

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**
Projet R793.1

François Duhaime, Pouyan Pirnia, Cédric Hounyevou-Klotoé
Xavier St-Laurent et Salma M'Nasri
École de technologie supérieure

Réalisé pour le compte du ministère des Transports et de la Mobilité durable du
Québec

Direction des grands projets - Tunnels et autoroute Métropolitaine
Direction générale des grands projets routiers

Avril 2024

AVERTISSEMENT

La présente étude a été réalisée à la demande du ministère des Transports et de la Mobilité durable du Québec et a été financée par la Direction de la coordination de la recherche et de l'innovation.

Les opinions exprimées dans le présent rapport n'engagent que la responsabilité de leurs auteurs et ne reflètent pas nécessairement les positions du ministère des Transports et de la Mobilité durable du Québec

CHERCHEUR

François Duhaime, ing., Ph.D., professeur agrégé, École de technologie supérieure

COLLABORATEURS

École de technologie supérieure

Pouyan Pirnia, Ph.D. Chercheur postdoctoral

Cédric Hounyevou-Klotoé, Ph.D. Chercheur postdoctoral

Xavier St-Laurent, Étudiant à la maîtrise

Salma M'Nasri, Étudiante à la maîtrise

Membre du comité de suivi, Ministère des Transports et de la Mobilité durable du Québec

Soufiene Ben Mabrouk, conseiller à la recherche, Direction de la coordination de la recherche et de l'innovation

REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient le ministère des Transports et de la Mobilité durable pour son appui financier et logistique. Nous remercions aussi les personnes qui ont commenté les rapports préliminaires et le rapport final, notamment Adrian Glowacki, Réjean Godin, Daniel Soucy, Belkacem Bounoua et Soufiene Ben Mabrouk.

Nous remercions Michaël Dubois, Sébastien Ménard et Richard Prowt de l'École de technologie supérieure pour leur aide technique tout au long du projet, surtout pour la préparation des chapitres 4 et 6 du rapport final.

Nous remercions Simon Weber et Quentin Lovric de l'École de technologie supérieure qui ont participé à la rédaction des rapports préliminaires.

Nous tenons aussi à remercier les personnes suivantes qui ont gracieusement répondu à nos questions et partagé leurs idées pendant le projet : de l'École de technologie supérieure Conrad Botton, Jean-Sébastien Dubé, Khalil El Mekari, Yannic Ethier et Lotfi Guizani, de l'Université du Québec à Montréal, David Widory et Jean-François Hélie, de Polytechnique Montréal, Robert P. Chapuis, de Tetra Tech, Yves Dion, et de la ville de Montréal, Julien Beaulieu, Jocelyn Lavoie et Martin Tremblay.

Nous remercions aussi Marc Durand et Dominic Chaussée pour avoir partagé leurs connaissances sur les infiltrations d'eau dans les tunnels de l'Île de Montréal.

SOMMAIRE

Le tunnel Ville-Marie (TVM) est un axe routier important du centre-ville de Montréal avec des voies d'une longueur totale de 5,8 km. Le TVM est muni de percements de drainage qui permettent de rabattre la nappe d'eau souterraine. Malgré ces percements, des infiltrations d'eau sont observées dans le tunnel depuis sa mise en service. Ces infiltrations causent plusieurs problèmes, notamment la formation de glaçons au-dessus des voies de circulation dans le tunnel en hiver. Les objectifs principaux du projet de recherche étaient de caractériser le débit d'infiltration, déterminer la provenance et la qualité de l'eau dans le système de drainage du tunnel, déterminer le niveau de l'eau souterraine à proximité du tunnel et proposer des solutions pour capter, freiner ou rediriger les infiltrations. Pour atteindre ces objectifs, différents instruments de mesure ont été installés dans le tunnel, des campagnes d'échantillonnage d'eau ont été réalisées et des modèles numériques des écoulements ont été créés.

La station de pompage principale a été instrumentée avec un capteur de pression pour déterminer le débit recueilli par le système de drainage du TVM. Le débit par temps sec à la station de pompage principale du tunnel était de l'ordre de 54 L/s en 2018. En 2019, ce débit a diminué à 31 L/s. Cette diminution coïncide avec des travaux sur une conduite d'aqueduc majeure qui longe le TVM.

Huit forages ont été instrumentés avec des obturateurs et des capteurs de pression pour échantillonner l'eau et mesurer les niveaux d'eau à l'extérieur du tunnel. Les mesures de la pression montrent que les percements de drainage produisent un cône de rabattement centré sur le point bas du tunnel de plusieurs centaines de mètres de rayon. Le rabattement maximal est de l'ordre de 20 m au centre du tunnel. Les niveaux d'eau en amont (côté mont Royal) et en aval (côté fleuve Saint-Laurent) diffèrent par 5 à 10 m au centre du tunnel. Pour chaque capteur, les niveaux d'eau montrent des fluctuations associées aux précipitations et à certaines opérations sur le réseau d'eau potable de la ville de Montréal. Par rapport au radier, les niveaux d'eau sont plus élevés aux extrémités du tunnel qu'au centre.

Plus de 30 capteurs ont été installés dans le tunnel pour mesurer la température et l'humidité relative de l'air. L'installation de ces capteurs avait entre autres pour objectif d'expliquer la distribution des glaçons dans le tunnel. La température de l'air n'est pas uniforme dans le tunnel. La température moyenne mensuelle est au-dessus du point de congélation dans plusieurs couloirs d'évacuation, peu importe le moment de l'année, même si ceux-ci ne sont pas chauffés. Dans les voies de circulation, les températures sont plus chaudes qu'à la station météorologique la plus près du tunnel par environ 5°C en hiver.

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

Trois joints de dilatation ont été instrumentés pour mesurer l'ouverture des joints et les gradients de température dans le béton. Bien que les joints instrumentés soient situés dans des portions du tunnel avec des épaisseurs de béton très différentes (305 mm et 1067 mm), l'amplitude des cycles d'ouverture des joints est de l'ordre du mm dans les trois cas. L'écart maximal de température entre le béton près de l'extrados et l'air dans le tunnel atteint environ 5 °C pour le joint avec la plus grande épaisseur de béton

Des campagnes d'échantillonnage d'eau ont été réalisées pour l'eau du système de drainage et les sources potentielles d'infiltrations. Les points d'échantillonnage incluent entre autres le réseau d'eau potable, le ruissellement aux entrées du tunnel, les principaux percements de drainage, les points de mesure de la pression d'eau à l'extérieur du tunnel et le bassin de pompage. Les paramètres analysés incluent les ions majeurs, les isotopes stables de la molécule d'eau, le zinc (un métal associé au ruissellement), les trihalométhanes (THM, des sous-produits de la chloration des eaux) et le chlore libre. Des dénombrements de coliformes fécaux ont aussi été réalisés. Les analyses d'eau sont très différentes dépendamment du point d'échantillonnage. Dans la partie ouest du tunnel, l'eau a une salinité plus élevée (jusqu'à 5,7 g/L) et une signature isotopique cohérente avec celle qui est attendue pour l'eau souterraine de la région de Montréal. Dans la partie centrale du tunnel et à l'est, l'eau a une signature isotopique plus près de celle du fleuve Saint-Laurent et de l'eau potable. La salinité est aussi beaucoup plus faible (< 1 g/L). On retrouve des indices clairs de la présence d'eau potable à différents endroits dans le tunnel, notamment pour un des percements de drainage principaux dont le débit est de l'ordre de 7 L/s.

Plusieurs modèles numériques 2D et 3D des écoulements ont été développés pour expliquer la distribution des niveaux d'eau à l'extérieur du tunnel et pour anticiper l'impact d'éventuelles modifications au système de drainage. Un modèle 3D des écoulements a été calibré avec les mesures de niveau d'eau et de débit réalisées dans le projet. Le modèle a été utilisé pour simuler l'ajout de percements de drainage dans l'ouest du tunnel, un secteur où la formation de glaçons est plus importante en raison de la nappe élevée et des températures plus froides. Le modèle montre que l'ajout de percements en amont et en aval du tunnel permettrait de diminuer les niveaux d'eau de 5 m sur plusieurs centaines de mètres avec une augmentation du débit de l'ordre de 27 %.

Des modèles réduits de joints de dilatation ont aussi été construits au laboratoire pour comprendre les transferts de chaleur près des joints et établir un lien entre la température de la surface du béton près des joints et l'état de ceux-ci. Les résultats montrent que les différences de température sont reliées au débit d'infiltration, mais que cette relation est complexe, notamment en raison de l'influence des conditions atmosphériques dans le tunnel sur l'évaporation et les échanges de chaleur à la surface du béton.

Les résultats du projet permettent de fournir différentes recommandations qui sont résumées à la page suivante.

SYNTHÈSE DES CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

Les principales recommandations du rapport sont présentées au chapitre 7. Ces recommandations incluent entre autres les points suivants :

- L'ajout de percements de drainage supplémentaires dans la partie du tunnel à l'ouest de la tour 12 devrait être considéré en raison du niveau élevé de la nappe par rapport au radier, de la salinité élevée de l'eau à l'extrados et des problèmes importants de formation de glaçons dans cette partie du tunnel.
- Les sections au-dessus de la voie B entre les chainages 65+50 et 71+00, et entre les chainages 56+00 et 62+00 sont confinées par différentes structures du TVM. Il serait préférable de drainer l'eau de ces sections en priorité. Des percements pourraient être réalisés à partir de la tour 13 et à partir des plénums de ventilation.
- Si des percements de drainage sont ajoutés en dehors des zones confinées, il serait important d'installer des piézomètres à proximité du tunnel pour vérifier l'influence du drainage additionnel sur les niveaux d'eau. Les forages nécessaires à l'installation de ces piézomètres permettraient aussi de caractériser les remblais de la tranchée du TVM. La possibilité de tassements pour les structures à proximité du TVM portées par des fondations superficielles doit aussi être considérée si des percements supplémentaires sont ajoutés à l'extérieur des zones confinées.
- Le système de drainage du TVM a une grande influence sur les niveaux d'eau à proximité du tunnel. Une diminution des performances à long terme de ce système de drainage (p.ex. colmatage) pourrait entraîner une augmentation des infiltrations d'eau pour le TVM ou les structures avoisinantes. Il est recommandé d'assurer un suivi des performances du système de drainage avec des mesures en continu du débit à la station de pompage et des niveaux d'eau à proximité des percements principaux.

TABLE DES MATIÈRES

1.	INTRODUCTION.....	19
2.	DESCRIPTION GÉNÉRALE DU TUNNEL	21
2.1	Présentation générale du TVM.....	21
2.2	Contexte géologique et hydrogéologique	31
2.3	Infiltrations d'eau.....	41
2.4	Drainage, égout et aqueduc.....	48
3.	INSTRUMENTATION DU TUNNEL	56
3.1	Débit	56
3.1.1	Méthodologie	56
3.1.2	Résultats.....	59
3.2	Mesures de la pression d'eau.....	66
3.2.1	Méthodologie	66
3.2.2	Résultats.....	69
3.3	Température et humidité relative de l'air.....	80
3.3.1	Méthodologie	80
3.3.2	Résultats.....	82
3.4	Instrumentation de joints de dilatation	87
3.4.1	Méthodologie	89
3.4.2	Résultats.....	91
4.	ANALYSES D'EAU	96
4.1	Caractéristiques des sources potentielles d'eau pour le TVM.....	96
4.2	Méthodologie	102
4.2.1	Échantillonnage	103
4.2.2	Paramètres analysés	105
4.3	Résultats.....	107
5.	MODÈLE NUMÉRIQUE DES ÉCOULEMENTS À L'ÉCHELLE DU TUNNEL.....	119
5.1	Modèles numériques précédents.....	119
5.2	Description du modèle	124
5.3	Étude paramétrique et calibrage.....	127
6.	MODÈLE RÉDUIT DE JOINT DE DILATATION	133
6.1	Inspections et thermographie infrarouge	133
6.2	Modèles physiques de joints de dilatation et de fissures	136
6.3	Méthodologie	137
6.3.1	Modèle physique.....	137

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

6.3.2	Déroulement des essais	141
6.3.1	Modélisation numérique du comportement des joints.....	144
6.4	Résultats.....	146
6.5	Analyse et discussion	151
6.6	Recommandations.....	155
7.	DISCUSSION DES RÉSULTATS ET DE LEUR IMPACT SUR LES SOLUTIONS AUX PROBLÈMES D'INFILTRATION D'EAU	157
7.1	Drainage des extrémités du TVM	157
7.2	Réparation des joints de dilatation, des joints de construction et des fissures	162
7.3	Instrumentation permanente du tunnel.....	165
8.	CONCLUSION ET RÉSUMÉ DES RECOMMANDATIONS.....	167
9.	LISTE DES RÉFÉRENCES	169
	ANNEXE A VALEURS MOYENNES ET ÉCARTS DE TEMPÉRATURE ET D'HUMIDITÉ ABSOLUE.....	177
	ANNEXE B POINTS D'ÉCHANTILLONNAGE D'EAU	179
	ANNEXE C RÉSULTATS DES ANALYSES D'EAU.....	182

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 Débit aux percements et au siphon inversé avant et après le début des travaux sur la conduite de 2,1 m (données de Duhaime et al. 2019; St-Laurent 2022).....	64
Tableau 2 Caractéristiques des points de mesure de la pression.....	67
Tableau 3 Synthèse des charges hydrauliques pour les capteurs de pression.	71
Tableau 4 Profondeur des chaines de thermistances	89
Tableau 5 Points échantillonnés et dates d'échantillonnage.....	106
Tableau 6 Paramètres analysés.....	107
Tableau 7 Influence de la conductivité hydraulique du remblai sur les résultats de la calibration ($K_s = 4 \times 10^{-5}$ m/s).....	128
Tableau 8 Influence de la conductivité hydraulique du sol naturel sur les résultats de la calibration ($K_r = 7 \times 10^{-3}$ m/s).....	128
Tableau 9 Classification des infiltrations d'eau selon l'AFTES (2016).	134
Tableau 10 Dosage du béton pour le modèle physique.....	138
Tableau 11 Débit pour les scénarios avec de nouveaux percements.....	160

LISTE DES ILLUSTRATIONS

Figure 1 Carte du TVM avec identification des voies, des chainages et des secteurs où des parois moulées ont été construites lors de la construction du tunnel (adapté de St-Laurent 2022).	22
Figure 2 Vue en profil du tunnel et de la stratigraphie (tiré de Weber et al. 2017).....	22
Figure 3 Photographies de la construction du TVM pour les chainages a) 30+00 à 33+00, b) 44+00 à 49+00 et c) 54+00 à 58+00.	23
Figure 4 Représentation schématique de la section du TVM dans la partie centrale, aux chainages a) 28+50 et b) 47+00.	24
Figure 5 Représentation schématique de la section TVM dans la partie ouest, aux chainages a) 56+00 et b) 62+00.	25
Figure 6 Exemples de joints entre les sections de paroi moulée (a) et de surface de suintement à la surface du roc (b).	26
Figure 7 Exemple de joint de dilatation dans les plans du TVM.	27

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

- Figure 8 Photographie d'une bande d'arrêt d'eau souple en polymère pendant la construction du TVM, près de la tour 9. 28
- Figure 9 Photographie d'une bande d'arrêt d'eau visible dans un des plénums de la tour 13 (a) et représentation schématique de la position de la lame d'arrêt d'eau (b). 29
- Figure 10 Exemples de béton utilisé pour aplanir la surface du roc (a) et de membrane bitumeuse (b). 30
- Figure 11 Exemple de membrane bitumeuse à l'extrémité d'une carotte de la structure du couloir d'évacuation entre les tours 12 et 13. 31
- Figure 12 Profil stratigraphique le long des rues Viger et Argyle (adapté de Ville de Montréal 1984). L'espace blanc sous les dépôts meubles correspond au roc. 33
- Figure 13 Exemples de rapports de forages tirés de l'étude géotechnique qui a précédé la construction du TVM, (a) 69+00 (coin Lusignan et Saint-Antoine) et (b) 19+00 (coin de Bleury et Viger). 34
- Figure 14 Contact entre le shale de la formation de Nicolet et le calcaire de la formation de Tétreauville (Clark 1972, à l'est de la rue Saint-Alexandre). 35
- Figure 15 Exemple de filon-couche près la rue University. 36
- Figure 16 Valeurs de conductivité hydraulique mesurées dans l'étude géotechnique qui a précédé la construction du TVM (tiré de Duhaim et al. 2019). 37
- Figure 17 Photographies aériennes du secteur ouest du TVM a) en 1964, au début de l'étude géotechnique pour la construction du tunnel et b) le 4 mai 2019 (tirée de Duhaim et al. 2019). 39
- Figure 18 Carte piézométrique. Pour certains piézomètres rapprochés, la carte présente seulement la valeur moyenne de l'élévation du niveau d'eau.
40
- Figure 19 Exemples de sources d'infiltrations d'eau dans le tunnel a) fissures dans les structures secondaire (plénum de ventilation de la voie B à la tour 13, 64+00), b) infiltrations dans les ouvertures pour la ventilation de la voie A entre les tours 11 et 12, c) joints de construction entre le plénum de la voie A à la tour 13 et la voie A (64+00), d) joints de dilatation (28+35), e) fuite dans une conduite de drainage (19+00). 43
- Figure 20 Exemples de problèmes associés aux infiltrations d'eau dans le TVM a) soulèvement de chaussée et formation de plaque de glaces b) corrosion des équipements, c) moisissures (couloir d'évacuation, chainage 56+00), d) condensation (couloir d'évacuation, chainage 56+00), e) précipitation de calcaire (conduite de drainage, chainage 29+00), f) précipité inconnu (plénum de ventilation de la voie B, chainage 37+70). 44

