}$ est inférieure à V_{crit} , aucune érosion ne se produira pendant la submersion et la conception est terminée. Sinon si $V_{\max}$ est supérieure à V_{crit} , une protection du talus de remblai est nécessaire.

Vérification de la possibilité d'érosion interne

- calcul du gradient critique i_c ;

Ce gradient est déterminé avec l'équation 3.13.

$$i_c = \frac{\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w}{\gamma_w} \quad (3.13)$$

où, γ_{sat} est le poids volumique unitaire saturé du sol dans le remblai et γ_w est le poids volumique unitaire de l'eau.

- calcul du gradient de sortie i_e ;

Ce gradient est déterminé selon l'équation 3.14 de Briaud (2013) ;

$$i_e = \frac{i_c}{F} \quad (3.14)$$

où, i_c est le gradient critique et F est un coefficient de sécurité donné par l'équation 3.15.

$$\frac{\Delta h_t}{l} = \frac{1}{F} \times \left(\frac{\gamma_{\text{sat}}}{\gamma_w} - 1 \right) \quad (3.15)$$

où, Δh_t est la perte de charge totale dans le champ d'écoulement en m (une constante pour tout le champ d'écoulement) et l est le chemin d'écoulement dans le champ d'écoulement en m.

- calcul de la perte de charge totale dans le champ d'écoulement Δh_t

Pour évaluer l'effet de la présence de l'eau dans un remblai, il est important de tracer le réseau des lignes de courant et des équipotentiels. Un exemple de réseau d'écoulement est présenté à la figure 3.4.

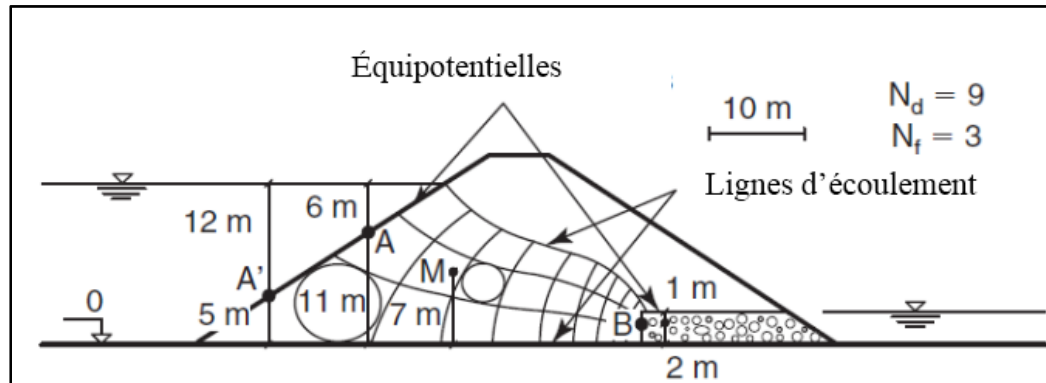


Figure 3.4 Réseau d'écoulement
Adaptée de Briaud (2013)

La perte de charge totale Δh_t est donnée par l'équation 3.16.

$$\Delta h_t = \frac{h_t(\text{déb}) - h_t(\text{fin})}{N_d} \quad (3.16)$$

où, $h_t(\text{déb})$ et $h_t(\text{fin})$ sont respectivement la charge totale au début et à la fin du réseau d'écoulement en m donné par l'équation 3.17 et N_d le nombre d'incrément de perte de charge égal à 9 dans l'exemple de la figure 3.4.

$$h_t(i) = h_e(i) + h_p(i) \quad (3.17)$$

où, $h_p(i)$ est la charge de pression au point i en m et $h_e(i)$ est l'élévation du point i en m.

Pour l'exemple de réseau d'écoulement présenté à la figure 3.4, la perte de charge totale est

$$\text{égale à : } \Delta h_t = \frac{h_t(\text{déb}) - h_t(\text{fin})}{N_d} = \frac{(h_e(\text{déb}) + h_p(\text{déb})) - (h_e(\text{fin}) + h_p(\text{fin}))}{N_d} = \frac{(11+6) - (2+1)}{9} = 1,55 \text{ m}$$

- comparaison entre le gradient de sortie et le gradient critique;

Si le gradient de sortie est inférieur au gradient critique alors il est peu probable que l'érosion interne du remblai et la perte de la contrainte effective dans le remblai soient provoquées. Si i_e est proche de i_c ou supérieur, le talus de remblai doit être protégé contre l'érosion.

Vérification de la sensibilité à l'eau du sol de remblai

Ce problème résulte de la perte de la capacité portante du sol de remblai due à la saturation par l'eau qui coule près du remblai. Cette perte de capacité est vérifiée en effectuant quelques essais Proctor et en obtenant le module du sol en fonction de la teneur en eau. Si le sol montre une faible diminution de son module avec une teneur en eau croissante. La vérification est terminée. Sinon le sol doit être amélioré.

Choix de la méthode de protection

Le choix du système de protection, selon Briaud & Maddah (2016), se base d'une part sur le graphique de Hewlett et al. (1987) présenté à la figure 2.30. Ce graphique donne des mesures de protection des talus de remblai en fonction des vitesses de l'écoulement. D'autre part, suite à des mesures de protection utilisées pour certains cas de routes inondées, ces systèmes de protection sont sujets à des améliorations.

3.1.3.2 Approche australienne

Cette approche comme la précédente consiste en une série d'étapes amenant vers un choix optimal de la protection à utiliser. Les étapes se présentent comme suit selon MRWA (2006).

Détermination de la courbe d'évolution de la hauteur d'eau en fonction de la décharge Q

Cette courbe est déterminée en fonction de l'équation 3.6 et des caractéristiques du tronçon de route étudié. Les décharges sont calculées en fonction de l'évolution de l'élévation de l'eau pendant l'inondation aussi bien en amont qu'en aval.

Détermination du point de submersion

D'après MRWA (2006), la submersion se définit comme un phénomène qui se produit quand $D/H_1 = 0,8$ avec D la différence entre le niveau d'eau en aval et la cote de la chaussée et H_1 est la différence entre le niveau d'eau en amont et la cote de la chaussée.

Ainsi, pour ce faire, le niveau d'eau en amont est d'abord choisi. Ensuite, H_1 est calculée comme étant la différence entre le niveau d'eau en amont et la cote de la chaussée. Après la décharge est calculée selon l'équation 3.4 pour un coefficient de décharge de 1,69 selon Kindsvater (1964). Une fois arrivé à ce stade, le niveau d'eau en aval est déterminé pour la décharge trouvée à l'aide de la courbe d'évolution de la hauteur d'eau en fonction de la décharge, ce qui permet d'avoir la valeur de D . Ces étapes sont répétées jusqu'à l'obtention d'une valeur de $D/H_1 = 0,8$. Pour les valeurs de H_1 et D assurant la condition, la décharge et la hauteur d'eau en amont sont retenues comme étant les caractéristiques du point de submersion.

Détermination du point de transition d'un écoulement libre à submergé

Pour la valeur de H_1 vérifiant la condition $D/H_1 = 0,8$, un autre rapport est calculé. Ce rapport est entre H_1 et l qui est la largeur de la chaussée. Ensuite, la valeur de $(D/H_1)_{trans}$ est déterminée à partir de la figure 3.5.

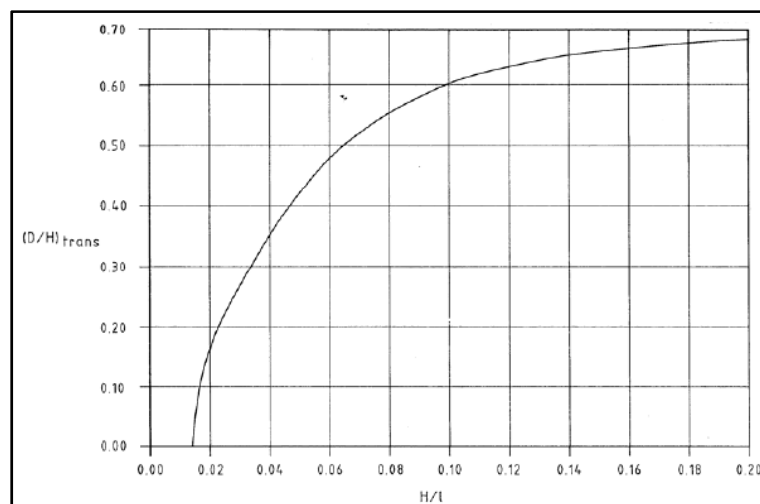


Figure 3.5 Point de transformation du type d'écoulement
Tirée de MRWA (2006)

L'étape précédente est répétée jusqu'à l'obtention de la hauteur d'eau en amont donnant un rapport $(D/H_1)_{\text{trans}}=D/H_1$. Pour les deux valeurs de H_1 et D assurant la condition, le point de transformation de l'écoulement est retenu.

Détermination de la vitesse maximale de l'écoulement sur le talus de remblai

La détermination de la vitesse maximale de l'écoulement sur le talus de remblai passe par la détermination de la courbe de l'énergie pour la vitesse de l'écoulement en amont en utilisant la courbe du niveau d'eau en aval comme référence. C-à-d, pour chaque point, l'énergie est égale à la hauteur d'eau en aval à laquelle on ajoute l'énergie déterminée avec l'équation 3.18.

$$E_s = \frac{v^2}{2g} + \frac{Q}{v} \quad (3.18)$$

où, g est l'accélération gravitationnelle, Q est la décharge donnée pour un niveau d'eau choisi en amont et V est la vitesse de l'écoulement pour la décharge donnée par l'équation 3.9.

Le niveau d'eau amont et la décharge du point d'intersection entre la courbe d'énergie et la courbe de variation du niveau d'eau en amont, après avoir dressé la courbe d'évolution de l'énergie, sont retenus. Si le niveau d'eau en aval est inférieur à la hauteur du remblai, la vitesse maximale V_{bu} est égale à la vitesse obtenue en utilisant l'équation 3.9 pour la décharge au point d'intersection. Sinon, si le niveau d'eau en aval est supérieur à la hauteur du remblai, alors la vitesse maximale de l'écoulement n'est pas atteinte pour ce niveau d'eau.

Ensuite, la vitesse V_s est calculée au niveau du point de transition déterminé précédemment. En outre, la vitesse V_M est calculée en utilisant Δp comme étant la différence entre le niveau d'eau sur la chaussée et la hauteur de l'accotement en aval. La vitesse V_M est calculée conformément à l'équation 3.19.

$$V_M = K\sqrt{H_1} \quad (3.19)$$

où, K est déterminé à partir de la figure 3.6 et H_1 est la hauteur totale de l'eau.