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

Figure 21	Exemple de glaçons sur la voie A a) entre les chainages 68+50 et 70+25 et b) au chainage 71+00.....	45
Figure 22	Distribution des opérations glaçons entre 2004 et 2009 selon le chainage pour les voies a) A et b) B.....	46
Figure 23	Infiltration au joint 24+00.	47
Figure 24	Exemple de port d'injection pour du polyuréthane dans le joint de construction entre la voie A et le plénum de ventilation à l'ouest de la tour 13.....	47
Figure 25	Système de drainage des joints, a) réparation du système de drainage du joint de dilatation du chainage 63+24 de la voie B en 2018 et b) exemple de conduite de drainage dans le chasse-roie pour le chainage 62+10 de la voie B.....	49
Figure 26	Raccordement des tuyaux de drainage des joints de dilatation au collecteur principal (modifié de Linteau 2006).	50
Figure 27	Exemple de raccordement de puisard actif qui présente des infiltrations d'eau importantes (conduite de 900 mm près du chainage 62+00).	51
Figure 28	Percements utilisés pour drainer la tranchée du tunnel, a) percement principal pour le sud de la voie B (37+70), b) percement principal pour le nord de la voie B (37+70), c) puits de raccordement des percements de la voie B au réseau de drainage du tunnel (37+70), d) vanne du percement de la voie B (37+70), e) percement secondaire à l'est de la cathédrale (22+19), f) percement secondaire près de la tour 12 (51+62).	52
Figure 29	Principaux éléments du système de drainage du tunnel pour l'ouest (a) et à l'est (b) de la tour 12. Les diamètres des conduites sont donnés en mm.	53
Figure 30	Salle de pompage de la tour 9.....	54
Figure 31	Conduites d'égouts et d'aqueduc principales à proximité du tunnel (adapté de St-Laurent 2021). Les valeurs à côté de chaque conduite donnent le diamètre en mm.	55
Figure 32	Exemple de calcul du débit pour la pompe 1 (13 décembre 2018).	57
Figure 33	Débit mensuel moyen entrant dans la station de pompage depuis avril 2009 et précipitations sous forme de pluie.	59
Figure 34	Comparaison du débit journalier à la station de pompage et des précipitations pour la période allant du 1 ^{er} janvier 2019 au 3 mars 2020.....	60
Figure 35	Débit par cycle de pompage (a) et précipitations horaires (b) pour le 11 juillet 2019 (précipitations totales de 37,7 mm).	61

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

Figure 36	Débit moyen par cycle de pompage au début de la période de réparation de la conduite (Duhaime et al. 2019).....	62
Figure 37	Répartition des débits le long du tunnel avant les travaux sur la conduite de 2,1 m (adapté de Duhaime et al. 2019).....	65
Figure 38	Exemples de débits par unité de surface de tunnel (St-Laurent 2022).	65
Figure 39	Types d'obturateurs utilisés pour les mesures de pression d'eau et l'échantillonnage d'eau souterraine, a) obturateur pour forage de 5,08 cm, c) obturateur pour forage de 2,54 cm et c) obturateur datant de la construction du tunnel.....	67
Figure 40	Capteurs utilisés pour les mesures de pression interstitielle, a) modèle 4500H de Geokon (https://www.geokon.com/4500H-4500HH), b) modèle Track-It de Monarch Instrument (https://monarchinstrument.com/collections/track-it-data-loggers/products/track-it-pressure-temp-data-logger) et c) modèle BetaGauge PI Pro de Martel Electronics.....	68
Figure 41	Variation de la charge hydraulique dans le temps pour les six capteurs de pression munis d'un enregistreur de données.....	70
Figure 42	Variation de la charge hydraulique (a) pour les six piézomètres avec des enregistreurs de données et précipitations (b) durant les pluies du 2 août et du 4 août 2020.....	74
Figure 43	Variations de la charge hydraulique (a) et précipitations quotidiennes (b) pour les piézomètres avec enregistreurs de données.....	75
Figure 44	Pression mesurées lors de l'inondation de la station Square-Victoria le 14 novembre 2019.....	76
Figure 45	Piézométrie du tunnel Ville-Marie.....	78
Figure 46	Profil de la piézométrie en amont et en aval du TVM (adapté de St-Laurent 2022).	79
Figure 47	Position des capteurs de température et d'humidité relative (St-Laurent 2022).	81
Figure 48	Capteur THC-4 du fabricant Inkbird utilisé pour les mesures de température et d'humidité relative. Les cercles A et B montrent respectivement la thermistance et le capteur d'humidité relative (St-Laurent 2022).	81
Figure 49	Température moyenne par période de 30 jours.....	84
Figure 50	Humidité absolue moyenne par période de 30 jours.....	85
Figure 51	Écart P/R à l'extérieure de l'humidité absolue en moyenne par période de 30 jours.....	86
Figure 52	Photographies des trois joints qui ont été instrumentés, a) chainage 28+35, b) chainage 56+00, c) chainage 56+86.....	88

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

Figure 53	Schéma de l'instrumentation des joints a) pour le couloir d'évacuation entre les tours 12 et 13 et b) pour la structure principale (adapté de Duhaime et al. 2019).	90
Figure 54	Photographies du fissuromètre et de la chaîne de thermistances pour le joint du chaînage (56+00).	91
Figure 55	Ouvertures des joints (a) et température de l'air (b) aux joints des chaînages 28+35, 56+00 et 56+86.	92
Figure 56	Température de l'air et du béton pour a) le joint du chaînage 56+00, b) le joint du chaînage 56+86 et c) entre les deux joints.....	94
Figure 57	Température de l'air et du béton pour le joint du chaînage 28+35, a) à 50 mm du joint et b) à 3 m du joint.	95
Figure 58	Exemple de thermographie infrarouge pour le joint du chaînage 28+35. Le cadrage de la thermographie correspond approximativement à celui de la photographie de la Figure 52a. ...	95
Figure 59	Diagramme de Piper des différents types d'eau présents à proximité du TVM (basé sur les résultats d'analyses de Eggboro 1976).	97
Figure 60	Isotopes stables de la molécule d'eau pour le fleuve Saint-Laurent et les précipitations dans la région de Montréal.	101
Figure 61	Isotopes stables de la molécule d'eau pour l'eau souterraine de la région de Montréal.....	102
Figure 62	Puits du bassin de pompage de la tour 9.	103
Figure 63	Points d'échantillonnage pour l'eau de ruissellement a) de la sortie de la Montagne, b) de l'entrée Cathédrale (Google Street View).....	105
Figure 64	Valeurs de TDS en mg/L pour la campagne d'échantillonnage d'eau du 12 juin 2020. Les points rouges correspondent aux percements et aux obturateurs. Le point bleu correspond au bassin de pompage.	108
Figure 65	Relation entre TDS et conductivité spécifique pour les trois campagnes d'échantillonnage.	108
Figure 66	Diagramme de Piper pour les trois campagnes d'échantillonnage	109
Figure 67	Isotopes stables de la molécule d'eau pour les échantillonnages réalisés par temps sec.....	111
Figure 68	Isotopes stables de la molécule d'eau pour l'échantillonnage du bassin de pompage et du ruissellement du 25 juillet 2018.	112
Figure 69	Relation entre les concentrations de chlore total et de THM totaux.	113
Figure 70	Concentrations de Zn en fonction de la valeur de TDS pour l'ensemble des échantillons d'eau.	114

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

Figure 71	Interprétation des composantes de l'eau d'infiltration à partir des valeurs de TDS, de $\delta^2\text{H}$ et des concentrations de THM.	116
Figure 72	Modèle numérique de Duhaime et al. (2018) reproduisant fidèlement la géométrie du tunnel sans les remblais et sans les parois moulées (tiré de Duhaime et al. 2018).	120
Figure 73	Comparaison de la distribution des charges hydrauliques et de la position de la nappe pour a) la section ouest du tunnel (56+00) avec un remblai 80 fois plus perméable que le sol naturel, b) la section ouest du tunnel (56+00) avec un remblai 1000 fois moins perméable que le sol naturel et c) la section centrale du tunnel (42+00) avec un remblai 80 fois plus perméable que le sol naturel.	122
Figure 74	Modèles numériques d'une section 2D du TVM pour le chaînage 56+00 a) sans fuite d'eau potable et b) avec une fuite d'eau potable de $29 \text{ L}\cdot\text{km}^{-1}\cdot\text{s}^{-1}$. Les courbes grises sont des équipotentielles dont les charges hydrauliques sont données en mètre. Les vecteurs rouges montrent la direction de l'écoulement d'eau souterraine.	123
Figure 75	Modèle 3D simplifié de l'hydrogéologie du tunnel.	125
Figure 76	Photographies montrant la position des parois moulées a) entre les chainages 44+00 et 49+00, et b) entre les chainages 27+00 et 33+00.	126
Figure 77	Distribution des charges hydrauliques (en m) pour $K_r = 7 \times 10^{-3} \text{ m/s}$ et $K_s = 4 \times 10^{-5} \text{ m/s}$ sur le plan $z = 0 \text{ m}$. Le haut de la figure correspond à l'est du tunnel (chaînage 28+71). Le bas de la figure correspond au chaînage 59+05.	129
Figure 78	Rabattements très localisés à proximité des percements pour $K_s = K_r$	130
Figure 79	Relation entre le débit au bout d'un tubage et la charge de pression à l'extrados pour un forage de 5 cm de diamètre.	131
Figure 80	Comparaison des mesures de capteur de pression et de l'élévation des percements avec les surfaces piézométriques obtenues avec le modèle numérique.	132
Figure 81	Exemples de modèles physiques a) de joints de dilatation (Ding et al. 2017) et b) de fissure (Haack 1991).	136
Figure 82	Représentation schématique du modèle réduit (M'nasri 2020). ...	138
Figure 83	Étapes de la construction du modèle a) coffrage avant la mise en place du béton, b) coffrage après la mise en place du béton, c) feutres et pellicules plastiques utilisées pour les cinq premiers jours de cure.	139
Figure 84	Disposition des thermocouples (M'nasri 2020).	140
Figure 85	Thermocouples, fissuromètre et gouttière utilisée pour canaliser le débit pour le joint 4 (modifié de M'nasri 2020).	140

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

Figure 86	Les quatre joints du modèle physique a) joint de référence avec lame d'arrêt d'eau en PVC, b) feuille de polystyrène extrudé sans lame d'arrêt d'eau, c) trois feuilles minces de polystyrène extrudé, d) feuille de polystyrène extrudé scellée avec du silicone.....	142
Figure 87	Circulation d'eau durant les deux phases de l'essai.....	143
Figure 88	Conditions aux frontières du modèle numérique	145
Figure 89	Débit pour chaque joint pendant l'essai.....	146
Figure 90	Température de l'eau dans le modèle et du béton pour le joint 1 (joint avec lame d'arrêt d'eau)	147
Figure 91	Température de l'eau dans le modèle et du béton pour le joint 3 (joint avec feuilles minces)	147
Figure 92	Température à la surface du modèle réduit par thermographie infrarouge.....	149
Figure 93	Calibrage des températures pour le modèle numérique de joints.	150
Figure 94	Comparaisons des mesures de températures et des résultats de simulations pour la surface du modèle.	151
Figure 95	Influence de la température de l'eau et de l'humidité relative sur la température minimale observée à la surface du béton pour $T_{air} = 20,5$ °C.....	152
Figure 96	Influence du coefficient de convection sur la température minimale observée à la surface du béton pour $T_{air} = 20,5$ °C.....	153
Figure 97	Relations entre le débit et la température minimale à la surface d'un joint pour des conditions atmosphériques représentatives des conditions dans le TVM en hiver, au printemps et en été.....	154
Figure 98	Deuxième version du montage montré après avoir coulé la partie du bas et avant de couler le couvercle de béton.	156
Figure 99	Profil de la charge hydraulique le long tunnel pour trois scénarios d'ajout de percements aux chainages 51+00 et 55+00.	159
Figure 100	Secteurs où l'eau souterraine est confinée par la structure du TVM, a) secteur à l'ouest de la tour 13, b) secteur à l'est de la tour 13 et c) vue en plan présentant les deux secteurs.	161
Figure 101	Exemple de réparation a) pour les joints de construction (NCHRP (2010) et b) pour les joints de dilatation (AFTES 2016).....	163
Figure 102	Exemple d'injections dans un plénum de ventilation de la tour 13 (près du chainage 61+00).....	164
Figure 103	Joint de construction instrumenté au PVN Saint-Claude dans le métro de Montréal.....	165
Figure A.1	Moyennes annuelles de T et HA	178

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

Figure A.2 Écarts annuels des moyennes quotidiennes de T et HA	178
Figure A.3 Écarts quotidiens moyens de T et de HA	178

INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS

LISTE DES SYMBOLES ET DES ABBRÉVIATIONS

A	Surface du bassin de la station de pompage principale
AFTES	Association française des tunnels et de l'espace souterrain
b_i	Ordonnée à l'origine de la régression du niveau dans le bassin
c	Vitesse de la lumière
c_p	Capacité thermique massique de l'air
D	Diamètre d'un forage
ÉTS	École de technologie supérieure
FHWA	<i>Federal Highway Administration</i>
GC-MS	Chromatographie gazeuse couplée à la spectrométrie de masse
h	Charge hydraulique, somme des charges de pression et d'élévation
h_c	Coefficient de convection
H_p	Charge de pression
h_{Planck}	Constante de Planck
HA	Humidité absolue
HR	Humidité relative
IAEA	Agence internationale de l'énergie atomique
ICP-MS	Spectrométrie de masse à plasma à couplage inductif
ICP-OES	Spectrométrie d'émission optique à plasma à couplage inductif
J_{conv}	Condition à la frontière pour le flux de chaleur – composante liée à la convection
J_{evap}	Condition à la frontière pour le flux de chaleur – composante liée à l'évaporation
J_{ext}	Condition à la frontière pour le flux de chaleur
k	Constante de Boltzmann
K	Conductivité hydraulique
$K_{béton}$	Conductivité hydraulique du béton
K_{joint}	Conductivité hydraulique d'un joint
K_r	Conductivité hydraulique du remblai
K_s	Conductivité hydraulique du sol
L	Distance entre deux points
LIDAR	Méthode de télédétection (<i>Light Detection and Ranging</i>)
m_i	Pente de la droite de régression du niveau d'eau dans le bassin
n	Paramètre de la théorie de van Genuchten utilisé pour décrire la relation entre la conductivité hydraulique et la pression d'eau
NCHRP	<i>National Cooperative Highway Research Program</i>
N_λ	Rayonnement infrarouge d'un corps noir réel
$N_{\lambda,b}$	Rayonnement infrarouge d'un corps noir idéalisé
p	Pression interstitielle
Q	Débit
$Q_{après}$	Débit entrant dans le bassin après le démarrage d'une pompe
Q_{avant}	Débit entrant dans le bassin avant le démarrage d'une pompe
R_v	Constante des gaz pour la vapeur d'eau
SPT	Essai de pénétration standard

INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS

STM	Société de transport de Montréal
t	Temps
T	Température
T_{air}	Température de l'air
$T_{béton}$	Température du béton
T_{eau}	Température de l'eau
t_{pompe}	Temps de fonctionnement d'une pompe pour le calcul du débit
TDS	Teneur en solide dissous
THM	Trihalométhane
TVM	Tunnel Ville-Marie
UQAM	Université du Québec à Montréal
VSMOW	Référence pour les rapports des isotopes stables de la molécule d'eau (<i>Vienna Standard Mean Ocean Water</i>)
WMO	Organisation météorologique mondiale
x	Coordonnée selon l'axe du TVM dans le modèle numérique 3D
y_{max}	Niveau d'eau maximal dans le bassin de pompage
y_{min}	Niveau d'eau minimal dans le bassin de pompage
z	Élévation
α	Paramètre de la théorie de van Genuchten utilisé pour décrire la relation entre la conductivité hydraulique et la pression d'eau.
$\delta^{18}O$	Proportion des isotopes stables de l'oxygène
δ^2H	Proportion des isotopes stables de l'hydrogène
Δh	Différence de charge hydraulique
Δh_v	Enthalpie de vaporisation de l'eau
ε	Émissivité
λ	Longueur d'onde du rayonnement émis
ρ_a	Masse volumique de l'air
ρ_w	Masse volumique de l'eau
$\partial h / \partial y$	Gradient hydraulique

1. INTRODUCTION

Le tunnel Ville-Marie (TVM) est un axe routier très important du centre-ville de Montréal. Le tunnel s'étend sur 1,95 km d'est en ouest. Les voies de cet échangeur souterrain ont une longueur totale de 5,8 km (voies A à L). Le tunnel a été construit dans une tranchée creusée dans le roc (partie centrale du tunnel) et les dépôts meubles du centre-ville (partie ouest du tunnel).

Le tunnel a été mis en service en 1974. D'importants travaux de rénovation et de mise en sécurité doivent être réalisés entre 2020 et 2030. La planification des travaux a permis d'observer différents problèmes associés aux infiltrations d'eau dans le tunnel. Les infiltrations d'eau par les joints de dilatation, les joints de construction et les fissures amènent une dégradation des éléments structuraux en béton et en acier. Elles entraînent aussi la formation de glaçons et de plaques de glace sur les voies de circulation.

Le MTQ a demandé à être accompagné par une équipe de l'École de technologie supérieure (ÉTS) pour la réalisation d'un projet de recherche sur les infiltrations d'eau dans le TVM. Le projet R793.1 avait cinq objectifs :

1. Caractériser les débits d'infiltration et leurs variations dans le temps;
2. Caractériser les propriétés chimiques des eaux d'infiltration;
3. Modéliser les écoulements d'eau souterraine responsables des infiltrations;
4. Proposer des solutions pour capter, freiner ou rediriger l'eau afin de protéger l'infrastructure;
5. Accompagner le Ministère lors de la conception des travaux à effectuer pour corriger la situation afin d'assurer un transfert optimal des connaissances.

En cours de projet, d'autres objectifs secondaires se sont ajoutés en fonction des résultats préliminaires. Entre autres, des objectifs concernant la caractérisation des joints de dilatation du tunnel ont été ajoutés. Certains joints ont été instrumentés et des avancées ont été réalisées concernant la caractérisation des infiltrations aux joints par thermographie infrarouge (M'nasri 2020). L'importance de caractériser l'écart entre les conditions climatiques dans le tunnel et à l'extérieur a aussi été constatée. Par exemple, les températures plus froides près des extrémités du tunnel expliquent la formation de glaçons dans la partie ouest du tunnel. L'étude des solutions potentielles aux problèmes d'infiltration a aussi mené à la réalisation de projets de recherche parallèles, notamment sur les injections d'imperméabilisation pour les fissures et les joints dans le béton (El Mekari et al. 2022).

Le projet de recherche a mené à la formation de huit étudiants aux cycles supérieurs et stagiaires postdoctoraux :

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

- Simon Weber (stage postdoctoral, 2017-2019) et Pouyan Pirnia (stage postdoctoral, 2019-2020)
Modélisation par éléments finis des écoulements d'eau souterraine à l'échelle du TVM
- Cédric Klotoé (stage postdoctoral 2018-2019) et Mansoureh Mouchan (maîtrise, 2019-2023)
Modélisation des écoulements et des transferts de chaleur près des joints de dilatation
- Salma M'nasri (maîtrise, 2018-2020)
Développement d'un modèle physique de joint au laboratoire
- Quentin Lovric (maîtrise, 2017) et Xavier St-Laurent (maîtrise, 2018-2022)
Instrumentation du TVM pour les mesures de température, de débit et de pression d'eau
- Khalil El Mekari (doctorat, 2018-2023)
Injection d'imperméabilisation dans les fissures et dans les joints de construction

Ce rapport final fait suite à trois rapports d'étapes (Weber et al. 2017; Duhaime et al. 2018; 2019). Les principaux résultats du projet sont présentés en six chapitres. Le chapitre 2 présente une revue des principales caractéristiques du TVM en relation avec les problèmes d'infiltration. Le chapitre 3 présente les résultats de l'instrumentation du tunnel, notamment les mesures du débit, de la pression d'eau à l'extrados, de la caractérisation des joints et des conditions climatiques dans le tunnel. Le chapitre 4 présente les résultats des campagnes d'échantillonnage de l'eau à l'extrados du tunnel et dans le système de drainage du tunnel. Le chapitre 5 présente un modèle numérique des écoulements à l'échelle du tunnel. Le chapitre 6 présente un modèle réduit de joint de dilatation qui a été utilisé pour le développement de méthodes de caractérisation des joints par thermographie infrarouge. Finalement, le chapitre 7 discute des solutions aux problèmes d'infiltration d'eau dans le TVM à la lumière des résultats obtenus dans ce projet.

2. DESCRIPTION GÉNÉRALE DU TUNNEL

Les rapports d'étape ont présenté différentes informations sur le tunnel, sur son contexte géotechnique et hydrogéologique, et sur les observations réalisées lors des visites et des travaux dans le tunnel.

Le premier rapport (Weber et al. 2017) a présenté une première description du tunnel et de son système de drainage. Ce rapport a aussi présenté une revue détaillée du contexte géologique et hydrogéologique du TVM à partir d'informations disponibles dans des rapports généraux sur la géotechnique et l'hydrogéologie du centre-ville de Montréal, notamment ceux de Ville de Montréal (1984), Clark (1972), Prest et Hode-Keyser (1982), Boyer et al. (1985) et Bériault et Simard (1978).

Le deuxième rapport (Duhaime et al. 2018) a présenté de nouveaux détails sur les percements qui drainent la tranchée du tunnel, sur les fuites du réseau de drainage et sur la formation de glace dans la partie ouest du tunnel.

Le troisième rapport (Duhaime et al. 2019) a présenté une analyse détaillée de l'information présentée dans les études géotechniques réalisées à proximité du TVM. Alors que le rapport 1, traitait des sources d'informations générales, le rapport 3 traitait des rapports géotechniques produits dans le cadre de projets d'ingénierie. Entre autres, ce rapport présente une analyse détaillée de l'information disponible dans l'étude géotechnique qui a précédé la construction du TVM. Ce rapport présente aussi les informations manquantes qui pourraient être obtenues avec une nouvelle étude géotechnique. On note surtout le manque d'information sur la conductivité hydraulique du remblai et la distribution des charges hydrauliques autour du tunnel et dans les sols naturels. Comme on le verra au chapitre 5 avec la présentation du modèle numérique, ces paramètres ont une grande influence sur la modélisation des écoulements à proximité du tunnel.

Ce chapitre présente un résumé de l'information rassemblée durant le projet sur le TVM, son contexte géotechnique et hydrogéologique, son système de drainage et les problèmes d'infiltration d'eau.

2.1 Présentation générale du TVM

Le TVM est un échangeur souterrain comportant huit tunnels identifiés par les lettres A, B, C, D, E, F, K et L. Les voies A et B sont les principaux axes est-ouest allant des rues Guy à Saint-Urbain. La circulation est dirigée vers l'ouest dans la voie A et vers l'est dans la voie B. Les voies A et B ont une longueur de 1,95 km. Les voies C, D, E, F, K et L sont des bretelles d'entrée et de sortie dont la longueur varie entre 30 et 600 m (Service d'incendie de la Ville de Montréal 1981). La Figure 1 montre une vue en plan du TVM.

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

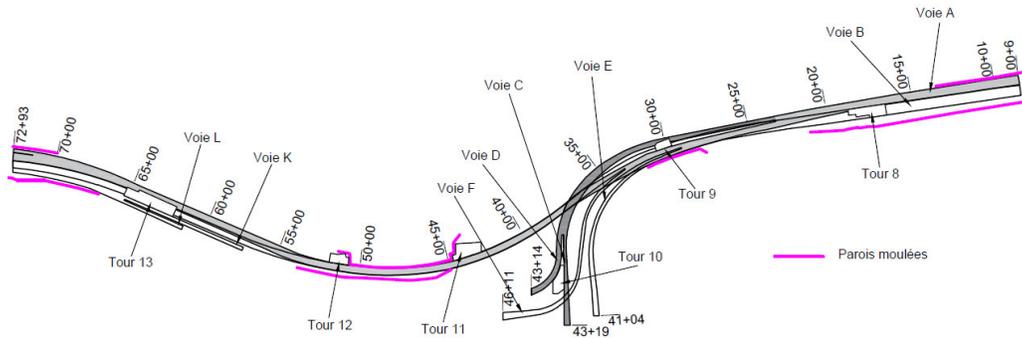


Figure 1 Carte du TVM avec identification des voies, des chainages et des secteurs où des parois moulées ont été construites lors de la construction du tunnel (adapté de St-Laurent 2022).

La Figure 2 montre une vue en profil des voies principales et des bretelles du TVM. Des photographies de la construction du TVM pour différents chainages sont présentées à la Figure 3. Les Figures 4 et 5 montrent la section du TVM pour les chainages 28+50, 47+00, 54+00 et 58+00. Ces chainages sont exprimés en pieds linéaires.

Les voies sont plus profondes dans la section centrale du tunnel. Le radier du tunnel atteint une élévation minimale de -17,5 m entre les chainages 32+80 et 37+75. L'excavation a principalement été réalisée dans le roc pour les sections plus profondes (Figures 3a et 3b). Dans les parties profondes, les voies A et B sont superposées, avec la voie A au-dessus de la voie B. Près des extrémités du tunnel, la profondeur des excavations dans le roc diminue et les voies se déplacent latéralement (Figure 3c) pour être côtes-à-côtes aux portails est et ouest.

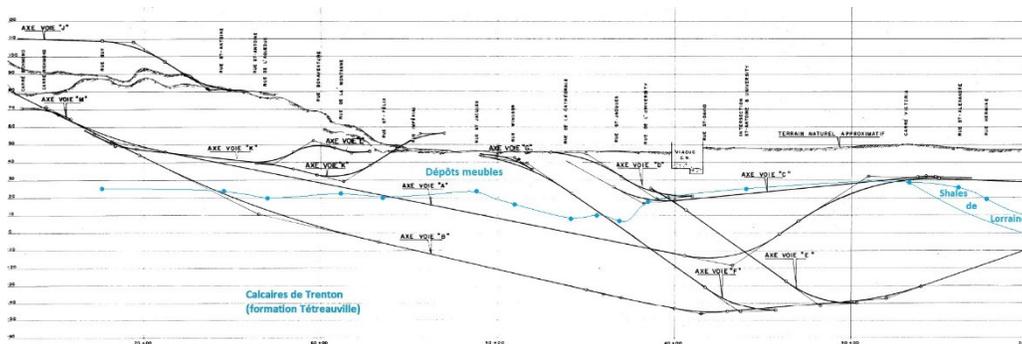


Figure 2 Vue en profil du tunnel et de la stratigraphie (tiré de Weber et al. 2017).

INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS

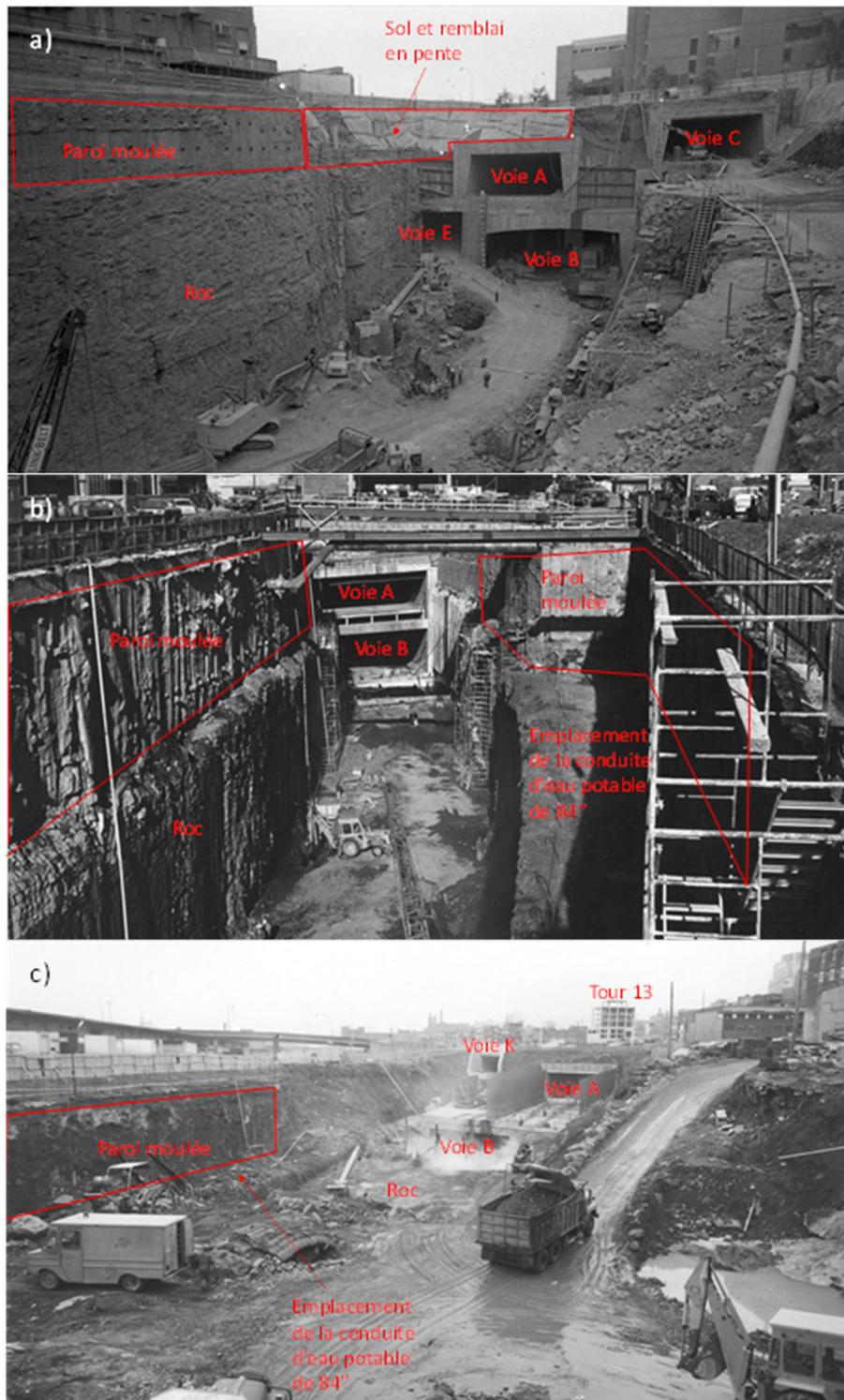


Figure 3 Photographies de la construction du TVM pour les chainages a) 30+00 à 33+00, b) 44+00 à 49+00 et c) 54+00 à 58+00.

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

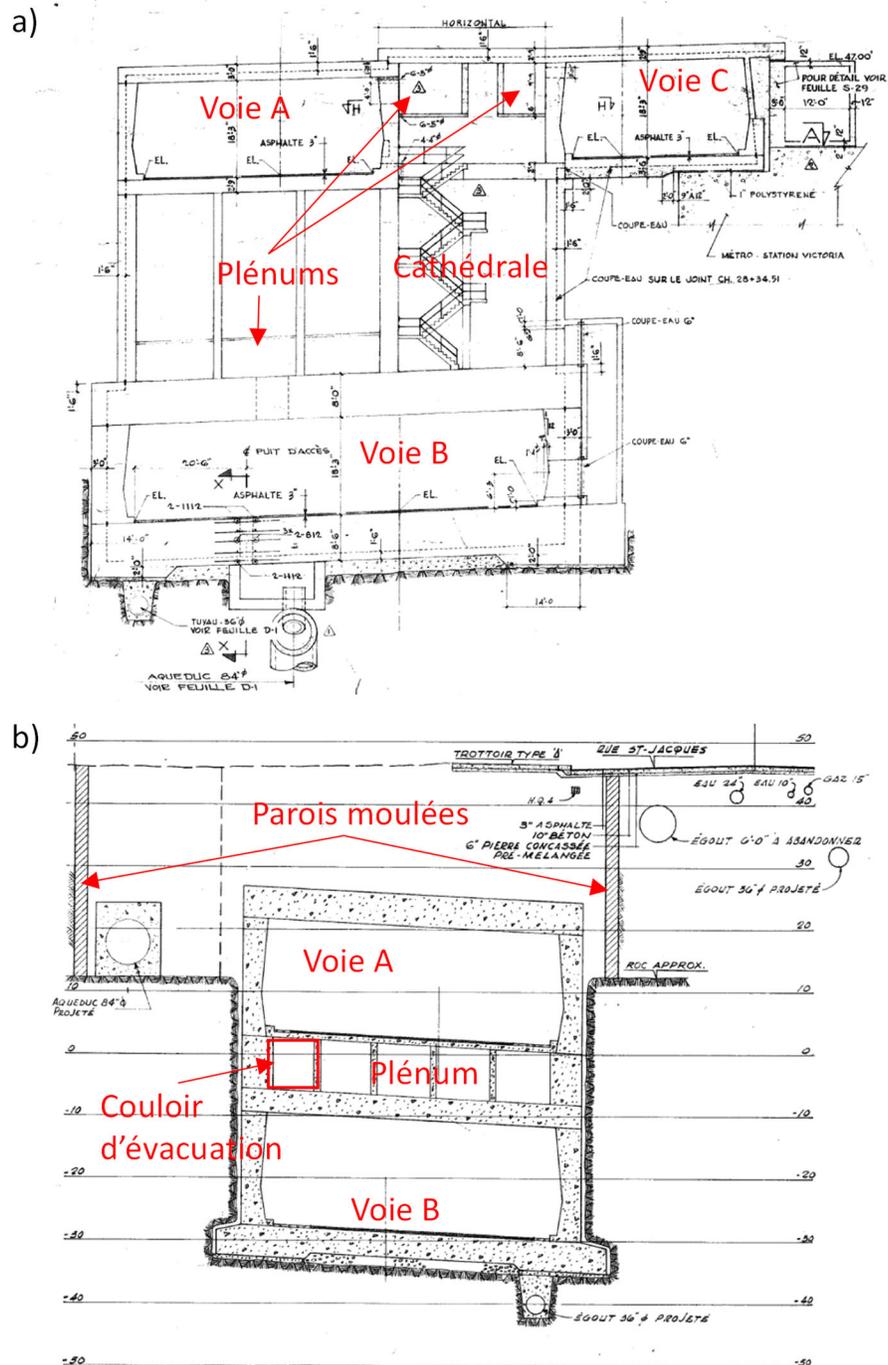


Figure 4 Représentation schématique de la section du TVM dans la partie centrale, aux chainages a) 28+50 et b) 47+00.

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

60 cm de diamètre. Ces tuyaux ont été retirés quelques heures après avoir coulé chaque section des parois moulées, laissant ainsi en place un joint de béton semi-circulaire qui pouvait être utilisé comme guide pour l'excavation de la section de tranchée suivante et comme clé pour l'emboîtement des sections. La surface semi-circulaire produit toutefois un joint froid qui est probablement relativement perméable. Les photographies de la construction du tunnel montrent d'ailleurs des fissures importantes au droit de chaque joint (Figure 6a). Des surfaces de suintement sont parfois visibles à la base des sections des parois moulées, mais celles-ci sont moins importantes que les surfaces de suintement qui prennent leur origine dans les horizons plus perméables du roc (Figure 6b).

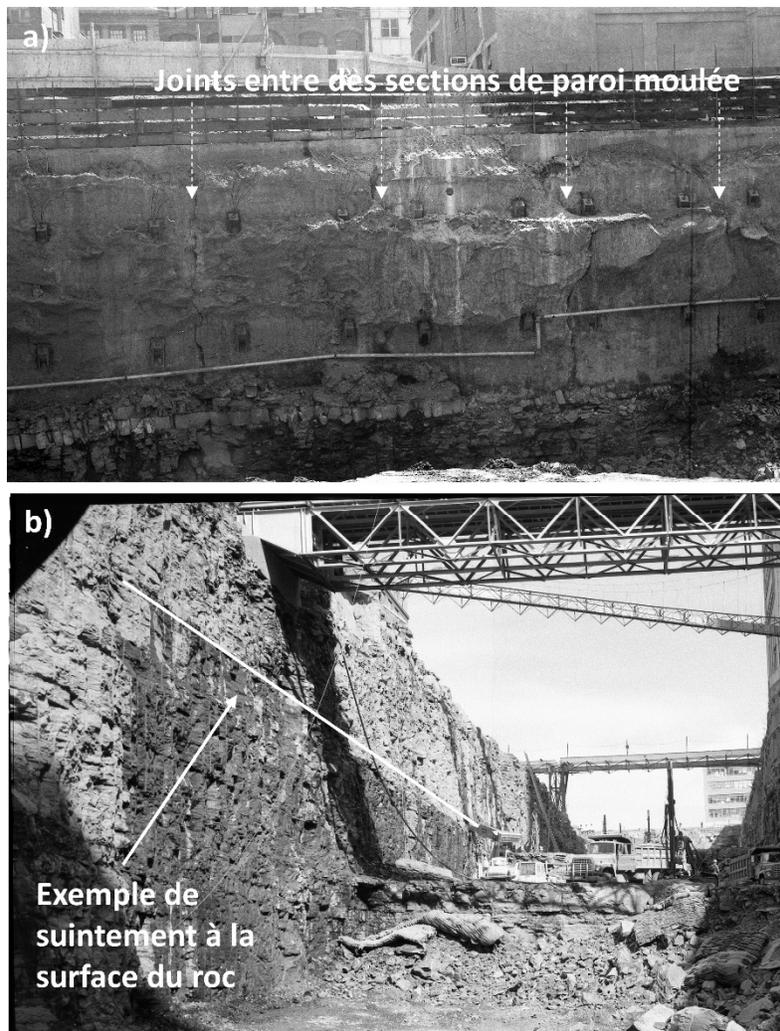


Figure 6 Exemples de joints entre les sections de paroi moulée (a) et de surface de suintement à la surface du roc (b).