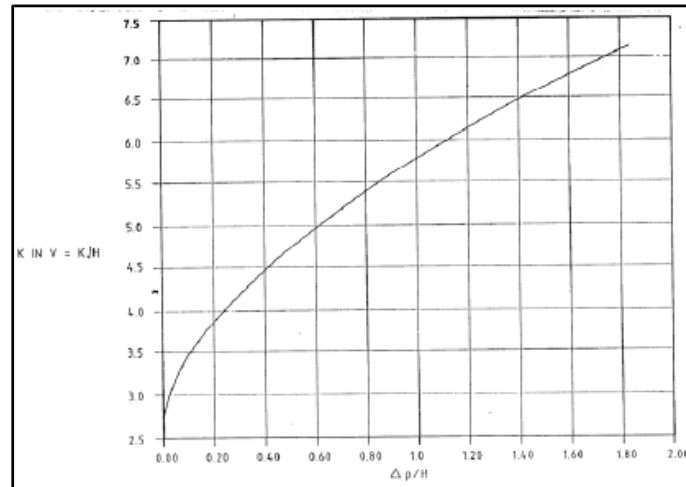


Figure 3.6 Coefficient K en fonction de $\Delta p/H$
Tirée de MRWA (2006)

Ensuite, la plus petite des vitesses V_s au point de transition et V_M est considérée comme la vitesse maximale pour le cas où le niveau d'eau en aval dépasse la hauteur du remblai.

La vitesse maximale de conception pour le système de protection du remblai, V_b , est ensuite considérée comme étant la vitesse minimale entre les deux vitesses retenues, à savoir, la vitesse maximale pour le cas où le niveau de l'eau en aval est inférieur à la hauteur du remblai V_{bu} et le cas où le niveau d'eau en aval est supérieur à la hauteur du remblai V_{bo} .

Détermination de la vitesse maximale de l'écoulement sur la chaussée

En utilisant les coordonnées du point de submersion de la courbe du niveau d'eau en fonction de la décharge et l'équation 3.9, on calcule la vitesse V_s s'appliquant sur la chaussée. Ensuite, en utilisant Δp et la figure 3.6, la vitesse V_M est calculée à l'aide de l'équation 3.19. Ainsi, la vitesse maximale retenue au niveau de la chaussée, V_p , est la vitesse maximale entre V_s et V_M .

Vérification des valeurs maximales des vitesses retenues

Pour vérifier les valeurs maximales retenues, il suffit de choisir n'importe quelle valeur de décharge et de refaire toutes les étapes tout en vérifiant les valeurs maximales des vitesses retenues.

Choix de la méthode de protection à adopter

Afin de déterminer la méthode de protection à adopter, il faut considérer la vitesse la plus grande entre celle s'appliquant au niveau de la chaussée et celle s'appliquant au niveau des talus de remblai. À partir de cette valeur et en utilisant le tableau 3.2, la méthode de protection à adopter est déterminée.

Tableau 3.2 Classe et épaisseur des rocs en fonction de la vitesse de l'écoulement

Vitesse (m/s)	Classe du roc de protection	Épaisseur de la section (m)
< 2	Sans protection	-
2,0-2,6	Revêtement	0,5
2,6-2,9	Léger	0,75
2,9-3,9	1/4	1,00
3,9-4,5	1/2	1,25
4,5-5,1	1,0	1,6
5,1-5,7	2,0	2,0
5,7-6,4	4,0	2,5
> 6,4	Spécial	-

Par ailleurs, le tableau 3.3 donne les caractéristiques des différentes classes de roc utilisées pour protéger les talus de remblai selon MRWA (2006).

Tableau 3.3 Granulométries des rocs utilisés

Classe du roc	Taille (m)	Masse (kg)	Pourcentages retenus minimum
Revêtement	0,40	100	0
	0,30	35	50
	0,15	2.5	90
Léger	0,55	250	0
	0,40	100	50
	0,20	10	90
1/4	0,75	500	0
	0,55	250	50
	0,30	35	90
1/2	0,90	1000	0
	0,70	450	50
	0,40	100	90
1	1,15	2000	0
	0,90	1000	50
	0,55	250	90
2	1,45	4000	0
	1,15	2000	50
	0,75	500	90
4	1,80	8000	0
	1,45	4000	50
	0,90	1000	90

3.2 Proposition de solutions pour le Québec

En se basant sur les différents mécanismes qui affectent les chaussées identifiées précédemment, ainsi qu'en utilisant les méthodes de conception et les solutions trouvées dans la littérature, des solutions adaptées au contexte québécois peuvent être proposées. Il est à rappeler que l'objectif principal du présent rapport consiste à proposer la conception d'un modèle de chaussée résistant à l'eau en se basant sur la littérature.

L'augmentation du niveau d'eau lors des inondations avec ou sans une vitesse élevée, cause d'innombrables dommages aussi bien à l'échelle des infrastructures, mais aussi au niveau des zones environnantes.

3.2.1 Approche de conception

L'approche adoptée est basée, d'une part, sur la complémentarité entre les approches américaine et australienne mentionnées dans le paragraphe 3.1.3 pour la protection des talus de remblai, et d'autre part, sur l'approche de Hewlett et al. (1987). Ces deux approches se concentrent sur la protection des talus de remblai pour éviter l'infiltration de l'eau au corps de la chaussée. Ainsi, aucun changement dans le dimensionnement des couches de la chaussée n'est proposé.

En effet, la conception d'une chaussée résistant à l'eau doit tout d'abord passer par l'identification des différentes caractéristiques de l'écoulement et du sol présent sur le site de la chaussée. Ainsi, la première partie du processus doit inclure la détermination de la décharge de crue qui permettra par la suite le calcul de la hauteur d'eau au niveau de la route et de la vitesse de l'écoulement en utilisant les équations définies dans la section précédente. En outre, la détermination de ces paramètres doit prendre en considération le facteur risque selon la méthode américaine proposée par Briaud & Maddah (2016). Ensuite, une série de vérifications des caractéristiques du sol environnant doit être réalisée dans l'optique d'identifier les critères d'érodabilité du sol.

Un des paramètres qui contrôlent les dommages causés par les inondations est la vitesse de l'écoulement au niveau de la chaussée. Une vitesse d'écoulement de 2 m/s a été identifiée dans l'approche australienne comme étant la vitesse au-delà de laquelle une protection du talus avec enrochement est exigée. Par ailleurs, selon Hewlett et al. (1987), la protection avec végétation peut résister à un écoulement dépassant 2 m/s pour une courte durée. Une protection utilisant les blocs de béton ou un enrochement n'est nécessaire qu'à partir de 6 m/s, indépendamment de la durée de l'écoulement (Hewlett et al., 1987).

3.2.2 Conception des solutions

Les calculs effectués dans cette section sont faits selon une évolution hypothétique de l'élévation de l'eau durant une inondation sur un tronçon routier dont le profil en travers est donné par la figure 3.7. La conception a été réalisée pour des hauteurs d'eau variant de 0 à 2 m par rapport à la cote de la chaussée. Les valeurs des élévations de l'eau en amont et en aval en fonction de la décharge sont données respectivement par les tableaux 3.6 et 3.7.

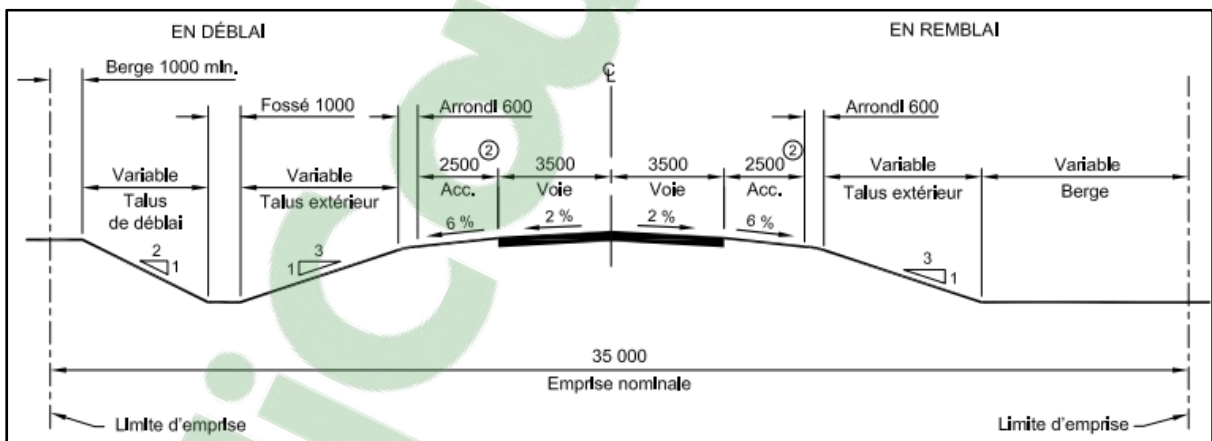


Figure 3.7 Profil en travers d'une route nationale ou régionale
Tirée du MTQ (2018)

Construction de la courbe de l'élévation de l'eau en fonction de la décharge

La première étape de cette conception est la construction de la courbe de l'élévation de l'eau en fonction de la décharge durant l'inondation. Les paramètres et hypothèses utilisés pour la

construction de cette courbe sont donnés dans les tableaux 3.4 et 3.5 pour la route et le talus de remblai respectivement.

Tableau 3.4 Caractéristiques de la route

Route	
Longueur (m)	300
Cote de la route (m)	100
Largeur (m)	12
Pente	2 %
Manning	0,015

Tableau 3.5 Caractéristiques du talus de remblai

Talus de remblai	
Pente (S)	0,33
Manning	0,03

Le graphique de l'évolution de l'élévation du niveau d'eau en fonction de la décharge est présenté dans la figure 3.8. Les valeurs de la décharge sont obtenues à l'aide de l'équation 3.6.

Les tableaux 3.6 et 3.7 représentent respectivement l'évolution de l'élévation de l'eau en amont et en aval en fonction de la décharge donnée par l'équation 3.6.