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

L'épaisseur de la structure principale en béton varie entre 915 et 3050 mm (St-Laurent 2022). Le tunnel a été construit par sections de 15 m séparées par des joints de dilatation. Les joints comprennent une feuille de polystyrène expansé et une bande d'arrêt d'eau souple (Figures 7 et 8). Pour les joints de construction, les bandes d'arrêt d'eau sont décrites comment des lames d'acier de 15 ou 20 cm de largeur et 0,3175 cm d'épaisseur (6 ou 8" par 1/8").

Les bandes d'arrêt d'eau ne sont généralement pas visibles dans le tunnel et elles n'ont pas été rencontrées lors des forages réalisés pour l'installation de l'instrumentation présentée au chapitre 3. Il est donc difficile d'évaluer leur état. La Figure 9 montre un des rares exemples de bande d'arrêt d'eau en acier visible dans le tunnel. Celle-ci est présente au niveau du joint de construction entre les structures des plénums de la tour 13 et de la voie B. La bande d'arrêt d'eau est probablement oxydée en raison de son exposition à l'eau et aux sels déglaçants.

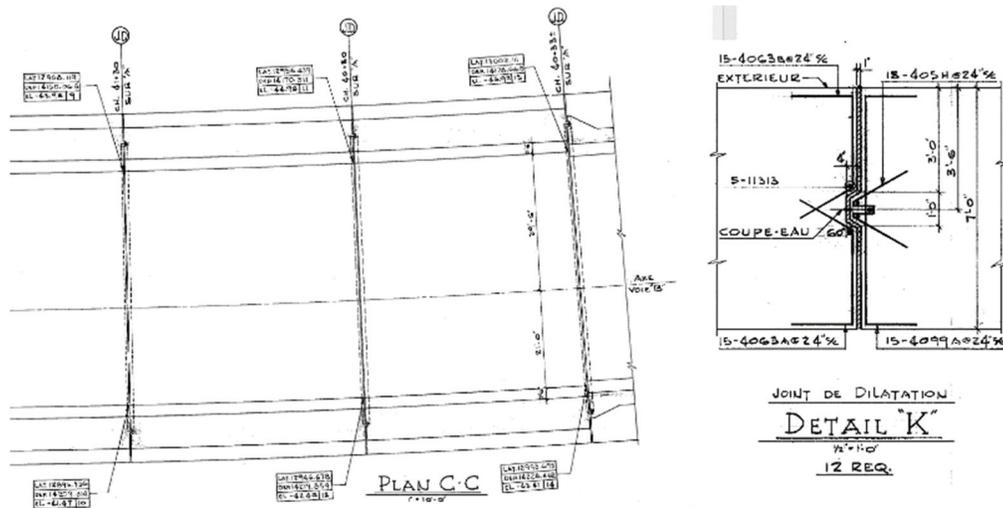


Figure 7 Exemple de joint de dilatation dans les plans du TVM.

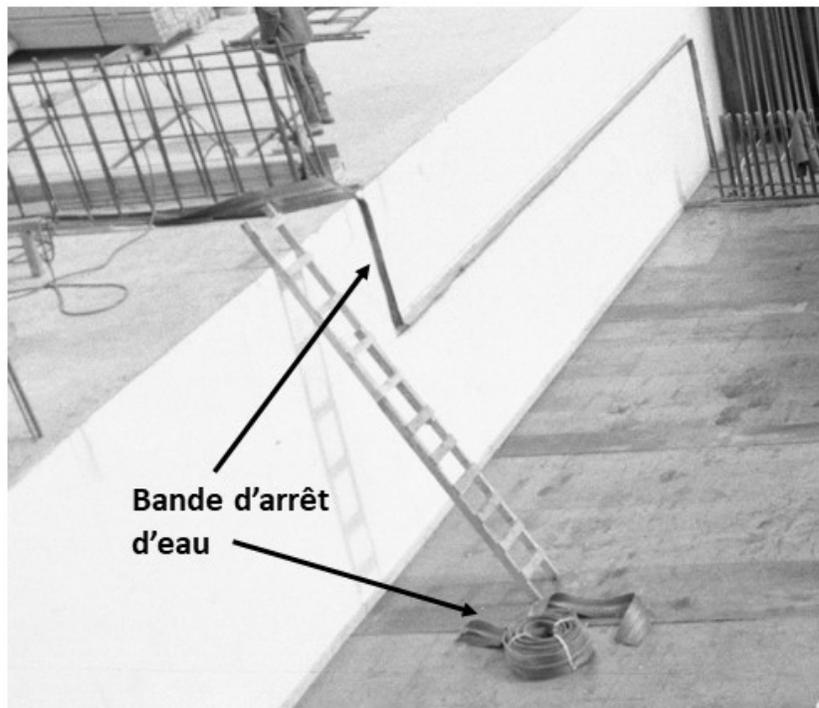


Figure 8 Photographie d'une bande d'arrêt d'eau souple en polymère pendant la construction du TVM, près de la tour 9.

Les couloirs de secours et les plénums de ventilation sont parfois à l'intérieur de la structure principale (Figure 4) et parfois dans de plus petites structures secondaires (Figure 5). L'épaisseur du béton pour les structures secondaires est beaucoup plus faible (457 mm) que pour la structure principale.

Le béton de la structure principale et des structures secondaires est parfois coulé avec une méthode conventionnelle avec des coffrages à l'intrados et à l'extrados. Cette méthode a été utilisée entre les chainages 37+25 et 43+25 (St-Laurent 2022) et dans la partie ouest du tunnel où la structure est principalement au-dessus du roc. Lorsque que cette méthode est utilisée dans le roc, un matériau granulaire de 1,2 m d'épaisseur a été mis en place entre la structure et le roc. Les propriétés de ce matériau granulaire sont inconnues.

Dans d'autres parties du TVM, la structure principale est épaulée au roc. Avec cette méthode de construction, une couche de béton d'aplanissement a tout d'abord été coulée contre le roc pour aplanir la surface irrégulière laissée par le dynamitage et les forages de prédécoupage du roc (Figure 10a). Ce béton est recouvert d'une membrane bitumeuse (Figure 10b). La paroi de béton d'aplanissement a été utilisée comme coffrage à l'extrados pour couler la structure principale du tunnel. Cette méthode a été utilisée entre les chainages 20+00 et 32+00, et 43+25 et 73+00 (St-Laurent 2022), une section du tunnel

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

pour laquelle les techniques de construction sont relativement bien documentées en raison du grand nombre de photographies prises lors de la construction.

Les deux méthodes de construction utilisées pour la structure principale de béton impliquent que la tranchée de matériau granulaire à l'extrados est discontinue. Il est difficile d'estimer la perméabilité de ce matériau granulaire et de l'interface entre le roc et le tunnel aux endroits où la structure de béton est épaulée au roc. Notons par contre que les forages réalisés pour l'installation des instruments présentés au chapitre 3 ont presque tous permis d'observer un débit assez élevé lors du percement de la structure (p. ex. de l'ordre du L/s pour les forages de 5 cm de diamètre).

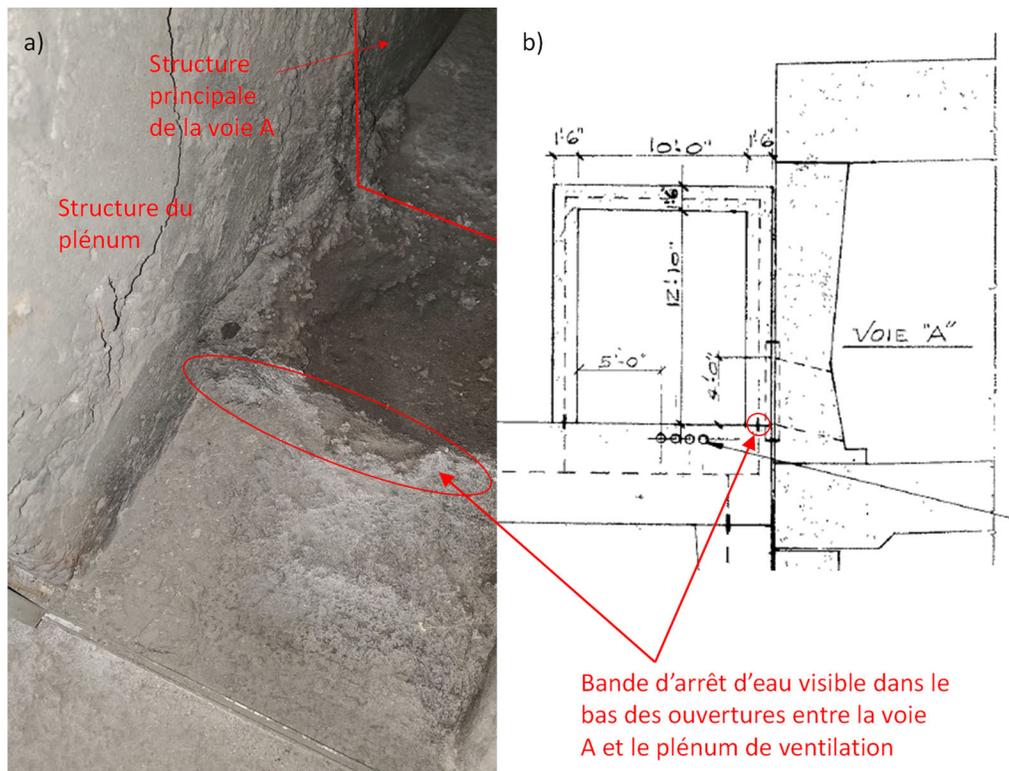


Figure 9 Photographie d'une bande d'arrêt d'eau visible dans un des plénums de la tour 13 (a) et représentation schématique de la position de la lame d'arrêt d'eau (b).

INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS



Figure 10 Exemples de béton utilisé pour aplanir la surface du roc (a) et de membrane bitumeuse (b).



Figure 11 Exemple de membrane bitumeuse à l'extrémité d'une carotte de la structure du couloir d'évacuation entre les tours 12 et 13.

2.2 Contexte géologique et hydrogéologique

La tranchée du TVM a été excavée dans les dépôts meubles et le roc. Cette section présente le contexte géologique et hydrogéologique du TVM.

Les dépôts meubles à proximité du TVM peuvent être regroupés en trois formations principales dont l'histoire géologique est reliée à la dernière glaciation. Les événements marquants du quaternaire (derniers 2,58 millions d'années) dans la région de Montréal ont été décrits en détail par Prest et Hode-Keiser (1982). L'épaisseur des dépôts meubles varie entre 5 et 20 m dans le secteur du TVM. Le till de Malone est la formation la plus ancienne. Les tills sont des matériaux déposés par les glaciers qui ont généralement une granulométrie étalée avec des particules fines, du sable, du gravier et des cailloux. Le till de Malone contient beaucoup de pierre et de gravier. Il est généralement très dense et a une faible perméabilité. Au-dessus du till de Malone, on rencontre le complexe intermédiaire. Cette formation a été déposée pendant une période de réchauffement accompagnée de cycles de retrait et de progression des glaciers. Le complexe intermédiaire inclut des couches de till avec une granulométrie étalée, des couches de sédiments plus graveleux ou sablonneux associés à des eskers ou des rivières, et des sédiments lacustres plus fins (argiles et silt) et moins perméables. Ces sédiments d'origine Lacustre sont entre autres associés au Lac glaciaire Chateauguay décrit par Lasalle (1981) et Occhietti (1989). Le complexe intermédiaire est donc très hétérogène. Les essais de perméabilité

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

réalisés en forage dans le cadre de l'étude géotechnique qui a précédé la construction du tunnel montrent une grande variabilité de la conductivité hydraulique (K) avec la présence de couches très perméables (K de l'ordre de 0,01 m/s). Finalement, le till de Fort Covington est présent au-dessus du complexe intermédiaire. Ce till est plus argileux et plus fin que le till de Malone. Le till de Fort Covington a été déposé durant la dernière phase de la dernière glaciation. Sa perméabilité est généralement faible.

Trois autres types de matériaux peuvent être observés dans les dépôts meubles à proximité du TVM. Premièrement, les formations mentionnées précédemment sont parfois recouvertes d'argiles marines associées à la mer de Champlain, l'étendue d'eau salée qui a envahi la vallée du Saint-Laurent suite à la dernière glaciation. On rencontre quelques lentilles d'argile à proximité du TVM, notamment à l'emplacement de l'ancien planétarium Dow et de l'ancienne gare Bonaventure (coin Peel et Saint-Jacques, chainage 48+00). Les argiles de la mer de Champlain sont sensibles au remaniement, relativement molles et susceptibles au tassement en cas de rabattement de la nappe phréatique (Boyer et al. 1985; Leroueil et al. 1983). Deuxièmement, les anciens lits de rivières présents à proximité du TVM sont associés à des alluvions, des marnes et des sols organiques récents. L'ancien cours d'eau le plus important à proximité du TVM est le ruisseau Saint-Martin qui longeait la rue Saint-Jacques (Gagnon 2006; Mahaut 2016). Le lit de l'ancien torrent Peel croise quant à lui le tunnel au niveau du boulevard Robert-Bourassa. La Figure 15 de Weber et al. (2017) compare la position de ces cours d'eau avec l'emplacement du TVM. Comme les argiles de la mer de Champlain, les argiles organiques et les marnes peuvent subir des tassements importants si elles sont soumises à une diminution des pressions interstitielles. Troisièmement, on retrouve en surface des remblais dont l'épaisseur peut atteindre une dizaine de mètres à proximité du TVM. Les propriétés des remblais sont très variables. L'épaisseur des remblais est notamment très importante dans la tranchée du TVM. La Figure 5b montre par exemple une épaisseur de remblai d'environ 10 m au-dessus du centre de la voie B pour le chainage 62+00.

La Figure 12 montre un profil des dépôts meubles le long du TVM entre les rues Guy et Sanguinet adapté de Ville de Montréal (1984). La position du profil correspond à la rue Viger dans l'est (ligne rouge) et à la ligne pointillée rouge dans l'ouest. L'épaisseur des formations mentionnées dans les paragraphes précédents varie considérablement le long du tunnel. L'épaisseur du complexe intermédiaire est plus grande à l'ouest du chainage 43+00 et de la rue Mansfield. Le till de Fort Covington est absent le long de cette partie du tunnel. La Figure 13 présente deux exemples de rapports de forages provenant de l'étude géotechnique qui a précédé la construction du TVM. La position approximative de ces deux forages est présentée sur la Figure 12. La Figure 13a présente un exemple de forage qui rencontre une épaisseur importante de sable brun et gravier associée au complexe intermédiaire. On remarque que la perméabilité est variable et qu'elle peut atteindre 1×10^{-3} m/s. La Figure 13b montre un exemple de forage qui rencontre le till de Fort Covington (sable gris silteux, gravier, cailloux) et le complexe intermédiaire (sable gris, gravier schiste). Les

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

mesures de conductivité hydraulique montrent aussi une valeur élevée dans le bas du till de Fort Covington ou dans le haut complexe intermédiaire (1×10^{-3} m/s).

En ce qui concerne le roc, la tranchée du TVM a principalement été excavée dans la formation de Tétreauville du groupe de Trenton. Cette formation est composée de calcaire compact et fossilifère. Le calcaire forme des lits allant jusqu'à 15 cm d'épaisseur séparés par des passées de shale (Clark 1972). La teneur en shale est plus élevée au sommet de la formation, soit vers l'est du TVM. Au-dessus de la formation de Tétreauville, dans la partie est du tunnel, la tranchée rencontre les shales de la formation de Nicolet du groupe de Lorraine. Notons que ces shales sont parfois identifiés dans la littérature comme faisant partie du shale d'Utica, mais leur faible teneur en calcaire est plus cohérente avec une appartenance au groupe de Lorraine (Clark 1972; Trempe 1978).

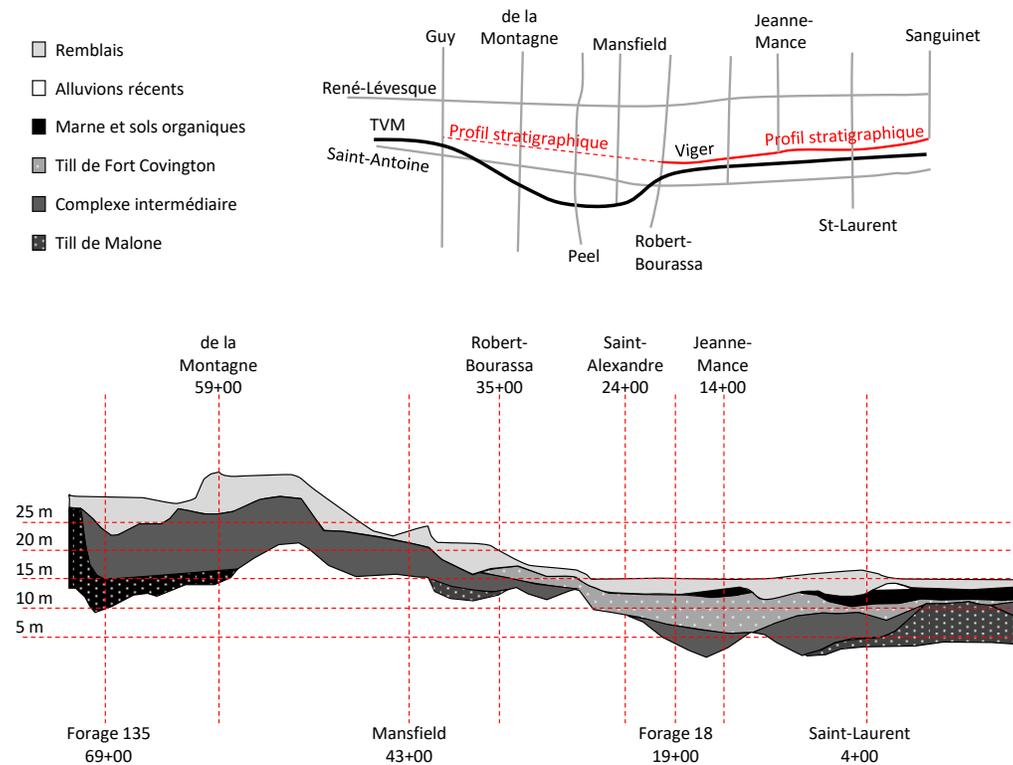


Figure 12 Profil stratigraphique le long des rues Viger et Argyle (adapté de Ville de Montréal 1984). L'espace blanc sous les dépôts meubles correspond au roc.

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

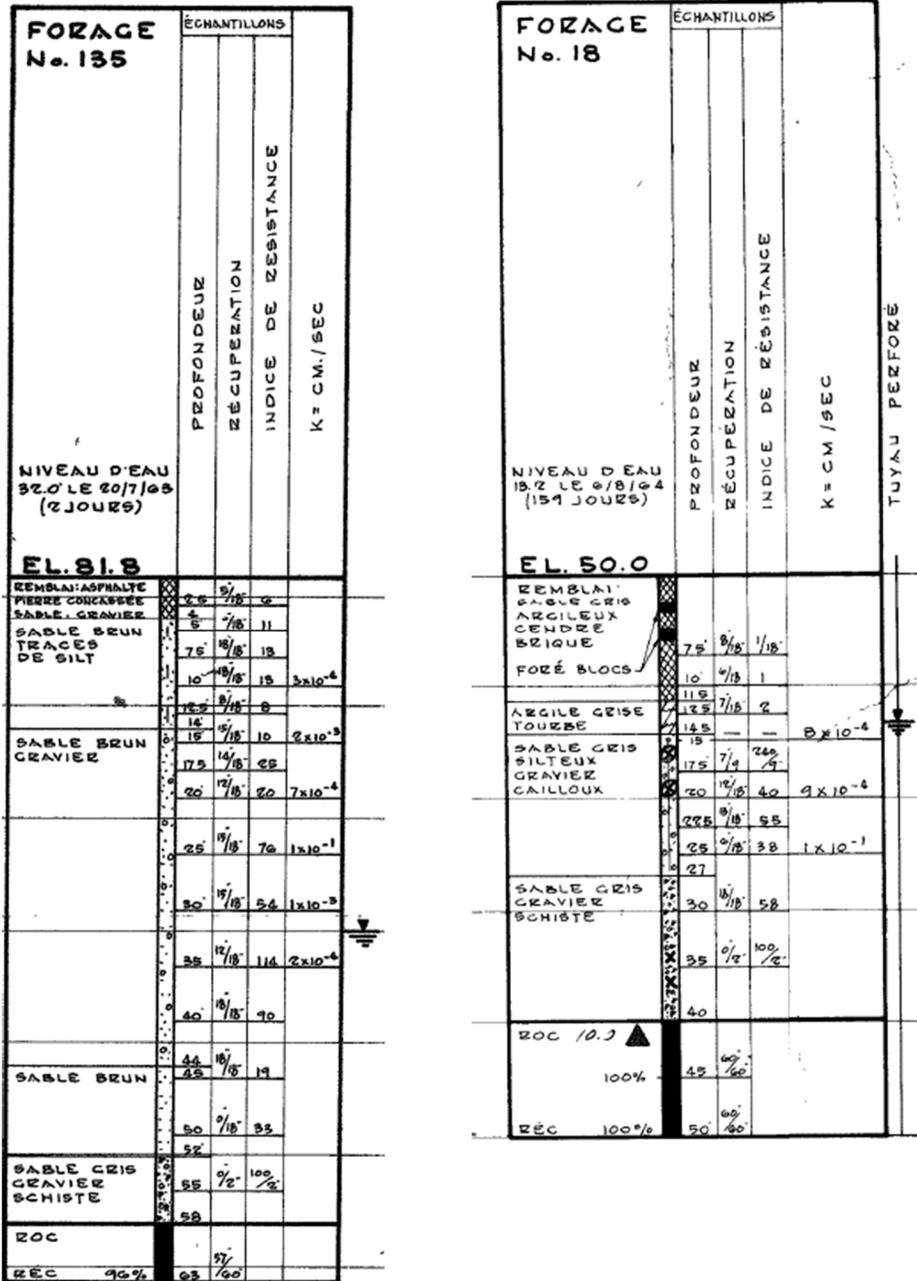


Figure 13 Exemples de rapports de forages tirés de l'étude géotechnique qui a précédé la construction du TVM, (a) 69+00 (coin Lusignan et Saint-Antoine) et (b) 19+00 (coin de Bleury et Viger).

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

La section de la Figure 2 présente l'emplacement du contact entre les formations de Tétreauville et de Nicolet estimé à partir des sections présentées dans le rapport de Ville de Montréal (1984). Ce contact graduel devrait croiser la partie supérieure de la tranchée du TVM à l'est du Square Victoria avec un faible pendage de 1 ou 2 degrés (Clark 1972). Le contact est visible sur certaines photographies de la construction du TVM. La Figure 14 présente un exemple tiré de Clark (1972).

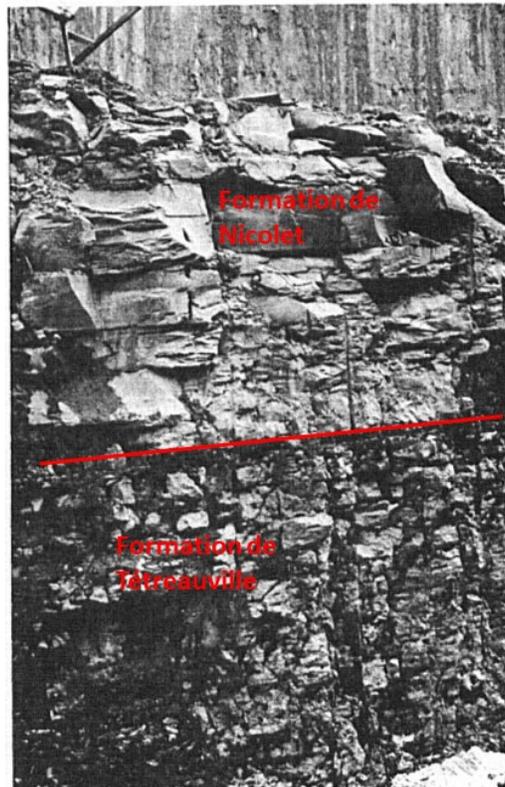


Figure 14 **Contact entre le shale de la formation de Nicolet et le calcaire de la formation de Tétreauville (Clark 1972, à l'est de la rue Saint-Alexandre).**

INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS



Figure 15 Exemple de filon-couche près la rue University.

L'intrusion de magma qui a mené à la formation du mont-Royal est associée à un grand nombre de filons au centre-ville. Un exemple de filon-couche dont l'épaisseur semble être de l'ordre du mètre est visible sur plusieurs photographies de la construction du TVM (Figure 15). Ce filon-couche est fréquemment observé au centre-ville (Boyer et al. 1985). Les petites intrusions du centre-ville sont parfois associées à une fracturation ou une altération plus importante du roc qui peut mener à une perméabilité plus importante dans le plan de l'intrusion (Boyer et al. 1985).

Le développement urbain, le grand nombre de structures souterraines, l'influence de la fracturation du roc en surface sur sa perméabilité, l'alternance entre des couches de perméabilités différentes dans les dépôts meubles et les épaisseurs et les propriétés variables des remblais compliquent la compréhension des écoulements d'eau souterraine à proximité du TVM.

La conductivité hydraulique dans les dépôts meubles est variable. Il est difficile de définir une hydrostratigraphie en assignant des valeurs de conductivité hydraulique précises aux formations géologiques mentionnées précédemment. La partie gauche de la Figure 16 présente un diagramme des quartiles des 370 valeurs de conductivité hydraulique mesurées dans les dépôts meubles pendant l'étude géotechnique qui a précédé la construction du TVM (Duhaime et al. 2019). La méthode utilisée pour réaliser ces essais n'est pas décrite dans les rapports de forage, mais il s'agit probablement d'essais de perméabilité en bout de tubage. Les limites des boîtes et des moustaches représentent la valeur minimale de K , les trois quartiles et la valeur maximale de K . Une analyse de la

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

distribution des valeurs ne montre pas de tendance particulière avec la profondeur ou selon la formation géologique. Les trois formations principales (till de Fort Covington, complexe intermédiaire et till de Malone) ainsi que les remblais peuvent tous être associés à une gamme assez large de conductivité hydraulique.

En pratique, la conductivité hydraulique des dépôts meubles et du roc dépend de l'échelle. Les effets d'échelle associés à l'hétérogénéité causent une augmentation de la conductivité hydraulique avec la taille des applications et des phénomènes considérés (Schulze-Makuch et al. 1999). Les essais de perméabilité en bout de tubage utilisés pour tracer la Figure 16 caractérisent la perméabilité des dépôts meubles à l'échelle du mètre cube. À l'échelle du TVM, K devrait être contrôlée par les horizons les plus perméables identifiés par les essais de perméabilité. La valeur de K à l'échelle du tunnel pour les dépôts meubles devrait donc être associée aux deux quartiles supérieurs des valeurs présentées à gauche sur la Figure 16 (entre 2×10^{-5} et 6×10^{-3} m/s). Par contre, la présence de structures souterraines au centre-ville pourrait aussi avoir une influence sur la conductivité hydraulique mesurée à grande échelle. Ces structures diminuent la conductivité hydraulique apparente des dépôts meubles et du roc à grande échelle (Attard et al. 2016).

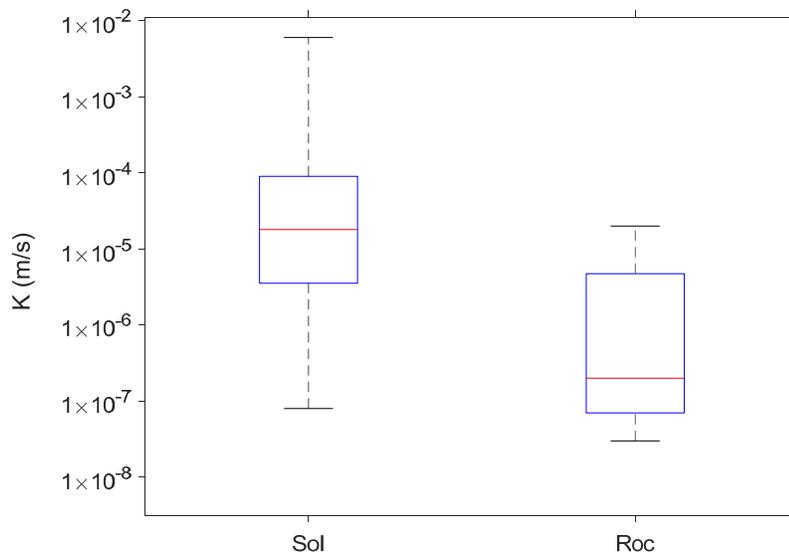


Figure 16 Valeurs de conductivité hydraulique mesurées dans l'étude géotechnique qui a précédé la construction du TVM (tiré de Duhaime et al. 2019).

La variabilité de la conductivité hydraulique au centre-ville cause la présence de nappes perchées et entraîne la possibilité de pressions artésiennes. Une nappe

INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE : CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS

perchée est observée lorsque l'eau souterraine s'accumule sur une couche imperméable même si le sol sous cette couche n'est pas saturé. On rencontre une deuxième surface de nappe sous la couche imperméable. Au centre-ville, les nappes perchées peuvent par exemple être appuyées sur les argiles et les silts lacustres du complexe intermédiaire ou sur des couches de remblai moins perméables. Les conditions de nappe perchée dans la région de Montréal sont souvent saisonnières et plus fréquentes au printemps (Boyer et al. 1985).

La perméabilité du roc est contrôlée par la fracturation et par la présence d'horizons plus perméables (p. ex., Figure 6b). La fracturation est plus importante près de la surface du roc. Carrier et al. (2013) ont obtenu près de 14 000 valeurs de conductivité hydraulique dans le roc pour l'est de la Montérégie. Ces valeurs ont principalement été estimées à partir de la relation entre le débit et le rabattement mesuré lors du forage des puits de particuliers, une mesure indirecte de la conductivité hydraulique. Un grand nombre de mesures ont été obtenues pour les formations de Tétérauville et Nicolet. Selon les résultats de Carrier et al. (2013), les valeurs de K dépendent plus de la profondeur que de la formation géologique dans laquelle elles sont mesurées. Pour une profondeur donnée, les valeurs de K varient sur trois ordres de grandeur. Elles sont donc très variables. La médiane varie entre 4×10^{-5} m/s à la surface du roc et 1×10^{-6} m/s à 65 m de profondeur. La relation inverse entre la conductivité hydraulique et la profondeur a aussi été remarqué lors la construction du métro. Une relation inverse très claire a été observée entre le nombre d'infiltrations d'eau par km de tunnel et la profondeur des tunnels par rapport à la surface du roc (Durand 1979; 2022).

La partie droite de la Figure 16 présente les résultats de 22 essais de perméabilité réalisés dans le roc dans le cadre de l'étude géotechnique qui a précédé la construction du TVM. Bien que ces essais aient été réalisés à moins de 20 m de la surface du roc, à des profondeurs où des perméabilités plus élevées sont attendues, on note que les valeurs sont faibles par rapport à celles qui ont été estimées par Carrier et al. (2013). Les valeurs de la Figure 16 varient entre 3×10^{-8} et 2×10^{-5} m/s, ce qui est systématiquement inférieur à la médiane observée par Carrier et al. (2013) à la surface du roc. Aucun détail n'est donné sur la méthode utilisée pour réaliser les essais qui ont précédé la construction du TVM, mais on peut noter que des perméabilités assez semblables ont été obtenues dans la formation de Tétérauville un peu au nord du TVM par Boivin et al. (2013). La réalisation de 42 essais Lugeon pour la construction d'un nouveau tunnel leur a permis d'obtenir une conductivité hydraulique moyenne de 2×10^{-7} m/s pour des profondeurs variant entre 25 et 50 m.

La Figure 17 compare des photographies aériennes du secteur du TVM avant la construction et en mai 2019. Le développement urbain autour du TVM depuis la réalisation des études géotechniques qui ont précédé la construction du TVM dans les années 1960 a nécessairement eu une influence importante sur la nature et les propriétés des dépôts meubles et sur l'hydrogéologie du centre-ville (Duhaime et al. 2019). Les sections suivantes discuteront de l'influence de l'urbanisation et du réseau d'aqueduc sur la profondeur de la nappe. En ce qui

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

concerne la distribution et les propriétés des dépôts meubles, le développement urbain et la construction du TVM ont entraîné l'excavation de volumes importants de dépôts meubles et de roc et la mise en place de remblais. Comme mentionné par Duhaime et al. (2018), il est important de comprendre que les matériaux décrits dans les rapports de forages ont été excavés en grande partie suite à la construction du tunnel et au développement urbain. Mis à part le nombre limité de forages rassemblés par Duhaime et al. (2019), on dispose de très peu d'informations sur les propriétés géotechniques et hydrogéologiques des remblais. En raison de leur hétérogénéité, les valeurs de K de ces matériaux devraient présenter des effets d'échelle importants.



Figure 17 Photographies aériennes du secteur ouest du TVM a) en 1964, au début de l'étude géotechnique pour la construction du tunnel et b) le 4 mai 2019 (tirée de Duhaime et al. 2019).

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

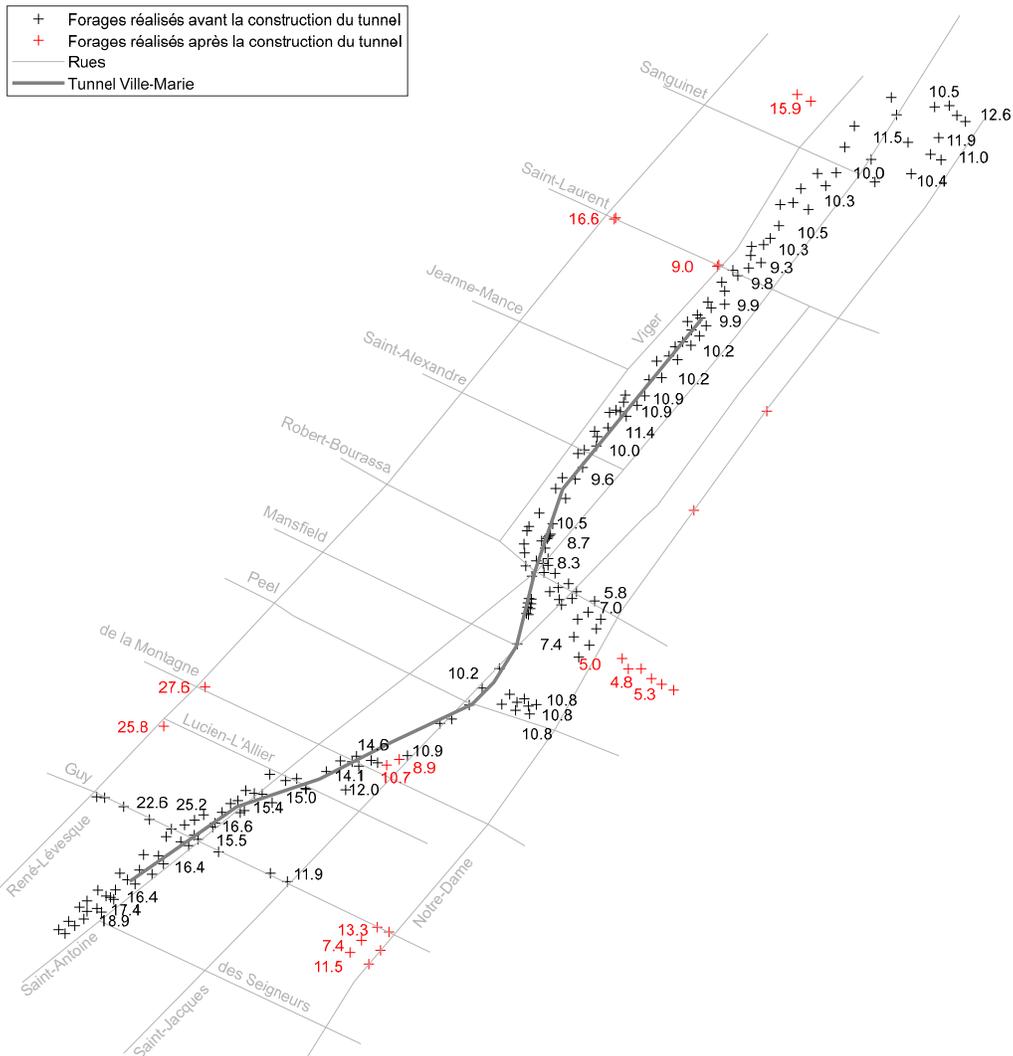


Figure 18 Carte piézométrique. Pour certains piézomètres rapprochés, la carte présente seulement la valeur moyenne de l'élévation du niveau d'eau.