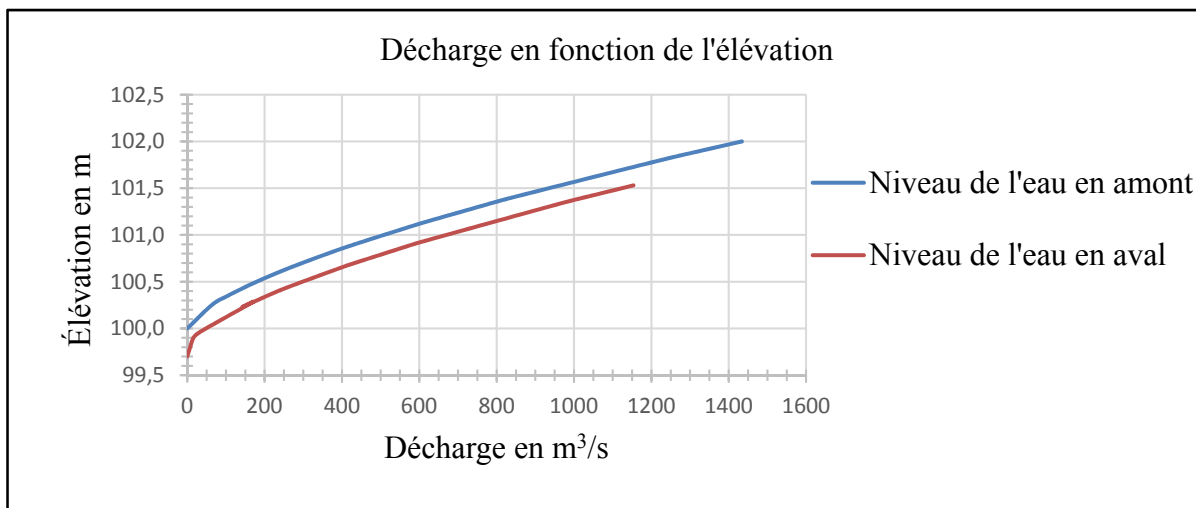


Figure 3.8 Élévation de l'eau en fonction de la décharge

Tableau 3.6 Élévation de l'eau en amont

Décharge en m³/s	Niveau d'eau en amont en m
0	100,000
63,375	100,250
104,981	100,350
179,252	100,500
265,692	100,650
362,780	100,800
432,884	100,900
584,921	101,100
625,251	101,150
795,259	101,350
839,847	101,400
1224,381	101,800
1327,817	101,900
1434,013	102,000

Tableau 3.7 Élévation de l'eau en aval

Décharge en m ³ /s	Niveau d'eau en aval en m
0	99,700
16,033	99,900
33,981	99,965
168,605	100,280
142,959	100,230
212,466	100,360
265,692	100,450
397,316	100,650
432,884	100,700
569,041	100,880
609,012	100,930
959,500	101,330
1055,090	101,430
1153,658	101,530

Détermination du point de submersion

Comme expliqué dans la section 3.1.3.2 plusieurs itérations sont réalisées dans l'objectif d'identifier le point de submersion. Ce point correspond au point de la courbe de l'évolution de l'élévation de l'eau en amont dont le $D/H_1 = 0,8$. Pour cette conception, le point de submersion est obtenu pour une élévation de l'eau en amont de 101,35 m et de 101,08 m en aval. Ce point correspond à une hauteur d'eau en amont de 1,35 m, H_1 , et de 1,08 m en aval, D. La décharge de submersion est de 795 m³/s.

Détermination du point de transition

Pour des valeurs différentes de H_1 , un autre rapport est calculé. Ce rapport est entre H_1 et l qui est la largeur de la chaussée. Ensuite, la valeur de $(D/H_1)_{\text{trans}}$ est déterminée à partir de la figure

3.5. Plusieurs itérations sont effectuées jusqu'à l'obtention de la valeur de H_1 vérifiant la condition $(D/H_1)_{\text{trans}} = D/H_1$. Pour cette conception, le point de transition entre les écoulements libre et submergé est obtenu pour une hauteur d'eau en amont de 0,9 m et de 0,48 m en aval. La décharge au point de transition est de 433 m³/s.

Construction de la courbe de l'énergie en fonction de la décharge

La courbe de l'énergie est construite à l'aide de l'équation 3.18. Cette courbe permettra de déterminer si la vitesse maximale s'appliquant sur le talus de remblai en aval est atteinte pour des élévations supérieures ou inférieures à la côte de la chaussée. La courbe de l'énergie pour cette conception est donnée dans la figure 3.7. Le tableau 3.8 donne les valeurs de l'énergie qui ont permis de construire la courbe de l'évolution de l'énergie en fonction de la décharge.

Tableau 3.8 Évolution de l'énergie en fonction de la décharge

Décharge linéaire (m ² /s/m)	Décharge (m ³ /s)	Vitesse (m/s)	Énergie (m)	Élévation (m)
0	0	0	0	99.70
0.1	30	1.98	0.25	100.15
0.2	60	2.61	0.42	100.39
0.3	90	3.07	0.58	100.86

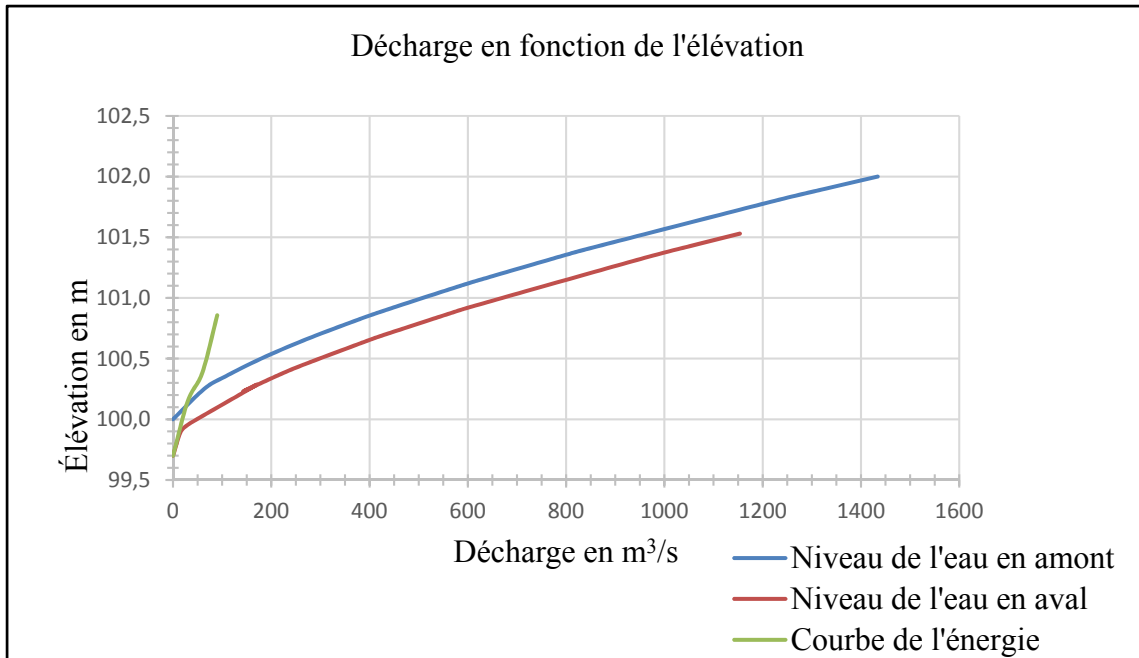


Figure 3.9 Décharge en fonction de l'élévation avec la courbe de l'évolution de l'énergie

Au point d'intersection entre la courbe de l'évolution de l'énergie et la courbe de l'élévation de l'eau en amont, la décharge est égale à 30 m³/s.

Détermination de la vitesse maximale de l'écoulement au niveau du talus aval

Pour déterminer la vitesse maximale s'appliquant sur le talus de remblai, il faut calculer à l'aide de l'équation 3.9 la vitesse au point d'intersection entre la courbe de l'énergie et la courbe de l'évolution de l'eau en amont. Cette vitesse est égale à $V_{bu} = \left(\frac{1}{0,03} 0,1^{\frac{2}{3}} 0,33\right)^{\frac{3}{5}} = 2,35 \text{ m/s}$. Ensuite, cette vitesse est comparée à la vitesse au point de transition à l'aide de la même équation. Cette vitesse est égale à $V_s = \left(\frac{1}{0,03} 1,443^{\frac{2}{3}} 0,33\right)^{\frac{3}{5}} = 6,83 \text{ m/s}$. La vitesse maximale entre V_{bu} et V_s est comparée à la valeur de V_M au point de transition.

La vitesse V_M est obtenue à l'aide de l'équation 3.19. Le coefficient K est déterminé en fonction de la valeur de la hauteur de l'eau en amont au point de transition, $H_1 = 0,9 \text{ m}$, et $\Delta p = 0,135 \text{ m}$ qui représente la différence entre le niveau d'eau sur la chaussée et la cote de

l'accotement. Ainsi, en utilisant la figure 3.6, on détermine le coefficient $K = 3,7$. Ce qui permet d'avoir $V_M = 3,51$ m/s. La vitesse maximale s'appliquant sur le talus de remblai est la vitesse maximale entre V_M et V_{bu} . Ainsi, $V_b = 3,51$ m/s.

Détermination de la vitesse maximale de l'écoulement au niveau de la couche de surface

Pour la vitesse maximale s'appliquant au niveau de la chaussée, le même processus est effectué pour la détermination de V_M pour le talus de remblai en aval. Sauf que ce processus est réalisé au point de submersion. Ainsi, $V_p = 4,07$ m/s.

Ainsi, la vitesse à retenir pour la détermination de la protection adéquate est V_p pour cette conception.

Choix du système de protection

L'approche de protection dans cette conception dépend de deux facteurs. Le premier est la vitesse maximale obtenue suite aux différentes étapes de calcul effectuées dans la section précédente. Aussi, l'érodabilité du sol constituant le talus de remblai constitue le deuxième facteur essentiel dans le choix du système de protection à utiliser.

D'après les résultats des calculs effectués, la vitesse critique est $V_p = 4,07$ m/s. Selon la méthode australienne, arrivé à ce stade, il suffit de chercher dans le tableau 3.2 l'enrochement à utiliser pour protéger le talus de remblai en aval et ensuite chercher les caractéristiques de l'enrochement retenu dans le tableau 3.3. La méthode américaine, quant à elle, offre plus de possibilités dans le choix du système de protection en gardant la vitesse comme l'élément essentiel dans la conception. Les solutions proposées par la méthode américaine se base sur le graphique de Hewlett et al. (1987) présenté à la figure 2.30 et les résultats répertoriés sur l'efficacité de certaines mesures de protection. La solution proposée suite à cette conception est illustrée par la figure 3.10.

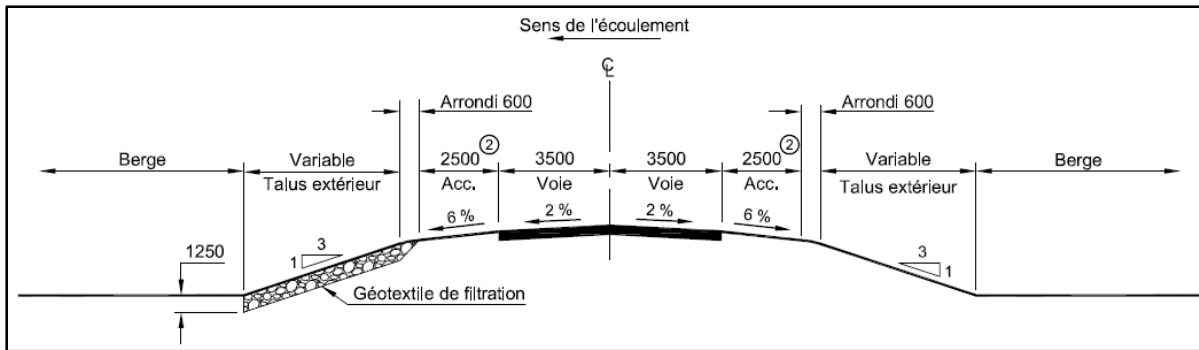


Figure 3.10 Profil en travers de la solution proposée

La solution proposée est issue du tableau 3.2 qui donne le type et l'épaisseur de l'enrochement à utiliser en fonction de la vitesse maximale calculée pour l'exemple de calcul réalisé. La granulométrie du type d'enrochement utilisé est donnée dans le tableau 3.3. Dans cette solution, un géotextile de filtration a aussi été proposé sous l'enrochement jouant le rôle d'une couche de protection et de filtre sous l'enrochement. D'autres solutions peuvent être proposées selon le graphique de Hewlett et al. (1987), figure 2.30. Le comportement des solutions présentées dans le graphique dépend du temps de submersion de la structure et leurs efficacités diminuent considérablement en fonction du temps. Ainsi, une proposition basée sur ce graphique doit être validée suite à des études expérimentales.