La Figure 18 présente une synthèse de l'information disponible sur la piézométrie à proximité du TVM avant le début du projet de recherche. Les valeurs sur la figure donnent l'élévation du niveau d'eau dans les piézomètres (h , charge hydraulique) par rapport au niveau de la mer. L'eau souterraine s'écoule des charges hydrauliques élevées vers les charges hydrauliques faibles. Les niveaux d'eau en noir et en rouge ont respectivement été mesurés avant et après la construction du TVM. La plupart des niveaux d'eau en noir suivent le tracé du TVM : ils ont été obtenus dans le cadre de l'étude géotechnique qui a précédé sa construction.

INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE : CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS

Le gradient hydraulique naturel, l'orientation de l'écoulement de l'eau souterraine, est perpendiculaire au tunnel. Le gradient suit la topographie. Le gradient naturel peut être observé sur la Figure 18 aux endroits où des piézomètres ont été installés sur des rues orientées nord-ouest / sud-est, surtout la rue Guy et le boulevard Robert-Bourassa. On remarque que le gradient hydraulique naturel est particulièrement élevé dans la partie ouest du tunnel. Sur la rue Guy, entre le boulevard René-Lévesque et la rue Saint-Jacques, le gradient hydraulique $\Delta h/L$, où L est la distance entre les piézomètres utilisés pour calculer Δh le long d'une ligne d'écoulement, est d'environ 0,025.

En raison du tracé du TVM, la charge hydraulique diminue vers le centre du tunnel, même sans l'influence du drainage au point bas de la tranchée. Le TVM est situé au nord de la rue Saint-Antoine à ses deux extrémités. Près du centre, le tunnel suit plutôt la rue Saint-Jacques. L'élévation du sol est plus faible le long de cette dernière.

On dispose de peu de mesures récentes de la charge hydraulique à proximité du TVM, notamment à proximité des percements qui assurent le rabattement de la nappe et qui seront décrits à la section 2.4. Les mesures récentes à proximité du tunnel semblent montrer une diminution de la charge suite à la construction du TVM. C'est le cas au coin des rues de la Montagne et Saint-Jacques où une diminution de la charge hydraulique d'environ 2 m peut être observée. C'est le cas aussi près du bassin Williams au sud de Notre-Dame entre Peel et Robert-Bourassa. En 2011, le niveau d'eau à cet endroit (environ 5 m) était inférieur au niveau du fleuve (environ 6 m) (Duhaime et al. 2019). Ces valeurs impliquent un écoulement dirigé vers le TVM au lieu du fleuve à cet endroit.

Les mesures récentes de niveau d'eau au coin des rues Notre-Dame et Guy sont très variables (entre 7,4 et 13,3 m). Les valeurs de charge hydrauliques à cet endroit peuvent être corrélées à la profondeur des piézomètres. Les piézomètres installés dans les couches supérieures donnent des valeurs de charge hydraulique plus élevées que les piézomètres profonds. La plupart des autres valeurs de charges hydrauliques à la Figure 18 ont été obtenues près du roc ou près de la surface du roc. Cette variabilité pourrait être due à la présence des nappes perchées qui ont été mentionnées précédemment. Ces nappes perchées sont causées par l'hétérogénéité des dépôts meubles.

2.3 Infiltrations d'eau

Les infiltrations d'eau dans le TVM sont associées aux maillons faibles du système d'étanchéité du tunnel. La structure principale de béton étant généralement très épaisse (> 915 mm, St-Laurent 2022), les infiltrations sont associées aux structures secondaires plus minces (pléniums et couloirs d'évacuation), aux endroits où la structure principale est plus mince, aux joints de construction, aux joints de dilatation et aux portions du système de drainage du tunnel qui sont sous la nappe. La Figure 19a présente un exemple de fissure dans le plénum de ventilation de la voie B à la tour 13. Cette fissure est au-

INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE : CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS

dessus de la surface nappe. L'écoulement est intermittent. La structure de béton du plénum a une épaisseur de 457 mm. La Figure 19b montre un exemple d'infiltration et de formation de glaçon dans une des ouvertures qui relie la voie A au plénum de ventilation entre les tours 11 et 12. L'ouverture de ventilation est percée dans la structure principale de béton. L'épaisseur minimale de béton est de 152 mm à cet endroit. La Figure 19c montre un exemple d'infiltration par le joint de construction entre la voie A et le plénum de la tour 13. Ce joint est aussi montré à la Figure 9. La Figure 19d présente un exemple de joint de dilatation avec des infiltrations importantes au chaînage 28+35. L'instrumentation de ce joint sera présentée en détail au chapitre 4. La plupart des infiltrations dans le système de drainage montrent un suintement le long des joints de la conduite. La Figure 19e présente un exemple potentiel d'infiltration plus importante directement dans une conduite de drainage au chaînage 19+00. Les conduites de drainage sont généralement sous la nappe et soumise à une colonne d'eau qui peut atteindre environ 10 m. Comme la plupart des conduites ne sont pas en charge, l'eau souterraine peut s'infiltrer dans celles-ci.

Les infiltrations d'eau entraînent plusieurs types de problèmes. L'eau peut entraîner la formation de plaques de glace sur la chaussée (Figure 20a) et le soulèvement de cette dernière (Vrignaud 2000; Debs et Viger 2010). L'eau peut aussi entraîner la corrosion de certains équipements, notamment les étagères à câbles (Figure 20b). Les infiltrations d'eau entraînent aussi un taux d'humidité relative élevé dans certaines portions du tunnel (voir la section 3.3 du rapport). L'humidité peut entraîner la croissance d'une mousse verte qui n'a pas pu être identifiée (Figure 20c) et la condensation de gouttelettes sur les surfaces de béton (Figure 20d).

En raison de la prépondérance des carbonates dans la minéralogie du roc, la précipitation de calcaire dans le tunnel et dans les conduites de drainage est fréquente. Les dépôts calcaires sont riches en silice. La teneur élevée en silice peut être expliquée par l'impact des travaux de bétonnage dans le tunnel et la présence de couches argileuses relativement riches en silice dans la formation de Tétréauville du calcaire de Trenton (Brun 1977). Les Figures 20e et 20f présentent respectivement des exemples de dépôts dans la conduite de drainage du tunnel au chaînage 37+70 et dans un plénum de ventilation de la voie B. Les minéraux présents dans le dépôt de la Figure 20f n'ont pas pu être identifiés, mais l'eau qui ruisselle dans le plénum à cet endroit a une forte odeur de soufre.

Les infiltrations d'eau entraînent aussi des coûts énergétiques et des coûts de traitement : l'eau d'infiltration qui est acheminée à la station de pompage principale doit être pompée dans le réseau d'égout de la ville de Montréal et traitée à la station d'épuration. Les câbles chauffants qui sont utilisés pour empêcher l'eau qui s'infiltré dans TVM de geler entraînent aussi des coûts énergétiques et d'entretien.

En hiver, la température dans le TVM est suffisamment froide à certains endroits pour que l'eau gèle et forme des glaçons et des plaques de glaces. C'est le cas

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

près des extrémités du tunnel (Figures 20a et 21) et dans les plénums de ventilation (Figure 19b). Les plaques de glaces et les glaçons nuisent à la sécurité des usagers. Les glaçons doivent être décrochés par des ouvriers. Les opérations visant à décrocher les glaçons entraînent des fermetures de voies et des coûts d'entretiens supplémentaires.

La Figure 22 présente le nombre d'opérations pour décrocher les glaçons (opérations glaçons) en fonction du chainage sur les voies A et B pour trois hivers entre 2004-2007 et deux hivers entre 2007-2009.

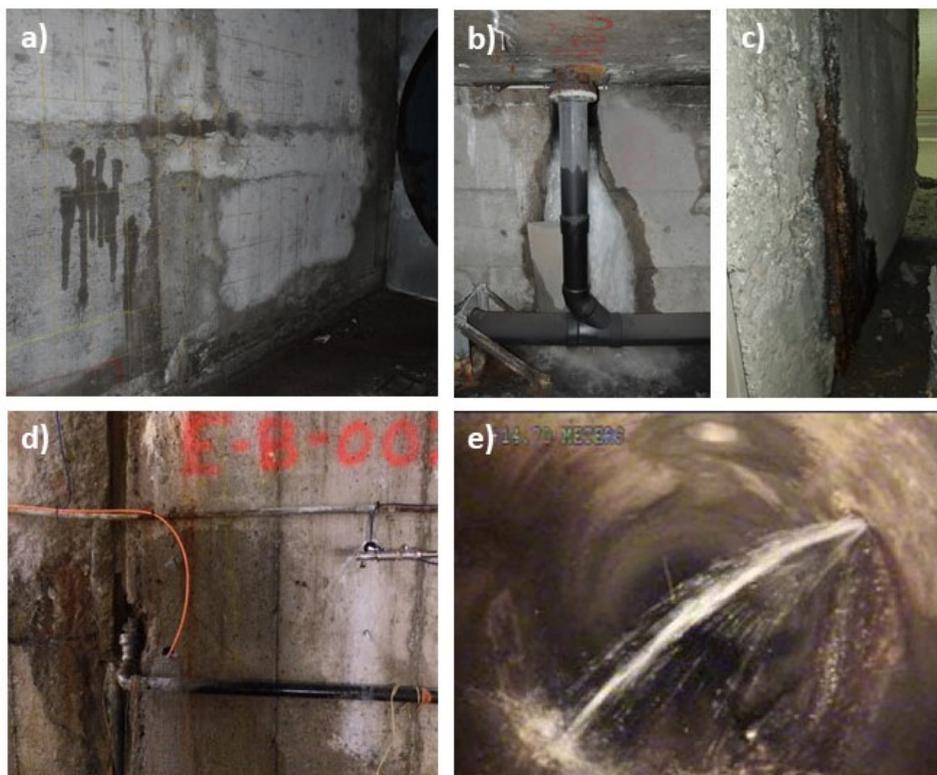


Figure 19 Exemples de sources d'infiltrations d'eau dans le tunnel a) fissures dans les structures secondaire (plénum de ventilation de la voie B à la tour 13, 64+00), b) infiltrations dans les ouvertures pour la ventilation de la voie A entre les tours 11 et 12, c) joints de construction entre le plénum de la voie A à la tour 13 et la voie A (64+00), d) joints de dilatation (28+35), e) fuite dans une conduite de drainage (19+00).

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**



Figure 20 Exemples de problèmes associés aux infiltrations d'eau dans le TVM a) soulèvement de chaussée et formation de plaque de glaces b) corrosion des équipements, c) moisissures (couloir d'évacuation, chainage 56+00), d) condensation (couloir d'évacuation, chainage 56+00), e) précipitation de calcaire (conduite de drainage, chainage 29+00), f) précipité inconnu (plénium de ventilation de la voie B, chainage 37+70).

Dans les voies A et B, peu d'opérations glaçons ont été recensées au centre du tunnel, entre les chainages 33+00 et 55+00. Pendant les trois hivers entre 2004-2007, une centaine d'opérations glaçons ont été réalisées au chainage 24+00 sur la voie B (Figure 23). La cause exacte de ces opérations glaçons est inconnue, mais on peut noter que ce joint coïncide avec le collecteur Parc qui traverse le tunnel à cet endroit. Il n'y a pas eu d'infiltration à cet endroit pour les

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

deux hivers entre 2007-2009. La formation de glaçons est souvent associée à des infiltrations ou des colmatages du système de drainage ponctuels qui peuvent parfois être réparés par les équipes d'entretien du tunnel.

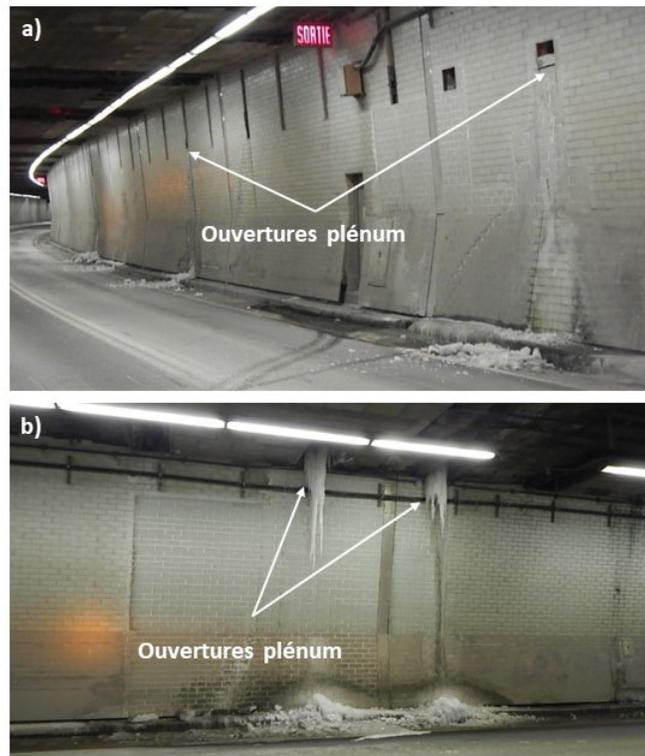


Figure 21 Exemple de glaçons sur la voie A a) entre les chainages 68+50 et 70+25 et b) au chaînage 71+00.

Mis à part le chaînage 24+00 dans la voie B, les opérations glaçons sont surtout concentrées à l'ouest du chaînage 55+00 dans les voies A et B. Un plus grand nombre d'opérations glaçons ont été réalisées dans la voie B, la voie la plus profonde. La plupart des opérations glaçons dans cette voie ont été réalisées près du chaînage 63+00, sous la tour 13. Ces infiltrations sont associées au colmatage des conduites de drainage des joints de dilatation. Le système de drainage sera présenté dans la prochaine section. Dans la voie A, plusieurs sites de formation de glaçons sont associés au joint de construction entre la structure principale et les plénums de ventilation de part et d'autre de la tour 13. Ce joint de construction est montré aux Figures 9 et 19c. Quelques exemples de sites de formation de glaçons pour ce joint sont montrés à la Figure 21. Différentes méthodes de réparation ont été testées au cours des années. Une gouttière a été installée sous les ouvertures de ventilation à l'intérieur de la voie A à l'ouest

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

de la tour 13. Le joint de construction a aussi été injecté autour des ouvertures à partir du plénum. La Figure 24 montre des exemples de ports d'injection pour le polyuréthane dans le plénum de ventilation à l'ouest de la tour 13. Notons que l'injection des fissures et des joints du TVM a fait l'objet de projets de recherche à l'Université de Sherbrooke (Vrignaud 2000).

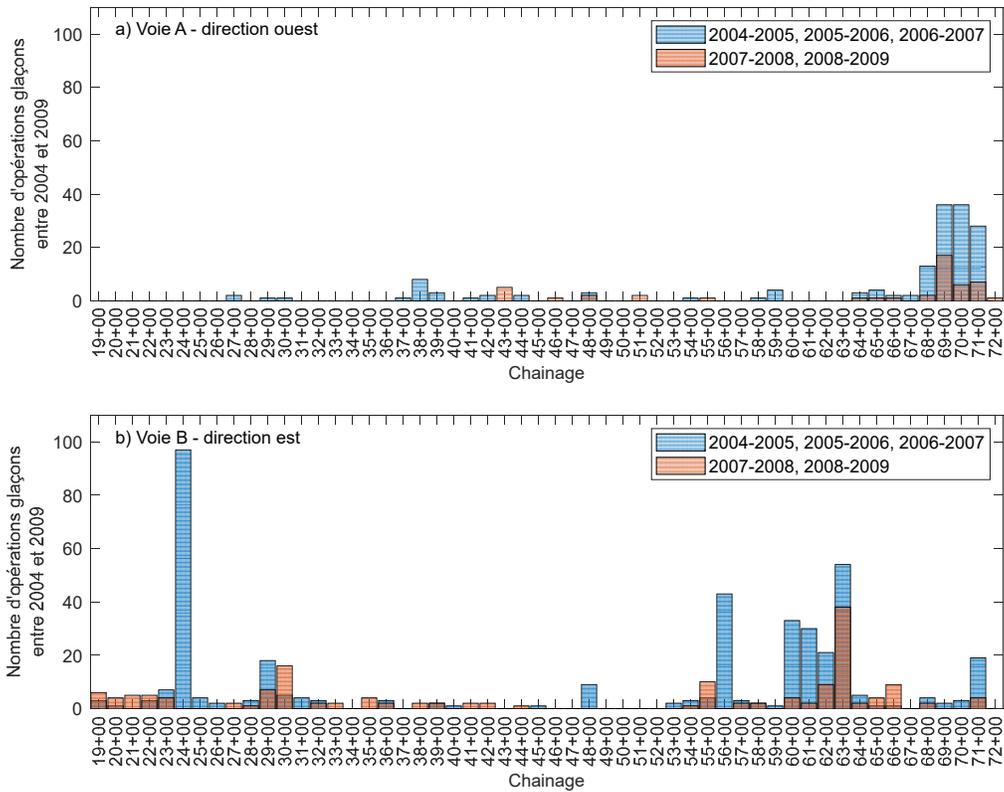


Figure 22 Distribution des opérations glaçons entre 2004 et 2009 selon le chainage pour les voies a) A et b) B.

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**



Figure 23 **Infiltration au joint 24+00.**



Figure 24 **Exemple de port d'injection pour du polyuréthane dans le joint de construction entre la voie A et le plénum de ventilation à l'ouest de la tour 13.**

L'influence des infiltrations d'eau sur la structure de béton est difficile à caractériser. Certains joints de dilatation présentent à la fois des infiltrations d'eau et un endommagement du béton (p. ex. délamination causée par la corrosion des armatures). C'est le cas par exemple au chaînage 28+35 (Figure 19d). Certaines portions de la structure principale du TVM montrent par contre un endommagement du béton, mais peu d'infiltrations d'eau. C'est le cas pour les joints de dilatation visibles dans le couloir d'évacuation entre les tours 11 et 12. Notons toutefois que cette portion du TVM comporte des percements pour drainer l'eau souterraine à l'extrados aux chainages 45+85 et 49+00. Ces percements ne sont pas présentés sur les plans du TVM. Il est possible qu'ils aient été forés pour réduire les problèmes d'infiltration entre les tours 11 et 12 après l'endommagement du béton.

La contamination par les ions chlorures serait la principale cause de la détérioration du béton et de la corrosion des armatures dans le TVM (SIMCO 2019). Certaines simulations réalisées par SIMCO (2019) montrent que la présence d'eau dans le béton réduit la quantité d'oxygène disponible pour l'oxydation. Par contre, la présence d'eau souterraine salée avec des concentrations de chlorures (Cl⁻) pouvant atteindre 2370 mg/L dans la partie ouest du tunnel n'a pas été considérée dans les modélisations de Simco (2019). L'effet de la salinité élevée de l'eau souterraine et des cycles de gel-dégel dans la partie ouest du tunnel est incertain. Les conditions climatiques dans le tunnel et la géochimie de l'eau souterraine seront respectivement présentées aux chapitres 3 et 4.

2.4 Drainage, égout et aqueduc

On retrouve à proximité du TVM un grand nombre de conduites pour l'approvisionnement en eau potable, le drainage des eaux d'infiltration dans le TVM et le drainage des eaux d'égout. Comme il sera démontré au chapitre 3, l'opération de ces réseaux et la réalisation de travaux sur les conduites ont une grande influence sur la piézométrie à l'extrados du tunnel et sur le débit de la station principale de pompage de la tour 9. Cette section présente les principales composantes du système de drainage du tunnel, des conduites d'égout et des conduites d'eau potable à proximité du TVM.

Le réseau de drainage du tunnel a trois points d'entrée principaux : les joints de dilatation, les regards en bordure de la chaussée, les percements qui drainent la tranchée du tunnel et les joints de construction.

INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS

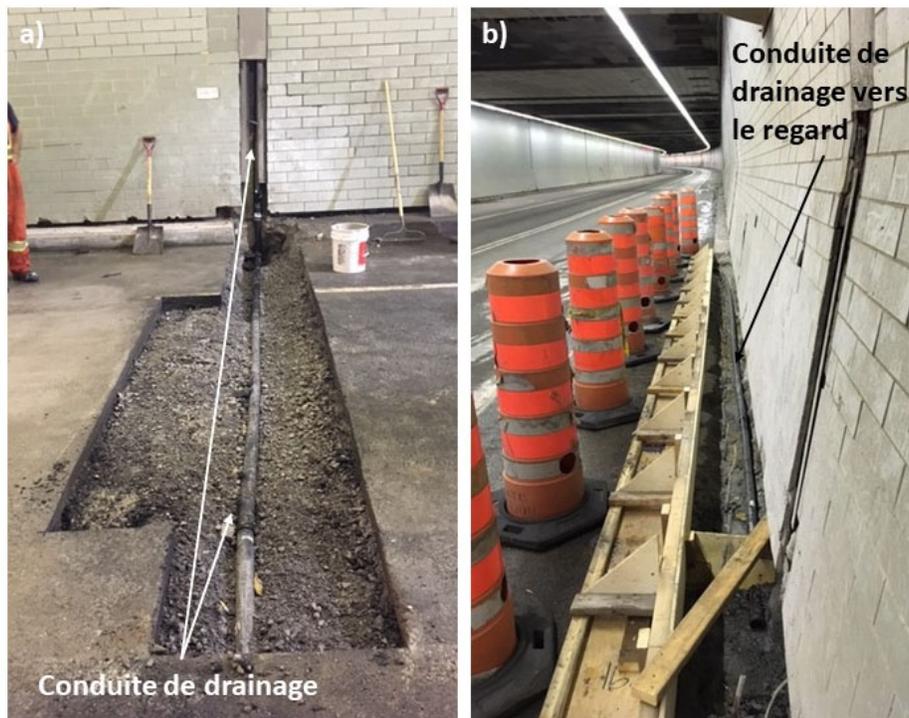


Figure 25 Système de drainage des joints, a) réparation du système de drainage du joint de dilatation du chaînage 63+24 de la voie B en 2018 et b) exemple de conduite de drainage dans le chasse-roue pour le chaînage 62+10 de la voie B.

La Figure 25 présente des exemples de réparation du système de drainage pour deux joints de dilatation dans un secteur sans vide sous les voies (chainages 62+10 et 63+24). Les conduites sont placées sous la chaussée (Figure 25a) et le long des murs du tunnel (Figure 25b). À la construction du tunnel, les joints de dilatation étaient drainés sous la chaussée avec des dalots recouverts d'une plaque d'acier. Ces dalots étaient reliés à des collecteurs de 100 mm dans le radier. Certains de ces collecteurs sont aujourd'hui colmatés et ont été remplacés par des tuyaux de 50 mm dans le chasse-roue (Figure 25b). L'eau qui est acheminée vers les collecteurs de 50 ou 100 mm est ensuite acheminée vers les regards qui permettent de drainer l'eau qui ruisselle dans le tunnel. Les regards se drainent dans le système de drainage principal du TVM. Le système de drainage des joints de dilatation dans les secteurs sans vide sous les voies est présenté schématiquement à la Figure 26.

INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS

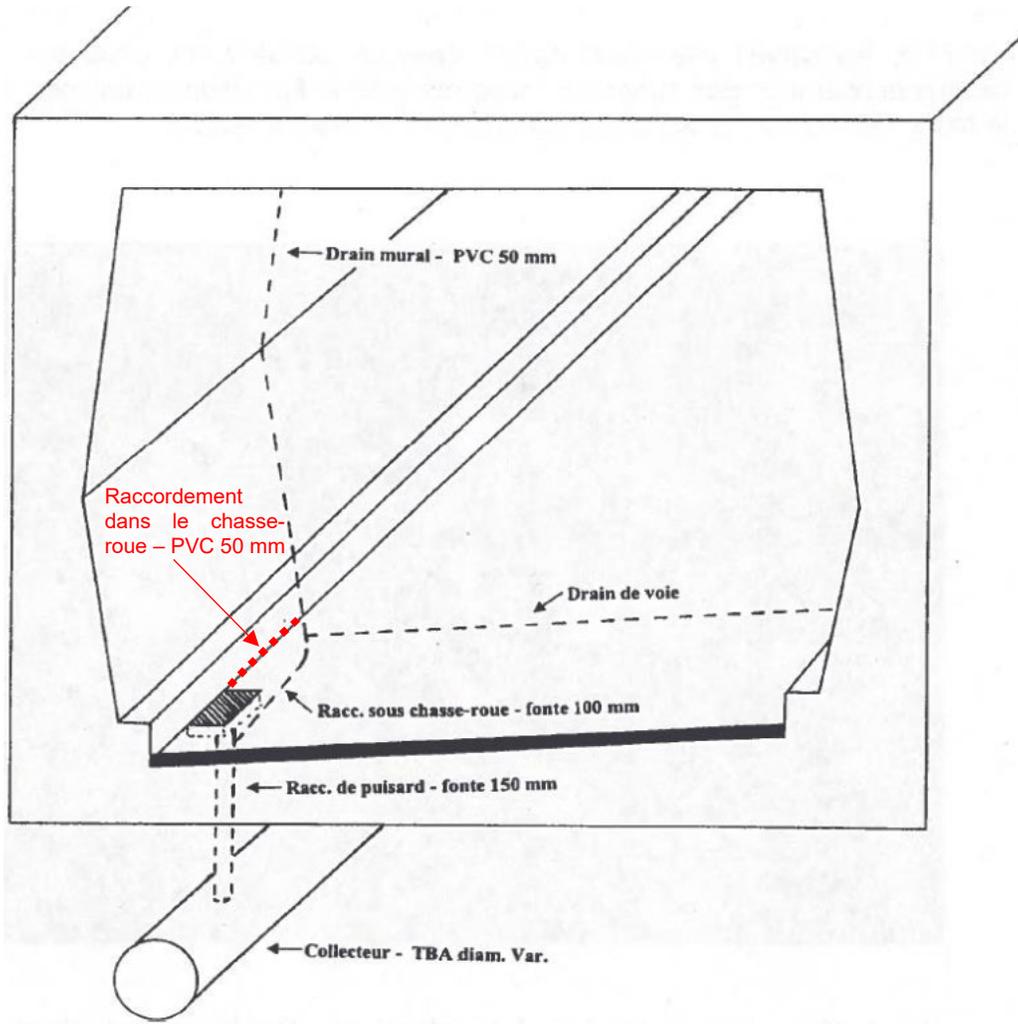


Figure 26 Raccordement des tuyaux de drainage des joints de dilatation au collecteur principal (modifié de Linteau 2006).

L'inspection des conduites principales du système de drainage du TVM réalisée par Qualivac (2018) montre parfois des débits au point de raccordement des regards avec les conduites principales de drainage. La Figure 27 montre un exemple de raccordement de puisard associé à un faible débit. Dans la plupart des cas, les débits sont probablement associés à des joints de dilatation actifs qui présentent des infiltrations. Le point de raccordement des regards actifs de puisard avec la conduite principale de drainage est généralement associé à la précipitation de minéraux, comme on le voit à la Figure 27.

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

En plus du système de drainage des joints de dilatation, des percements sont utilisés pour drainer la tranchée du TVM. Ces percements traversent la structure du TVM pour collecter l'eau souterraine à l'extrados et rabattre la nappe. Ces percements sont reliés au système de drainage principal du TVM. Ils peuvent être regroupés en deux catégories : les percements principaux qui sont présentés sur les plans du TVM (Figures 28a-c) et les percements secondaires qui semblent avoir été ajoutés plus tard selon les patrons d'infiltrations (Figures 28d-f). Les débits mesurés pour ces percements seront présentés au chapitre 3. Les plans du TVM montrent peu de détails sur la construction des percements principaux à l'extérieur du tunnel. L'état des vannes permettant d'ouvrir ou de fermer les percements principaux est aussi inconnu (Figure 28d). Les percements secondaires ont un diamètre et un débit inférieur. L'écoulement pour certains de ces percements, par exemple ceux des chainages 45+90 et 48+88, est intermittent.

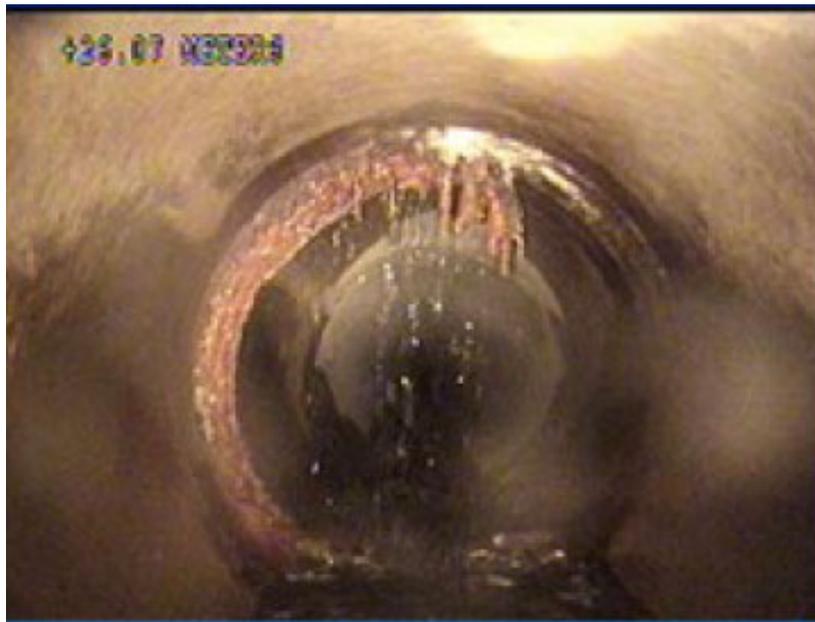


Figure 27 Exemple de raccordement de puisard actif qui présente des infiltrations d'eau importantes (conduite de 900 mm près du chainage 62+00).

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**



Figure 28 Percements utilisés pour drainer la tranchée du tunnel, a) percement principal pour le sud de la voie B (37+70), b) percement principal pour le nord de la voie B (37+70), c) puits de raccordement des percements de la voie B au réseau de drainage du tunnel (37+70), d) vanne du percement de la voie B (37+70), e) percement secondaire à l'est de la cathédrale (22+19), f) percement secondaire près de la tour 12 (51+62).

La Figure 29 présente une vue d'ensemble du système de drainage du TVM. La portion à l'ouest du chainage 72+50 est drainée directement dans un collecteur du réseau d'égout sous la rue Guy. À partir du chainage 72+50, l'eau se draine en direction de la station de pompage principale de la tour 9. À l'autre extrémité du TVM, l'eau est drainée vers la station principale de la tour 9 à partir de la rue St-Denis. À l'est de la rue St-Denis, l'eau est drainée vers la station de pompage Atateken.

La Figure 29 montre le diamètre des conduites de drainage en mm. La plupart des sections à l'extrados du tunnel ont un diamètre de 900 mm. Une exception notable est la conduite qui draine la voie B à l'est de la tour 11. Cette conduite a un diamètre de 350 mm entre les tours 9 et 11 (chainages 38+00 à 44+00). Cette section du système de drainage est appelée le « siphon inversé ». Les extrémités du réseau de drainage et certaines conduites à l'intrados du tunnel dans la partie centrale du tunnel ont aussi parfois un diamètre plus faible. C'est le cas de l'ensemble des conduites qui sont situées dans les vides sous les voies ou dans les plénums de ventilation. Celles-ci ont un diamètre de 200 mm.

INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE : CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS

Les percements de la voie B rejoignent le réseau principal de drainage un peu en aval de la sortie du siphon versé au chainage 37+70. Les percements de la voie F rejoignent le réseau principal de drainage au chainage 34+20 un peu en amont de la station de pompage principale (30+50).

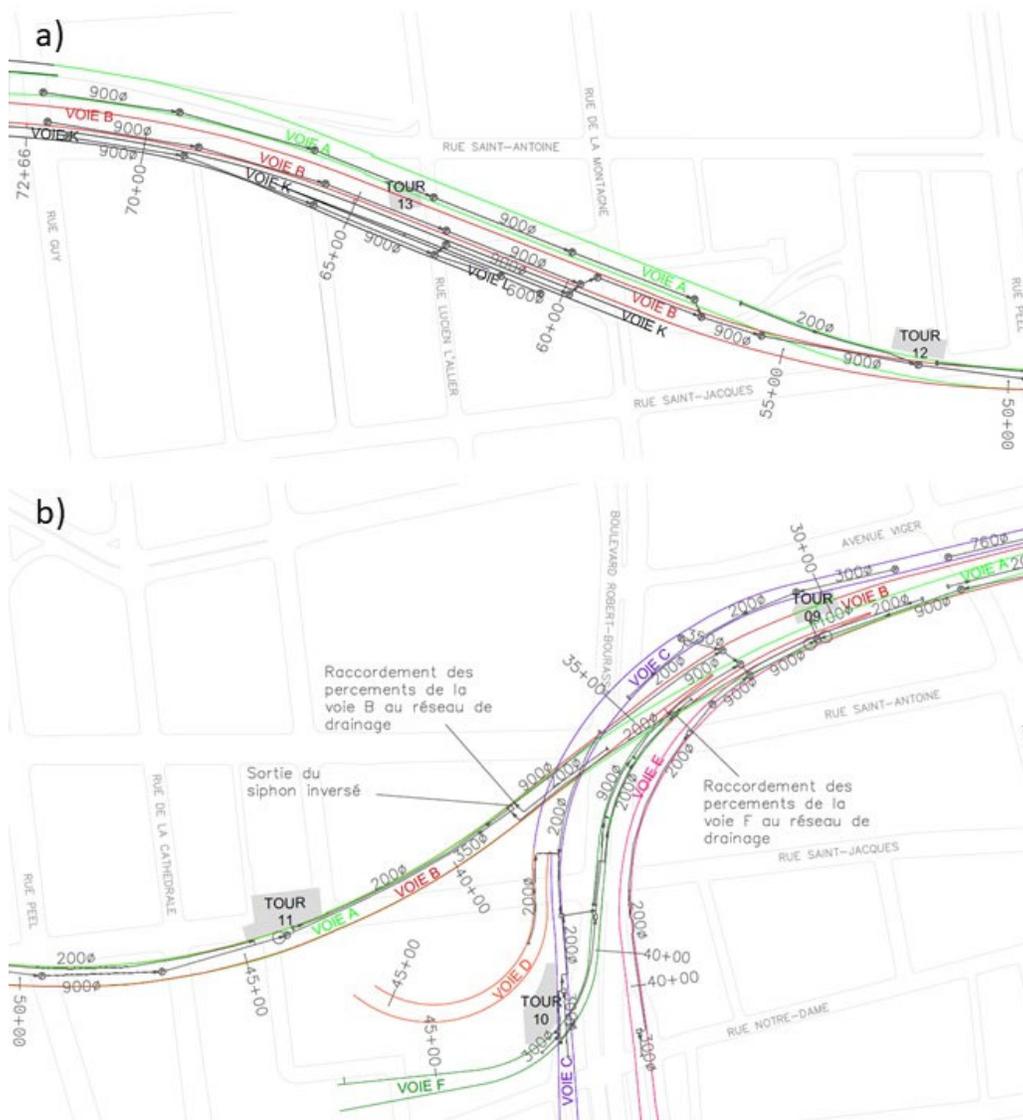


Figure 29 Principaux éléments du système de drainage du tunnel pour l'ouest (a) et à l'est (b) de la tour 12. Les diamètres des conduites sont donnés en mm.