Les critères et méthodes de conception issus de la littérature ont été présentés dans ce chapitre. Ces critères de conception se scindent en deux aspects essentiellement : l'aspect géotechnique qui traite de la nature des matériaux utilisés et du sol d'infrastructure et l'aspect hydraulique qui traite des différentes caractéristiques de l'écoulement. Ces critères ont été présentés dans la première section du chapitre. Ensuite, dans la deuxième section, deux méthodes de conception ont été introduites. Ces méthodes de conception découlent de la littérature et sont la méthode américaine introduite par Briaud & Maddah (2016) et la méthode australienne issue du MRWA (2006). Ce chapitre s'est conclu sur une proposition de solution pour le Québec découlant d'un exemple de calcul réalisé dans le cadre de cette maîtrise. Cet exemple de calcul dépend de la vitesse maximale trouvée et sert à dimensionner la protection à adopter au niveau des talus de remblai. Cela n'implique aucun changement dans le dimensionnement des couches

de la chaussée étudiée, chaussée de type C selon MTQ (2018). Le chapitre suivant présente des recommandations et des pistes de validation de la solution proposée.

CHAPITRE 4

RECOMMANDATIONS ET APPROCHES DE VALIDATION DE LA SOLUTION PROPOSÉE

La solution proposée dans le chapitre 3 s'appuie sur l'information présentée dans la revue de la littérature. Cette solution devrait être validée et optimisée à l'aide d'études expérimentales et numériques dans un contexte québécois. D'autres pistes pour des études ultérieures sont proposées dans ce chapitre. Ces pistes présentent des concepts différents de ce qui se fait communément dans le monde.

4.1.1 Validation des solutions proposées

La simulation des différentes problématiques mentionnées précédemment dans un contexte routier à grande échelle est difficile. Cependant, avec le canal hydraulique à grande dimension, 120 m de long, 5 m de large et 5 m de profondeur, de l'INRS-LHE (Institut national de la recherche scientifique-Laboratoire hydraulique environnemental), il est possible d'effectuer plusieurs essais sur les solutions proposées. En effet, ce canal, présenté à la figure 4.1, a été conçu pour simuler les interactions des vagues et des marées dans l'objectif de contrer l'érosion engendrée par les changements climatiques (<http://lhe.ete.inrs.ca/>).



Figure 4.1 Canal hydraulique de grande dimension
Tirée de LHE (2018)

Ainsi, afin de valider la solution proposée, il est possible de la construire et de simuler tous les écoulements possibles affectant la chaussée. En effet, le canal offre un batteur pour simuler les écoulements pouvant atteindre une vitesse de 4 m/s. Aussi, les pressions interstitielles peuvent être mesurées directement en fonction de l'évolution de l'inondation dans la chaussée (<http://lhe.ete.inrs.ca/>).

Ensuite, il sera possible de mesurer les pertes de capacité portante des différentes couches de la chaussée ainsi que le comportement de la structure par rapport à l'érosion et le soulèvement de la couche de surface. Ces simulations permettront aussi la validation des solutions recommandées.

En effet, la figure 4.2 illustre la disposition de la chaussée dans le canal hydraulique. La chaussée sera donc soumise à un écoulement dans le sens longitudinal du canal et transversalement à l'axe de la route.

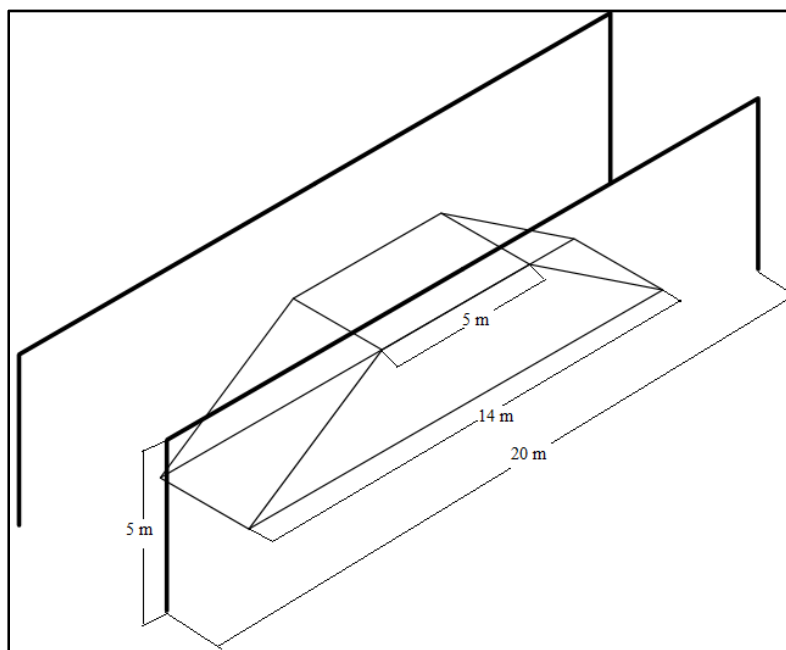


Figure 4.2 Schéma de la disposition de la chaussée dans le canal hydraulique

La figure 4.3 donne une proposition de l'instrumentation à utiliser lors de ces essais. Deux caméras de part et d'autre devront être placées sur les murs du canal hydraulique. Ces caméras permettront d'avoir en image l'évolution de l'érosion dans la chaussée en fonction du temps.

Encore, un tube piézométrique devra être utilisé pour mesurer les pressions interstitielles dans la couche granulaire grossière. Une autre sonde piézométrique sera placée au niveau de la base de la chaussée, cette sonde permettra de mesurer la différence de pressions entre la partie supérieure et inférieure de la couche de surface. C'est cette différence de pressions qui est responsable du phénomène de soulèvement de la couche de surface. Ainsi, à l'aide de ces deux instruments, on pourra mesurer l'érosion dans le temps et aussi l'évolution de la pression interstitielle.

En outre, en utilisant à la fois la caméra et l'évolution de la pression interstitielle, il est possible à l'aide d'un dispositif de charge-décharge placé au-dessus de la chaussée de mesurer la perte de la capacité portante. Les déformations sont données par les images des deux caméras, l'évolution de la pression interstitielle par la sonde piézométrique et la contrainte appliquée est choisie au préalable.

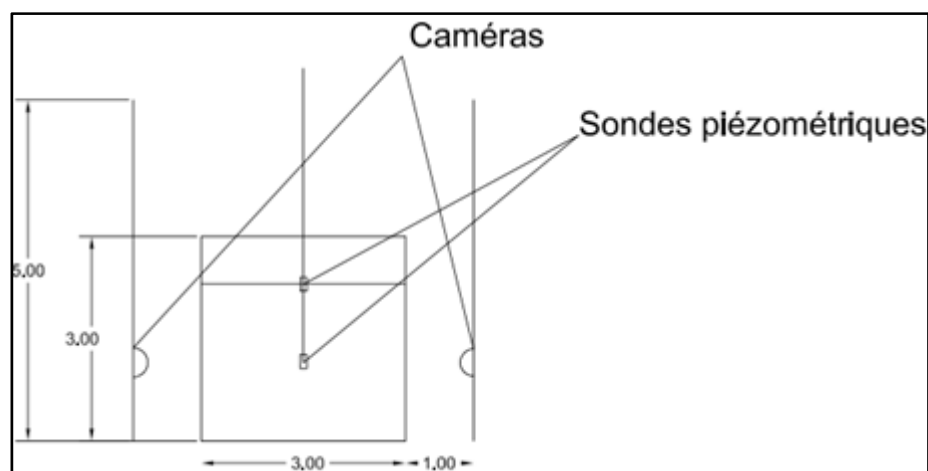


Figure 4.3 Coupe en travers du canal hydraulique

4.1.2 Recommandation de solutions

Ce qui suit présente deux nouvelles pistes de solutions améliorées et adaptées au contexte québécois, répondant chacune à un écoulement spécifique. Une solution perméable est, d'abord, présentée pour les écoulements avec une vitesse ne dépassant pas les 2 m/s. Ce type d'écoulement sera appelé écoulement quasi-statique dans la suite. Ensuite, une autre solution imperméable, stabilisée avec des talus protégés est proposée pour répondre aux écoulements dont la vitesse dépasse le seuil de 2 m/s. Ce type d'écoulement sera appelé écoulement dynamique.

Certains événements naturels, à l'instar des événements d'inondation, apportent des changements importants à l'état hydrique d'une couche granulaire. Cette quantité d'eau additionnelle vient modifier le profil de la succion matricielle dans la couche granulaire. En effet, ce profil est étroitement lié aux conditions environnementales dans lesquelles la couche granulaire est présente. L'état de perméabilité de la couche adjacente, la présence ou absence de végétation, le niveau de la nappe phréatique et la perméabilité de la couche affectent le profil de la succion matricielle (Fredlund & Rahardjo, 1993).

La perméabilité d'une couche granulaire est son aptitude à laisser l'eau circuler à travers ses pores. Ceci implique que pour une perméabilité élevée, l'eau pouvant s'écouler, les pressions interstitielles dans la couche granulaire seront instantanément dissipées sous chargement. Ainsi, la couche granulaire gardera plus longtemps sa répartition de contrainte initiale. De ce fait, améliorer la perméabilité des couches granulaires de la chaussée et les talus de remblai en utilisant un matériau à granulométrie plus grande, à l'instar du ballast 60/120, présente une piste de solution. Néanmoins, le phénomène de suffosion doit être contrôlé.

Une option additionnelle est proposée. Elle consiste en l'amélioration du comportement du sol du talus de remblai routier en le stabilisant à l'aide des liants hydrauliques à savoir, chaux, ciment ou un mélange mixte. L'ajout d'un liant hydraulique au sol d'infrastructure, donnera au sol une meilleure résistance à l'érosion. La durabilité de ce mélange et l'amélioration de

son comportement ont été évoquées dans le paragraphe 2.3.2.4. Ainsi, la stabilisation du sol d'infrastructure, des talus de remblai et de la couche de surface constitue une piste d'amélioration possible.

4.1.2.1 Piste de solution adaptée à un écoulement quasi-statique

Lors d'un événement d'inondation avec un écoulement à faible vitesse, l'adoption d'une couche granulaire grossière assurera l'écoulement de l'eau en excès. En effet, pour différentes hauteurs d'eau sans une surcharge sur la chaussée, l'eau aura la possibilité de s'écouler uniformément sans générer des surpressions sur les granulats ce qui minimisera voire empêchera l'érosion. En outre, la stabilisation du sol d'infrastructure pourrait être envisagée comme une option pouvant réduire l'érosion interne, réduire la perte de capacité portante due à la saturation du sol d'infrastructure ou accroître la résistance à la formation de renard hydraulique.

Les figures 4.4, 4.6 et 4.7 présentent le profil en travers de la proposition de solution répondant à l'écoulement quasi-statique pour différentes hauteurs d'eau.

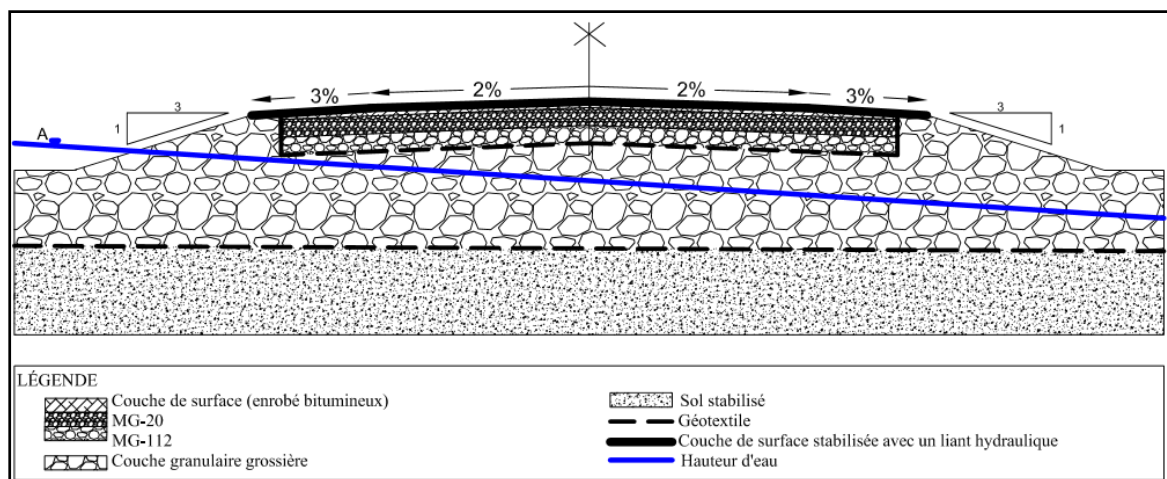


Figure 4.4 Solution perméable proposée pour une hauteur d'eau A

Pour une hauteur d'eau A , la couche granulaire grossière sera partiellement saturée d'eau. L'écoulement en milieu non saturé met en jeu plusieurs paramètres. Ces paramètres sont issus de l'interaction entre les trois phases présentes dans la couche granulaire et les différentes formes d'eau existantes comme décrit dans la revue de la littérature.

En considérant la hauteur d'eau A comme une limite entre la partie saturée et la partie sèche de la couche granulaire grossière, sans chargement la couche granulaire grossière sera soumise au gradient hydraulique issu de la partie saturée qui peut être calculé à l'aide de la loi de Darcy (Éq. 1.6). Par ailleurs, ce gradient hydraulique s'appliquant dans les trois directions se dissipera latéralement étant donné l'absence d'un élément bloquant l'écoulement ainsi que les dimensions grossières des pores dans la couche granulaire.

D'un autre côté, sous l'effet d'un chargement, les pressions interstitielles générées dans la couche granulaire seront instantanément dissipées latéralement vu l'absence d'un élément bloquant l'écoulement de l'eau latéralement et les grandes dimensions des pores. Ainsi, le réarrangement des granulats sera évité. La perte de capacité portante due à ce réarrangement sera contrôlée et la répartition initiale des contraintes sera maintenue.

Aussi, le phénomène de suffosion sera contrôlé en utilisant les critères de filters en imposant une borne inférieure à la granulométrie de la couche grossière correspondant à une valeur supérieure au vide créé entre les granulats. Pour l'érosion, en vérifiant la couche granulaire grossière composée de ballast 60/120 au moyen du diagramme de Hjulström illustré dans la figure 4.5, on peut voir que l'érosion du ballast commencera pour des vitesses dépassant les 10 m/s par extrapolation à partir du graphique. Sachant que la zone en noire sur la figure 4.5 constitue les vitesses de début de l'érosion correspondants aux dimensions des particules.

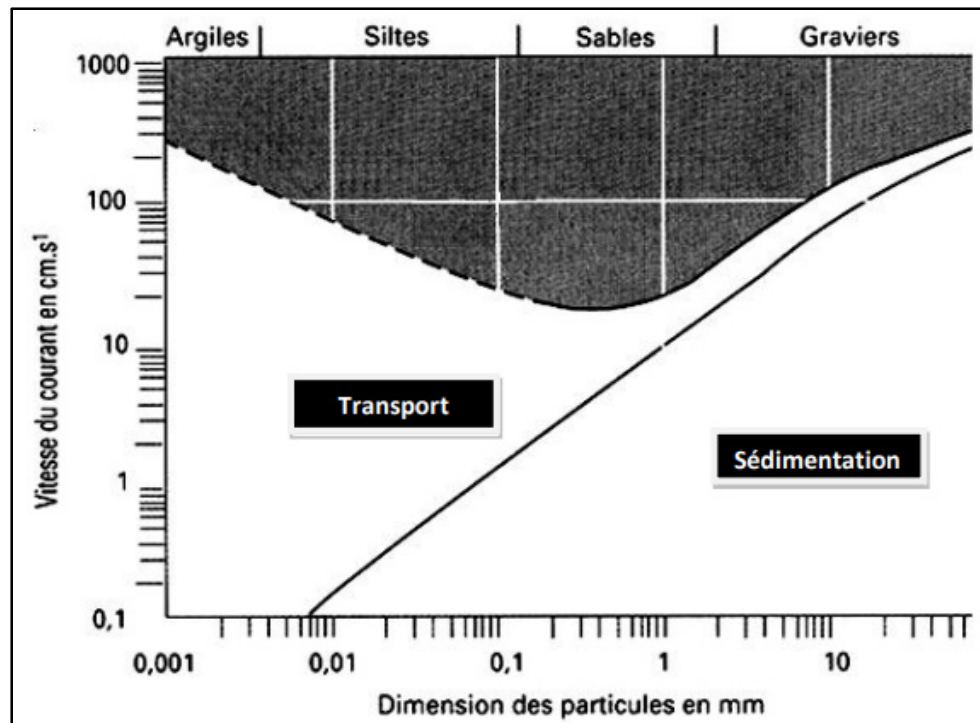


Figure 4.5 Diagramme de Hjulström
Tirée de Rernard, Lagabrielle, Erwan, De rafélis, & Pomerol, 2018)

Pour le cas d'une hauteur d'eau plus élevée, hauteur B sur la figure 4.6, d'autres phénomènes doivent être contrôlés. La couche de surface en enrobé pourrait être stabilisée à l'aide d'un liant hydraulique afin de s'opposer au phénomène de désenrobage qui mènera vers une infiltration d'eau. Encore, la stabilisation de l'enrobé permettra d'empêcher l'infiltration de l'eau ce qui empêchera la création d'un second écoulement en dessous de la couche de surface, responsable du phénomène de soulèvement. Ainsi, stabiliser la couche de surface permettra de contrôler l'infiltration en surface et le soulèvement de la couche de surface.

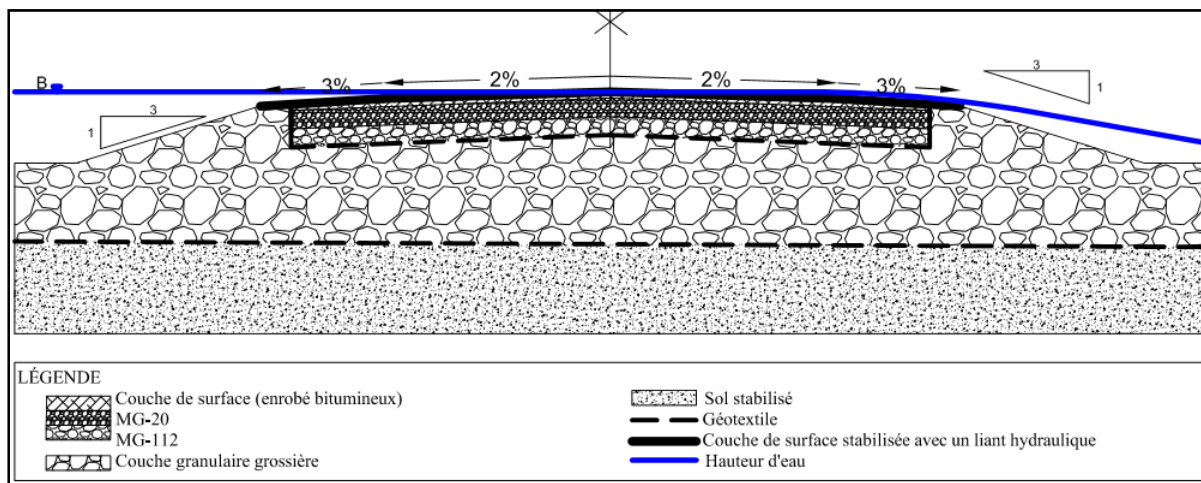


Figure 4.6 Solution perméable proposée pour une hauteur d'eau B

Pour la couche granulaire grossière, l'eau est répartie uniformément pour la hauteur d'eau B. La couche granulaire est complètement saturée, ainsi toutes les charges s'appliquent uniformément dans la couche granulaire d'où le réarrangement des granulats est évité. Sous chargement, les pressions interstitielles seront instantanément dissipées. Encore, la granulométrie de la couche granulaire grossière la rend moins sensible à l'érosion. Ceci peut être vérifié au moyen du diagramme de Hjulström. Ainsi, le réarrangement des granulats sera contrôlé.

Quand l'eau atteint une hauteur correspondant à la hauteur C, comme l'illustre la figure 4.7, la couche granulaire, le sol d'infrastructure stabilisé et la stabilisation de la couche de surface assureront le contrôle des phénomènes mentionnés précédemment de la même manière que pour la hauteur B. Aussi, une fois que l'eau dépasse le niveau de la chaussée, le côté aval de la chaussée dans le sens de l'écoulement doit être contrôlé puisque l'écoulement de l'eau générera des zones de turbulence en aval. Cependant, l'écoulement dans ce cas est à faible vitesse avec une couche granulaire grossière dont la perméabilité est élevée. La faible vitesse au niveau de la chaussée ne générera pas de zone de turbulence en aval ainsi, il n'est pas nécessaire de protéger les pentes pour ce cas d'écoulement.

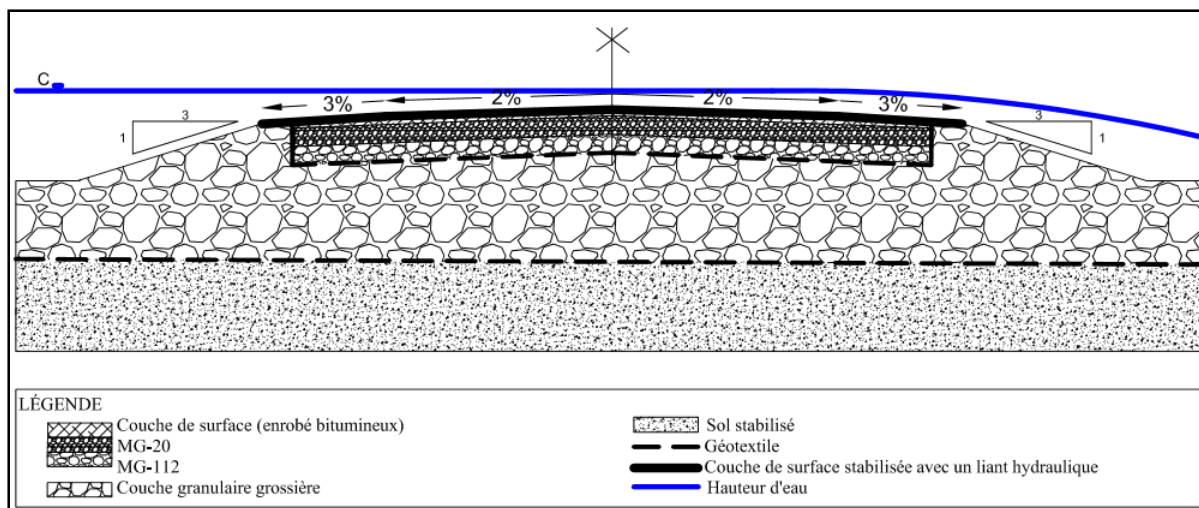


Figure 4.7 Solution perméable proposée pour une hauteur d'eau C

Le tableau 4.1 résume le fonctionnement de la solution perméable proposée vis-à-vis des problématiques mentionnées précédemment.

Tableau 4.1 Résumé de la solution perméable proposée

Problématiques	Élément	Solutions
Érosion et/ou érosion interne	Couche granulaire grossière (Ex : Ballast 60/120)	Par sa granulométrie grossière, la couche granulaire laisse passer l'eau entre ses vides. Ce qui diminue les pressions interstitielles exercées par l'eau sur les granulats. Ainsi, le phénomènes d'érosion et d'érosion interne sont contrôlés.
Saturation	Couche granulaire grossière et géotextile	La granulométrie grossière permet un drainage plus rapide de l'eau vers l'extérieur de la chaussée.
Renard hydraulique	Sol stabilisé	La stabilisation du sol en dessous de la couche granulaire à l'aide d'un liant hydraulique bloquera le phénomène de renard hydraulique et augmentera la portance du sol.
Soulèvement de la couche de surface et désenrobage	Stabilisation de la couche de surface	La stabilisation de la couche de surface permettra à l'enrobé d'avoir un comportement amélioré face à la présence de l'eau et de l'oxydation. Le phénomène de soulèvement et le désenrobage seront contrôlés par la stabilisation.

4.1.2.2 Piste de solution adaptée à un écoulement dynamique

La solution proposée dans le paragraphe précédent tenait compte de l'effet de la perméabilisation dans le processus de garder l'équilibre initial entre les constituants des couches granulaires. Par contre, ce paragraphe présente une autre variante de solution. En effet, dans l'optique de garder la répartition initiale des contraintes, il est possible de rajouter un élément à l'équilibre bloquant l'excès d'eau dans les couches granulaires.

La présence d'eau en excès dans le sol d'infrastructure générera des pressions interstitielles sous l'effet du chargement de la chaussée par les poids lourds. En décharge, sous l'effet de la vitesse de l'écoulement cette eau érodera le sol d'infrastructure, les talus de remblai et ensuite le corps de la chaussée. En intégrant un autre élément, réagissant avec l'eau, aux éléments constituant le sol d'infrastructure et les talus de remblai la pénétration de l'eau sera contrôlée. La figure 4.8 présente la deuxième variante de solution qui se base sur la stabilisation du sol d'infrastructure et les pentes de remblai ainsi que la protection des talus à l'aide d'engrochement.

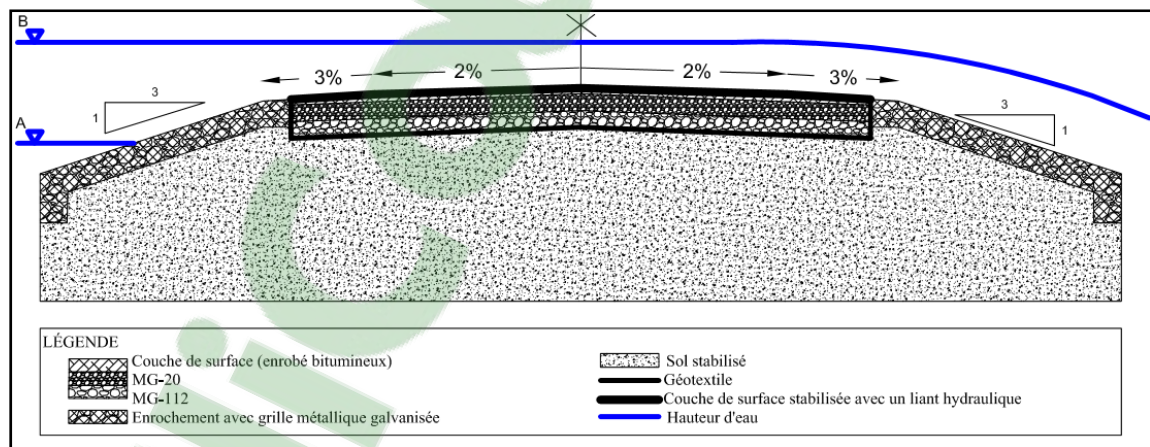


Figure 4.8 Solution imperméable proposée

En effet, pour une hauteur d'eau A, illustrée sur la figure 4.8, l'engrochement utilisé pour protéger le talus de remblai servira à baisser la vitesse de l'écoulement. Ensuite, le sol d'infrastructure stabilisé au moyen d'un liant hydraulique servira à empêcher l'eau de pénétrer

dans le sol d'infrastructure. Ainsi, il n'y aura pas de pressions interstitielles générées par la présence de l'eau. D'un autre côté, la stabilisation du sol d'infrastructure améliorera le comportement en immersion du sol d'infrastructure, comme le montre la figure 2.37, et lui donnera une densité plus élevée.

Le blocage de l'eau en excès en amont dans le sens de l'écoulement, permettra de protéger le talus de remblai en amont. Néanmoins, cette eau continuera à s'écouler dans le sens vertical jusqu'à atteindre la hauteur B, illustrée à la figure 4.8. Arrivé à ce niveau, la couche de surface fera face à un écoulement à une vitesse très élevée ce qui générera des turbulences au côté aval de la chaussée. La stabilisation de la couche de surface s'opposera au phénomène de désenrobage et protégera le corps de la chaussée du phénomène d'infiltration. En aval, une protection est nécessaire pour s'opposer aux turbulences créées par la vitesse de l'écoulement. Cette protection dépendra de la vitesse au niveau de la couche de surface. Selon la vitesse, il est possible d'utiliser la figure 2.30 de Hewlett et al. (1987) ou passer directement à un enrochement selon la méthode australienne.

Le tableau 4.2 résume le fonctionnement de la solution imperméable proposée vis-à-vis des problématiques mentionnés précédemment.

Tableau 4.2 Résumé de la solution imperméable proposée

Problématiques	Élément	Solutions
Érosion et/ou érosion interne	Enrochement et Sol stabilisé	L'enrochement protégera le sol du talus de remblai des écoulements à grande vitesse. En plus, la stabilisation du sol assurera un meilleur comportement contre l'érosion. Finalement, la grille métallique galvanisée servira à la prévention contre le mouvement de l'enrochement.
Saturation		Le sol stabilisé donnera au sol d'infrastructure et celui sur le talus de remblai un meilleur comportement par rapport à l'érosion.
Renard hydraulique	Sol stabilisé et Stabilisation de la couche de surface de la chaussée	La stabilisation du sol en dessous de la couche granulaire, à l'aide d'un liant hydraulique, bloquera le phénomène de renard hydraulique et augmentera la portance du sol.
Soulèvement de la couche de surface et désenrôbage	Stabilisation de la couche de surface	La stabilisation de la couche de surface permettra à l'enrobé d'avoir un comportement amélioré face à la présence de l'eau et de l'oxydation. Le phénomène de soulèvement et le désenrôbage seront contrôlés par la stabilisation.

Ce chapitre a présenté dans sa première section une proposition de validation de la solution proposée au chapitre 3. Encore, dans sa deuxième section, deux recommandations de pistes de

solutions ont été présentées. Ces pistes de solutions présentent deux nouvelles approches de conception différentes des approches présentées dans la littérature. Cependant, ces recommandations doivent également être validées lors d'études expérimentales.

CONCLUSION

Ce rapport de maîtrise présente un survol des connaissances sur les mécanismes qui interagissent entre la chaussée et l'eau; un état des connaissances sur les solutions utilisées dans le monde et finalement des propositions de solutions pour le Québec.

Plus particulièrement, le premier chapitre représente une revue de la littérature. Ce chapitre a permis de faire un rappel des aspects et concepts touchant la problématique des inondations sur les chaussées.

Il a été question du phénomène de changement climatique qui affecte la planète et par conséquent le Québec. Dans la première section, plusieurs informations concernant les projections relatives aux températures et aux précipitations ont été présentées. Ces informations ont permis de conclure que le réseau routier québécois est très exposé aux problématiques découlant des changements climatiques. Plus précisément, les augmentations des niveaux d'eau et des probabilités d'inondation constituent un risque accru pour le réseau routier québécois.

Ensuite, la section suivante a exposé les approches de conception des chaussées. La troisième section consiste en un état des lieux de la vulnérabilité et le taux d'exposition des routes à l'Est-du-Québec vis-à-vis les intempéries causées par l'eau. La section suivante illustre les différentes formes d'eau présentes dans les structures de chaussées. En outre, elle expose les mécanismes et les phénomènes agissant sur cette eau l'amenant à se déplacer ou à réagir avec les différents granulats constituant la structure de la chaussée. La section cinq explique comment l'eau cause une perte de la capacité portante de la chaussée. Au terme de cette revue de la littérature, il a été retenu :

- la présence d'eau dans la chaussée affecte essentiellement sa structure granulaire, néanmoins, l'eau présente sur la surface de la chaussée, au niveau du revêtement bitumineux, a des effets néfastes également. L'effet direct de cette eau sur la surface de la chaussée est un endommagement résultant de la rupture des liaisons entre les granulats et

- l'enrobé en présence de l'eau et par conséquent une accélération du vieillissement de l'enrobé. En outre, en s'infiltrant vers les couches d'enrobé sous-jacentes, cette eau affecte la liaison entre les couches et ainsi le comportement du revêtement bitumineux;
- lorsque la saturation du matériau granulaire est presque atteinte, le comportement résilient subit une diminution. Ainsi, un fort degré de saturation et une faible perméabilité génèrent une augmentation de la pression interstitielle et une diminution de la rigidité et de la résistance du matériau;
 - pour les talus de remblai, même avec un élément imperméable, comme un noyau protecteur, les remblais peuvent être menacés par l'érosion. Une fois que le niveau de l'eau en amont dépasse le sommet de l'élément imperméable, l'infiltration d'eau en aval de la route met en danger la totalité du remblai. Les effets du débordement varient essentiellement en fonction de la perméabilité, des caractéristiques mécaniques du matériau constituant le remblai, le taux de détérioration, l'ampleur avec laquelle l'eau en amont augmente et la vitesse de l'écoulement.

Pour pouvoir proposer une solution pour une chaussée submersible, il a fallu introduire les problématiques causées par des inondations rencontrées dans le monde, ce qui a été fait dans le deuxième chapitre. Ces problématiques ont été distinguées en fonction de la vitesse de l'écoulement. En effet, les pertes de capacité portante dues à la saturation et au renard hydraulique ont été classées comme des problématiques causées par un écoulement quasi-statique, tandis que le soulèvement de la couche de surface, l'érosion et l'érosion interne ont été classés comme des problématiques causées par un écoulement dynamique.

Ensuite, la deuxième section du deuxième chapitre a exposé les principales problématiques rencontrées dans le monde. Pour ce faire, plusieurs études de cas ont été présentées sur les dommages causés par des événements d'inondation sur les réseaux routiers de plusieurs pays dans les cinq continents.

La troisième section du deuxième chapitre a illustré les différentes solutions utilisées pour s'opposer aux problématiques dues aux inondations. Dans cette section, comme pour la

précédente, les solutions présentées ont été classées en fonction de la vitesse de l'écoulement. En effet, selon la littérature, la végétation, les géotextiles et les géotextiles renforcées ont été utilisés pour des écoulements à faible vitesse. Par ailleurs, les blocs de béton, l'enrochement, l'enrochement revêtu, les gabions et la stabilisation à l'aide des liants hydrauliques ont été utilisés pour des écoulements à grandes vitesses. Cette classification est issue des résultats de plusieurs recherches et des abaques présentés dans la troisième partie du chapitre 2.

Les critères et méthodes de conception issus de la littérature ont été présentés dans le troisième chapitre. Les critères de conception se scindent en deux aspects : l'aspect géotechniques qui traite de la nature des matériaux utilisés et du sol d'infrastructure et l'aspect hydraulique qui traite des caractéristiques de l'écoulement. Ces critères ont été présentés dans la première section du chapitre. Ensuite, deux méthodes de conception ont été introduites. Ces méthodes de conception découlent de la littérature et sont la méthode américaine introduite par Briaud & Maddah (2016) et la méthode australienne issue du MRWA (2006). Ce chapitre s'est conclu sur une proposition de solution pour le Québec découlant d'un exemple de calcul réalisé dans le cadre de cette maîtrise.

Le quatrième chapitre a présenté une proposition de validation de la solution proposée pour le Québec. Ensuite, d'autres pistes de solutions ont été proposées. Ces propositions sont basées sur de nouveaux concepts introduits dans le cadre de cette maîtrise. Cette partie s'est conclue par deux profils en travers de ces nouvelles pistes de solutions. Ces propositions ont été distinguées en fonction de la vitesse d'écoulement.

LISTE DES RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- American Association of State highway and Transportation Officials. (1993). *Guide for design of pavement structures*. (Édition 1993). Washington, D. C., les États Unis d'Amérique : American Association of State highway and Transportation Officials.
- Andrianatrehina, L., Souli, H., Rech, J., Taibi, S., Fry, J., Bunieski, S., & Fleureau, J. (2017). Determination of the maximum diameter of free fines to assess the internal stability of coarse granular materials. *European Journal of Environmental and Civil Engineering* 21(3), 332-347. doi: 10.1080/19648189.2015.1116468
- Bérubé, J. (2017). La route 299 fermée pour une durée indéterminée. Repéré à <https://ici.radio-canada.ca/nouvelle/1032989/la-route-299-fermee-pour-une-duree-indeterminee>
- Bilodeau, J. (2009). *Optimisation de la granulométrie des matériaux granulaires de fondation des chaussées*. (Thèse de doctorat, Faculté des études supérieures de l'Université Laval, Québec).
- Bilodeau, J., Doré, G., & Calvar, A. (2017). *Détermination de la résistance à la déformation permanente des matériaux granulaires de fondation de chaussées*. (Rapport final). Québec: Université Laval.
- Bonelli, S. (2013). *Erosion in Geomechanics applied to dams and levees*. London, Royaume-Uni: (ISTE).
- Briaud, J. L. (2013). *Geotechnical engineering: Unsaturated and saturated soils*. Hoboken, New jersey, les États Unis d'Amérique: John Wiley and sons.
- Briaud, J. L., Govindasamy, A. V., Kim, D., Gardoni, P., Olivera, F., Chen, H., & Mathewson, C. (2009). *Simplified Method for Estimating Scour at Bridges* (Rapport n°055051). Repéré à <https://static.tti.tamu.edu/tti.tamu.edu/documents/0-5505-1.pdf>
- Briaud, J. L., & Maddah, L. (2016). *Minimizing Roadway Embankment Damage from Flooding*. (Rapport de synthèse n°496). Repéré à <https://doi.org/10.17226/23604>
- Canabis, E. (2018). Inondations dans l'Aude: 12 morts, nouvelles évacuations. Repéré à <http://www.larepubliquedespyrenees.fr/2018/10/15/inondations-dans-l-aude-12-morts-nouvelles-evacuations,2444574.php>
- Carrera, A., Dawson, A., & Steger, J. (2009). *State of the art of materials' sensitivity to moisture content change* (Rapport n°2). Royaume-Uni: Université de Nottingham.
- Cedergren, H. R., & Kneeland, A. G. (1974). Water: key cause of pavement failure?. *Civil engineering-ASCE*. Septembre 1974, 78-82.

- Chen, J. S., Lin, K. Y., & Young, S. Y. (2004). Effects of Crack Width and Permeability on Moisture-Induced Damage of Pavements. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 16(3), 276-282. doi: 10.1061/(ASCE)0899-1561(2004)16:3(276)
- Chen, Y., & Anderson, B. A. (1987). Methodology for Estimating Embankment Damage Caused by Flood Overtopping. *Transportation research record*, 1151(1), 1-15. Repéré à <http://onlinepubs.trb.org/Onlinepubs/trr/1987/1151/1151-001.pdf>
- Clopper, P. E., & Chen, Y. H. (1988). *Minimizing embankment damage during overtopping flow*. (Rapport n°88-181). Virgine, les États Unis d'Amérique: Federal Highway Administration.
- Comité français des géosynthétiques (2015). *Définition, mise en œuvre et dimensionnement des géosynthétiques* (Cahier détaillé n°1). France : Comité français des géosynthétiques.
- Dadvand, P., Rossi, R., & Oñate, E. (2010). An Object-oriented Environment for Developing Finite Element Codes for Multi-disciplinary Applications. *Archives of Computational Methods in Engineering*, 2010(17), 253-297. doi: 10.1007/s11831-010-9045-2
- Davies, R. (2018). Damaging floods hit Michigan's upper peninsula. Repéré à <http://floodlist.com/america/usa/michigan-minnesota-wisconsin-june-2018>
- Davies, R. (2017). 1 Dead, 1 missing, crops destroyed after floods in western Australia. Repéré à <http://floodlist.com/australia/australia-1-dead-1-missing-crops-destroyed-floods-western-australia>
- Davies, R. (2016). 2 Months of rain in 1 hour causes flash floods in Geelong, Victoria. Repéré à <http://floodlist.com/australia/flash-floods-geelong-victoria>
- Davies, R. (2016). Floods destroys roads, force evacuations in British Columbia. Repéré à <http://floodlist.com/america/canada-dawson-creek-chetwynd-british-columbia-june-2016>
- Delage, P., & Fry, J. J. (2000). Comportement des sols compactés : apports de la mécanique des sols non saturés. *Revue française de la géotechnique*. (N° 92), 17-29.
- Doré, G., & Zubeck, H. (2009). *Cold regions pavement engineering*. [Version ASCE PRESS].
- Drejza, S., Friesinger, S., & Bernatchez, P. (2014). *Vulnérabilité des infrastructures routières de l'Est du Québec à l'érosion et à la submersion côtière dans un contexte de changements climatiques: Caractérisation des côtes, dynamique hydrosédimentaire et exposition des infrastructures routières à l'érosion et à la submersion, Est du Québec* (Rapport n° X008.1 Volume 1) Rimouski: Laboratoire de dynamique et de gestion intégrée des zones côtières, Université du Québec à Rimouski.

- Drolet, P. F. (2015). *Effets des futurs changements climatiques sur la performance à long terme des chaussées souples au Québec*. (Mémoire de maîtrise, Université de Laval, Québec).
- Dumberry, K. (2017). *Étude expérimentale des mécanismes d'érosion durant le franchissement de noyau dans les barrages en remblai*. (Mémoire de maîtrise, École de Technologie Supérieure, Montréal, Québec).
- Eula. (2012). *La chaux hydratée: un additif reconnu pour des enrobés bitumineux plus durables*. (Rapport n°5). Repéré à https://www.eula.eu/sites/eula.eu/files/EuLA_Aspphalt_FR_web.pdf
- Fell, A., & Fry, J. J. (2007). *Internal erosion of dams and their foundations: The state of the art of assessing the likelihood of internal erosion of embankment dams, water retaining structures and their foundations*. London, Royaume-Uni: Taylor and Francis Group.
- Fredlund D. G., & Rahardjo, H. (1993). *Soil mechanics for unsaturated soils*. Les états unis d'amérique: John Wiley and sons.
- Fortin, S. G. (2018). Crues printanières: des dommages au Bas-Saint-Laurent et en Gaspésie. Repéré à <https://www.journaldequebec.com/2018/04/30/cruces-printanieres-des-dommages-au-bas-st-laurent-et-en-gaspesie>
- GIEC. (2007). *Bilan 2007 des changements climatiques : Rapport de synthèse*. (Rapport n° 446). Repéré à https://www.ipcc.ch/site/assets/uploads/2018/02/ar4_syr_fr.pdf
- GIEC. (2014). *Changements climatiques 2014 Rapport de synthèse. Contribution des Groupes de travail I, II et III au cinquième Rapport d'évaluation du Groupe d'experts intergouvernemental sur l'évolution du climat*. Repéré à https://www.ipcc.ch/site/assets/uploads/2018/02/SYR_AR5_FINAL_full_fr.pdf
- Hakimi, S. S., & Azimi, A. H. (2017). Hydraulics of submerged triangular weirs and weirs of finite-crest length with upstream and downstream ramps. *Journal of irrigation and drainage engineering*, 143(8). doi: 10.1061/(ASCE)IR.1943-4774.0001207
- Hama, N. A. (2016). *Comportement mécanique des sols granulaires et critères de stabilité : application à l'érosion interne*. (Thèse de doctorat, Université du Havre, Le Havre, France). Repéré à <https://tel.archives-ouvertes.fr/tel-01411134>
- Haas, R., Hudson, W. R., & Zaniewski, J. P. (1994). *Modern pavement management*. Melbourne, les États-Unis d'Amérique: Krieger publishing company.
- Herrier, G., Puiatti, D., Bonelli, S., Fry, J. J., Nerinx, N., & Froumentin, M. (2015). Le traitement des sols à la chaux: une technique innovante pour la construction des ouvrages hydrauliques en terre. *Commission internationale des grands barrages: 25^{ème} congrès des grands barrages, Stavanger, Norvège, Juin 2015 (pp. 554-576)*.

- Hewlett, H., Boorman, L., & Bramley, M. (1987). *Guide to the design of reinforced grass waterways*. London, Royaume-Uni: Construction Industry Research and Information Association (CIRIA).
- Hughes, S. A. (2008). *Combined Wave and Surge Overtopping of Levees: Flow Hydrodynamics and Articulated Concrete Mat Stability Coastal and Hydraulics Laboratory Combined Wave and Surge Overtopping of Levees: Flow Hydrodynamics and Articulated Concrete Mat Stability* (Rapport final n° ERDC/CHL TR-08-10). New Orleans: United States Army Corps of Engineer.
- Jolicoeur, C., & Otis, N. (2006). *Étude du mécanisme d'adhésion entre un liant bitumineux et un granulat*. Repéré à <http://www.bv.transports.gouv.qc.ca/mono/0946763.pdf>
- Kindsvater, C. E. (1964). *Discharge Characteristics of Embankment-Shaped Weirs* (Rapport de recherche Geological survey water-supply paper n°1617-A). Washington: Département de l'intérieur des États Unis d'Amérique.
- Kringos, N. (2007). *Modelling of combined physical-mechanical moisture induced damage in asphaltic mixes*. (Thèse de doctorat, Université Delft, les Pays-Bas).
- Kringos, N., & Scarpas, A. (2004). Development of a finite element tool for simulation of ravelling of asphaltic mixes. International conference on computational and experimental engineering and sciences (2004). Madeira, Portugal: Tech science press.
- Lekarp, F., & Dawson, A. (1998). Modelling permanent deformation behaviour of unbound granular materials. *Construction and Building Materials*, 12(1), 9-18. doi: 10.1016/S0950-0618(97)00078-0
- Lekarp, F., Isacsson, U., & Dawson, A. (2000a). State of the art. I: Resilient response of unbound aggregates. *Journal of transportation engineering*. 126(1), 76-83.
- Lekarp, F., Isacsson, U., & Dawson, A. (2000b). State of the art. II: Permanent strain response of unbound aggregates. *Journal of transportation engineering*. 126(1), 66-75.
- Lepage, M. P., Bourdages, L., & Bourgeois, G. (2011). *Interprétation des scénarios de changements climatiques afin d'améliorer la gestion des risques pour l'agriculture*. (Rapport n°PAGR0102). Repéré à https://www.ouranos.ca/publication-scientifique/RapportLepage2011_FR.pdf
- Marr, J. D. G., Hernick, M., Gabrielson, R., & Mielke, S. (2017). *Design considerations for embankment protection during road overtopping events*. (Rapport n° 2017-21). Minnesota, les États Unis d'Amérique: Université du Minnesota.
- Ministère des transport du Québec. (2018). *Conception routière*. Norme MTQ 8. Québec :

MTQ.

- MRWA Waterways Section. (2006). *Floodway Design Guide*. (Rapport n° 6702-02-2230). Repéré à <https://www.mainroads.wa.gov.au/Documents/Floodway%20Design%20Guide.PDF>
- Molinaro, H. M. (2016). Phénomène de boulangerie et d'érosion régressive (renard hydraulique) dans les barrages. Repéré à http://eduscol.education.fr/sti/si-ens-cachan/ressources_pedagogiques/phenomene-de-boulangerie-et-derosion-regressive-dans-les-barrages
- Murillas, A. Q. (2010). *Application de méthodes et d'outils mécaniste-empiriques pour la conception et la réhabilitation des chaussées*. (Mémoire de maîtrise, Université Laval, Québec). Repéré à https://i3c.gci.ulaval.ca/fileadmin/i3c/documents/Ajouts_Octobre_2013/001_pdfsam_AlejandroMemoire27388__1_.pdf
- Nerinx, N., Bonelli, S., Nicaise, S., Herrier, G., Lesueur, D., Tachker, P., Puiatti, D., & Cornacchioli, F. (2018). The DigueELITE project: lessons learned and impact on the design of levees with lime-treated soils. *Hydropower and dams*. 2018(6).
- Ouranos. (2015). *Vers l'adaptation: Synthèse des connaissances sur les changements climatiques au Québec*. (Édition 2015). Montréal, Québec: Ouranos. Repéré à <https://www.ouranos.ca/publication-scientifique/SyntheseRapportfinal.pdf>
- Parent, S. (2017). Inondations au Québec d'une ampleur qui n'a pas été vue en 9 ans. Repéré à <http://www.rcinet.ca/fr/2017/04/18/inondations-quebec-rivieres-fleuve-route-pont-ampleur-depuis-2008/>
- Perret, J., & Dumont, A. G. (2004). *Modélisation des charges d'essieu*. (Rapport n° ASTRA 2000/421-1). Suisse: Département fédéral de l'environnement, des transports, de l'énergie et de la communication / Office fédéral des routes.
- Pinzon, E. A. C. (2004). *Contribution de méthodes non destructives à l'évaluation de l'effet de l'eau sur les enrobés bitumineux*. (Thèse de doctorat, université de Nantes, France).
- 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). Repéré à https://i3c.gci.ulaval.ca/fileadmin/i3c/documents/Ajouts_Octobre_2013/JoannieMemoire906222962.pdf
- Powledge, G. R., Ralston, D. C., Miller, P., Chen, Y. H., Clopper, P. E., & Temple, D. M. (1989). Mechanics of overflow erosion on embankments. II: Hydraulic and design considerations. *Journal of hydraulic engineering*, 115(8), 1056-1075.

- Pretezeille, M. (2014). *Comportement à la fatigue des sols traités aux liants hydrauliques dans les plates formes des structures ferroviaires pour LGV*. (Thèse de doctorat, École centrale de Nantes, Université nantes anger le mans, France). Repéré à https://www.researchgate.net/publication/264472947_Comportement_a_la_fatigue_des_sols_traites_aux_liants_hydrauliques_dans_les_plates-formes_des_structures_ferroviaires_pour_LGV_-_Modelisations_numerique_et_experimentale_de_leur_comportement_Fatigue_b/figure/s?lo=1
- Regenfälle, H. (2018). Unwetter trifft osten des landes mit voller wucht. Repéré à <http://www.lessentiel.lu/de/luxemburg/story/Hochwasser-richtet-schwere-Schaeden-im-Muellerthal-an-11393688>
- Bernard, M., Lagabrielle, Y., Erwan, M., De rafélis, M., & Pomerol, C. (2018). *Éléments de géologie*. (16^{ème} édition, édition Pomerol). France: Dunod.
- Ridgeway, H. H. (1976). Infiltration of water through the pavement. *Transportation research record*. 616(23), 98-100. Repéré à <http://onlinepubs.trb.org/Onlinepubs/trr/1976/616/616-023.pdf>
- Salager, S. (2011). *Étude de la rétention d'eau et de la consolidation des sols dans un cadre thermo-hydro-mécanique*. (Thèse de doctorat, Universtié de Montpellier 2, France). Repéré à <https://tel.archives-ouvertes.fr/tel-00567000>
- San, L., Fournier, C., & Gourmellet, S. (2018). Intempéries dans l'Aude: 11 morts, 9 blessées et 2 disparus, selon le dernier bilan de la préfecture. Repéré à https://www.francetvinfo.fr/meteo/inondations/pluies-inondations-crues-alerte-rouge-meteo-france-alerte-orange-aude-aveyron-haute-garonne-herault-pyrenees-orientales-tarn-tarn-et-garonne_2986619.html
- Sebaaly, P. E., Hajj, E. Y., Sathanathan, T., & Shivakolunthar, S. (2017). A comprehensive evaluation of moisture damage of asphalt concrete mixtures. *International Journal of Pavement Engineering*, 18(2), 169-182. doi: 10.1080/10298436.2015.1065404
- Simonsen, E., & Isacsson, U. (2001). Soil behavior during freezing and thawing using variable and constant confining pressure triaxial tests. *Canadian Geotechnical Journal*, 38(4), 863-875. DOI: 10.1139/cgj-38-4-863
- Suarez, C. A. M. (2010). *Estimation du module réversible des matériaux granulaires de chaussées*. (Mémoire de maîtrise, Université Laval, Québec). Repéré à https://i3c.gci.ulaval.ca/fileadmin/i3c/documents/Ajouts_Octobre_2013/ClaudiaMemoire27405.pdf
- Sutopo, P. N. (2018, 13 Octobre). Banjir dan longsor landa 4 wilayah yaitu di Kabupaten Mandailing Natal, Kota Sibolga, Kabupaten Tanah Datar dan Kabupaten Pasaman Barat

- selama 11-12/10/2018. Data sementara banjir dan longsor menyebabkan 20 orang meninggal dunia, 15 orang hilang dan puluhan orang luka-luka [Publication twitter]. Repéré à https://twitter.com/Sutopo_PN/status/1051031342912135173/photo/1?ref_src=twsrc%5Etfw%7Ctwcamp%5Etweetembed%7Ctwterm%5E1051031342912135173&ref_url=http%3A%2F%2Ffloodlist.com%2Fasia%2Findonesia-floods-landslides-sumatra-october-2018
- Tajine, S. (2018). La Tunisie sous les flots !. Repéré à <http://www.businessnews.com.tn/La-Tunisie-sous-les-flots-!,534,83213,3>
- Thiam, P. M. (2014). *Effets des futurs changements climatiques sur la performance à long terme des chaussées souples au Québec*. (Mémoire de maîtrise, Université Laval, Québec). Repéré à <http://theses.ulaval.ca/archimede/meta/30293.pdf>
- Vaillancourt, P. (2017). a circulation en alternance sur la route 153. Repéré à <https://www.lhebdodustmaurice.com/2017/05/02/la-circulation-en-alternance-sur-la-route-153/>
- Wirtgen GmbH. (2013). *Traitement des sols aux liants hydrauliques: Application à la réalisation des couches de base* (Rapport n°2344183). Repéré à http://media.wirtgen-group.com/media/02_wirtgen/infomaterial_1/bodenstabilisierer/handbuchbodenbehandlung/BR_Manual-soil-treatment_FR.pdf
- Zhong-Sen, L. (2015). *Études des propriétés hydromécaniques des sols argileux non saturés proches de la saturation*. (Thèse de doctorat, École centrale, Paris, France). Repéré à <https://tel.archives-ouvertes.fr/tel-01163667>