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

L'eau du réseau de drainage du TVM est acheminée vers la salle de pompage principale au dernier sous-sol de la tour 9 (Figure 30). La salle de pompage comprend cinq pompes qui acheminent l'eau vers le réseau d'égout municipal. Les temps de départ et d'arrêt des pompes sont enregistrés automatiquement par un système d'acquisition. Au début de ce projet, aucune mesure de débit n'était disponible pour la station de pompage. Weber et al. (2017) ont estimé la superficie du bassin de pompage à 139 m². Cette superficie et l'instrumentation du bassin de pompage avec un capteur de pression ont permis d'estimer le débit des pompes et le débit total dans le système de drainage entre 2009 et 2021. Ces débits seront présentés au Chapitre 3.



Figure 30 **Salle de pompage de la tour 9.**

La Figure 31 présente les principales conduites d'aqueduc et d'égout qui traversent ou longent le TVM. Une conduite majeure du réseau d'aqueduc de 2,1 m de diamètre longe le tunnel. À l'ouest de la tour 12, cette conduite est située sous la voie K, puis au sud du tunnel. Entre les tours 11 et 12, la conduite est déposée sur le roc du côté sud du TVM. Entre la tour 11 et le chaînage 28+60, elle est percée dans le roc avec le radier à approximativement 27 m de profondeur. À l'est du chaînage 28+60, elle est enfouie sous le radier de la voie B. L'emplacement de la conduite de 2,1 m est montré sur les Figures 3 à 5 pour certains chainages.

Comme on le verra dans l'analyse des pressions d'eau aux chapitres 3 et 5, les percements et l'opération des réseau d'eau potable (p. ex. fermeture, réparation, fuites) ont une grande influence sur la piézométrie à proximité du tunnel. En plus d'avoir une influence sur la distribution des pressions d'eau à court terme, le

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

développement des réseaux d'aqueduc et d'égout, la présence de fuites, l'imperméabilisation des surfaces et le drainage des fondations ont probablement amenés un changement progressif du bilan hydrique et de la piézométrie au centre-ville depuis la construction du TVM. Très peu d'informations concrètes sont toutefois disponibles sur ces variations (p. ex. Lepage 1996). Contrairement à ce qu'on pourrait penser, l'urbanisation mène très souvent à une augmentation de la recharge et des niveaux d'eau (Lerner 2002). Pour l'île de Montréal, la production moyenne des usines d'eau potable était de $5,67 \times 10^8$ m³/an en 2017. Les pertes dues aux fuites étaient quant à elles évaluées à 31 % (Schué 2019). Si on répartit ces pertes sur la superficie totale de la région administrative de Montréal (498 km²), on obtient une recharge de 353 mm/année. Cette valeur est élevée par rapport aux valeurs de recharge naturelle observées dans la vallée du Saint-Laurent (Carrier et al. 2013; Larocque et al. 2015). Comme l'effet de l'urbanisation sur la piézométrie est graduel, l'utilisation de cartes piézométriques basées sur des relevés datant des années 60 à 80 est discutable (p. ex. Ville de Montréal; 1984). Comme on le verra au Chapitre 3, même l'opération quotidienne du réseau d'eau potable et les réparations ponctuelles peuvent avoir une influence sur la piézométrie.

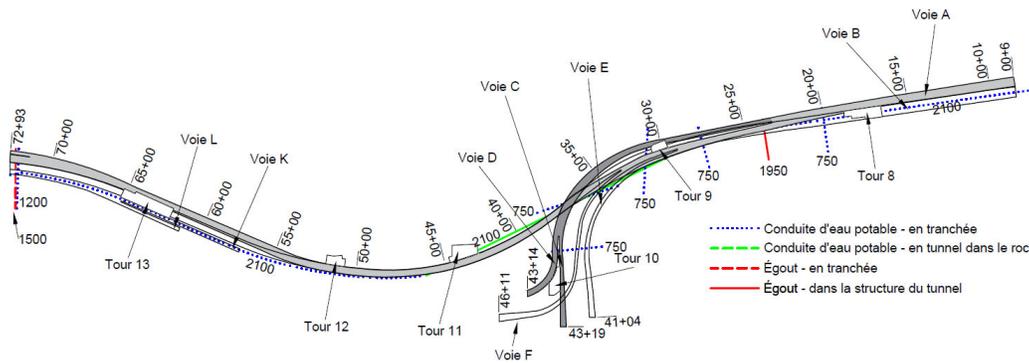


Figure 31 Conduites d'égouts et d'aqueduc principales à proximité du tunnel (adapté de St-Laurent 2021). Les valeurs à côté de chaque conduite donnent le diamètre en mm.

3. INSTRUMENTATION DU TUNNEL

Ce chapitre présente la méthodologie et les résultats de l'instrumentation du TVM. Un des objectifs du projet était de déterminer les débits d'infiltration d'eau et leurs variations. L'atteinte de cet objectif a nécessité des mesures du débit à différents points du système de drainage, notamment à la station de pompage principale et aux percements (section 3.1). Une caractérisation de la distribution des pressions d'eau à l'extrados du tunnel a aussi été réalisée (section 3.2). Pour mieux comprendre la formation de glaçons et de plaques de glace dans le TVM, les conditions de température et d'humidité relative dans le tunnel ont aussi été caractérisées (section 3.4). Finalement, comme plusieurs infiltrations sont associées aux joints du tunnel, trois joints ont été instrumentés pour mesurer les changements d'ouverture et les gradients thermiques dans le béton (section 3.4).

3.1 Débit

Cette section présente les méthodes utilisées et les résultats pour les mesures de débit à la station de pompage de la tour 9 et pour les percements principaux. L'objectif des mesures de débit était de quantifier la variabilité du débit et la localisation des principales infiltrations. On voulait aussi comparer le débit d'infiltration dans le TVM avec les débits présentés dans la littérature pour d'autres tunnels.

3.1.1 Méthodologie

Le débit entrant à la station de pompage principale de la tour 9 a été calculé mensuellement, quotidiennement et par cycle de pompage. Les méthodes de calcul pour le débit ont été présentées dans les rapports précédents (Duhaim et al., 2019; Duhaim et al. 2018; Weber et al. 2017). Les trois méthodes de calculs principales sont basées sur deux types de données qui sont disponibles pour des périodes différentes :

- les temps d'arrêt et de départ de chaque pompe (disponibles depuis 2009);
- les mesures du niveau d'eau réalisées à chaque 90 s dans le bassin de pompage avec un capteur de pression installé dans le cadre de ce projet (disponibles entre 2017 et 2021).

Les débits calculés avec chaque méthode dépendent de la section en plan du bassin de pompage ($A = 139 \text{ m}^2$). Cette section a été calculée à partir des plans de la salle de pompage. L'incertitude sur la valeur de A et son influence sur les calculs du débit ont été analysées par Weber et al. (2017). Le débit est proportionnel à la valeur de A pour l'ensemble des méthodes de calcul utilisées dans ce rapport.

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

Les débits quotidiens et mensuels ont été calculés à partir du temps d'opération de chaque pompe en supposant un débit constant pour chaque pompe.

Le débit des pompes 1 à 5 a été calculé pour au moins sept cycles de pompages par pompe entre 2017 et 2020. Pour les cycles de pompage considérés, le débit a été calculé à partir du temps d'opération de la pompe (t) et de la variation du niveau d'eau ($y_{max}-y_{min}$) dans le bassin durant l'intervalle de temps t . Les équations utilisées pour le calcul du débit des pompes sont présentées à la Figure 32. Les paramètres m_i et b_i sont les coefficients des droites de régression des relations entre le niveau d'eau et le temps écoulé avant, pendant et après le pompage. La valeur de A et les pentes m_1 et m_3 permettent de calculer le débit entrant dans le bassin immédiatement avant (Q_{avant}) et après ($Q_{après}$) le démarrage de la pompe. Le débit entrant dans le bassin pendant le pompage est supposé égal à la moyenne de Q_{avant} et $Q_{après}$. Le débit pompé pendant l'intervalle de temps t est la somme du débit entrant dans le bassin et du débit associé à la diminution du niveau d'eau $A(y_{max}-y_{min})/t_{pompe}$. Le coefficient 10 dans les équations du débit permet d'obtenir un débit en L/s pour t_{pompe} en secondes, A en m^2 et y_{max} et y_{min} en m. D'autres valeurs de débit ont été obtenues dans le manuel d'opération de la station de pompage (MTQ 2002) et suite à des mesures réalisées par Cabot et Crevier-Chabot (2017).

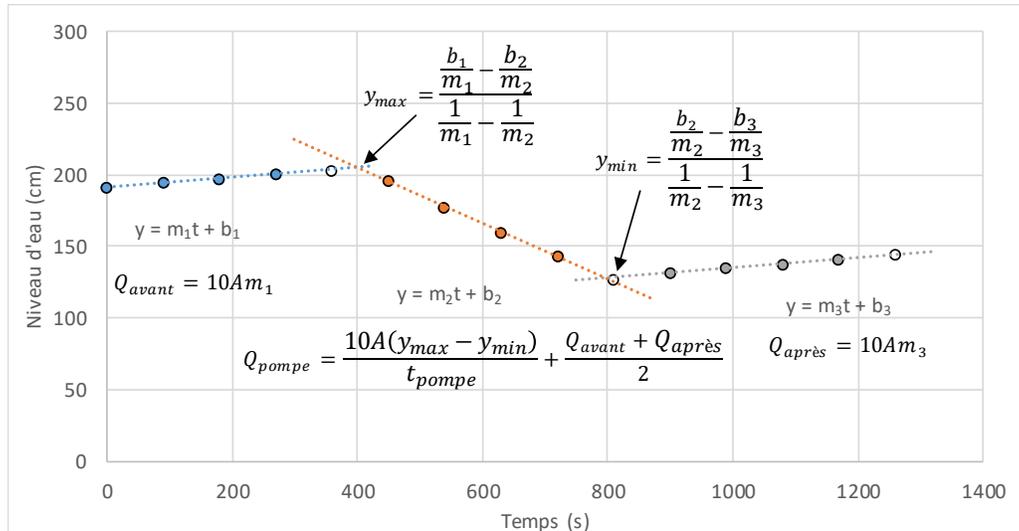


Figure 32 Exemple de calcul du débit pour la pompe 1 (13 décembre 2018).

Les débits obtenus pour chaque pompe sont semblables pour la période de 2017 à 2020 (entre 286 et 331 L/s). Les débits calculés varient légèrement dans le temps (Duhaime et al. 2019) et selon la méthode de calcul (Weber et al. 2017). Les débits estimés par Chabot et Crevier-Chabot (2017) sont légèrement plus

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

élevés (entre 317 et 344 L/s) en raison de la valeur de A un peu plus élevée utilisées dans leurs calculs. Les débits mesurés en 2002 étaient du même ordre, sauf pour la pompe 2 qui avait un débit beaucoup plus faible (189 L/s). Une analyse du temps d'opération des pompes réalisée par Weber et al. (2017) indique que le débit de cette pompe semble avoir changé en janvier 2012. Duhaime et al. (2019) ont obtenu des écarts-types sur les débits de l'ordre de 1,7 L/s pour chaque pompe entre septembre 2018 et avril 2019. Globalement, les valeurs de débit utilisées pour chaque pompe dans les calculs de débit ont peu d'influence sur la tendance générale des débits de pompage qui sera présentée dans la prochaine section.

Les débits mensuels et quotidiens entrant dans le bassin de pompage ont été calculés avec une feuille Excel qui fait la somme des volumes d'eau retirés du bassin de pompage par jour ou par mois. Le volume pour chaque intervalle de pompage est calculé à partir du débit de la pompe et du temps de pompage. Le relevé des temps d'arrêt et de départ comporte parfois des erreurs. Le temps d'arrêt de certaines pompes n'est pas indiqué dans certains cas. Ces erreurs ont été corrigées manuellement dans les feuilles Excel en utilisant les temps d'opération précédent et suivant pour la même pompe. Les temps d'arrêt et de départ des pompes ne sont pas disponibles pour certaines périodes. Les débits mensuels pour les mois avec des données manquantes ont été calculés à partir des données du reste du mois en multipliant le volume par le rapport entre le nombre de jours total dans le mois et le nombre de jours pour lesquels des données sont disponibles.

Le débit par cycle de pompage, la troisième méthode de calcul, est basé sur les variations du niveau d'eau dans le bassin entre les périodes de pompage (Duhaime et al. 2018). Le débit a été obtenu en multipliant la pente de la relation entre le niveau d'eau et le temps écoulé par la section A . Ce calcul est équivalent à celui de Q_{avant} et $Q_{après}$ à la Figure 32. La pente de la relation entre le niveau d'eau et le temps écoulé a été utilisée pour calculer une ou deux valeurs de débit entre chaque arrêt et démarrage de pompe. Notons que le temps écoulé entre l'arrêt d'une pompe et le démarrage de la pompe suivante varie par temps sec entre 30 et 60 minutes selon le débit entrant dans le bassin. Le temps d'opération des pompes est d'un peu moins de 10 minutes par cycle de pompage par temps sec.

Les débits pour les percements et le siphon inversé ont été mesurés avec un seau de 18,92 L et un chronomètre. Le temps nécessaire pour remplir le seau a été noté. La précision de cette méthode varie grandement avec le débit. Par exemple, les débits très importants au siphon inversé entraînent des temps de remplissage entre 1,31 et 1,83 s. Ces temps de remplissage très courts entraînent une incertitude importante sur le débit.

Les débits présentés dans l'étude Martinez Avilés (2017) ont aussi été utilisés dans l'analyse des résultats. Ces mesures de débit ont été réalisées directement dans les conduites de 900 mm du système de drainage avec des déversoirs.

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

3.1.2 Résultats

La Figure 33 montre les valeurs mensuelles du débit à la station de pompage de la tour 9 et des précipitations sous forme de pluie depuis 2009. Deux périodes présentent des débits plus variables : entre 2010 et 2012 et en 2019. La cause de la variabilité observée entre 2010 et 2012 n'est pas connue. Les débits entre 2012 et 2018 varient peu d'un mois à l'autre avec une moyenne mensuelle de 54 L/s. Suite à la diminution observée en 2019, le débit moyen est passé à 31 L/s à partir du mois de novembre 2019. Le lien entre le débit et les précipitations ou les saisons n'est pas évident. La variabilité des débits entre 2010-2012 et 2019 ne semble pas être liée aux précipitations ou aux saisons.

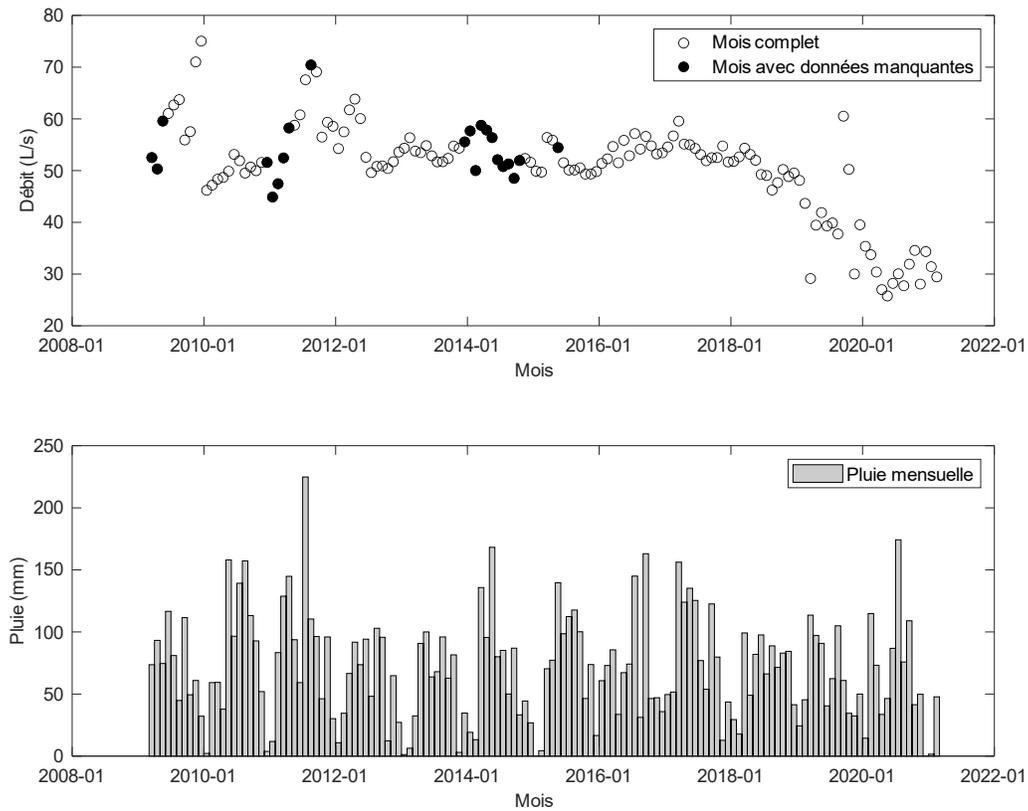


Figure 33 Débit mensuel moyen entrant dans la station de pompage depuis avril 2009 et précipitations sous forme de pluie.

La Figure 34 montre les débits quotidiens pour l'année 2019. On remarque une diminution du débit entre le début et la fin de l'année 2019 comme à la Figure 33. On peut toutefois noter que le débit ne diminue pas graduellement, mais par palier. Le palier avec la variation la plus abrupte du débit est celui entre le 21 mars et le 9 mai 2019. Le débit moyen par temps sec pour cette période est de

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

l'ordre de 25 L/s, soit un débit inférieur à celui qui est observé depuis le mois d'octobre 2019 (31 L/s). D'autres paliers moins importants peuvent être notés. Par exemple, une légère diminution du débit a été observée entre le 17 et le 30 juillet 2019. Le lien entre les débits et les précipitations est plus clair pour les valeurs quotidiennes que pour les valeurs mensuelles. Les journées avec des précipitations supérieures à 20 mm sont souvent associées à des débits plus élevés. Par exemple, les journées du 17 octobre 2019 et du 11 janvier 2020 sont associées à des débits de 59 et 51 L/s pour des précipitations de 65 et 44 mm, respectivement. Notons que la température maximale le 11 janvier 2020 était de 7,1 °C à la station météorologique McTavish au centre-ville de Montréal. Les précipitations étaient donc sous forme de pluie.

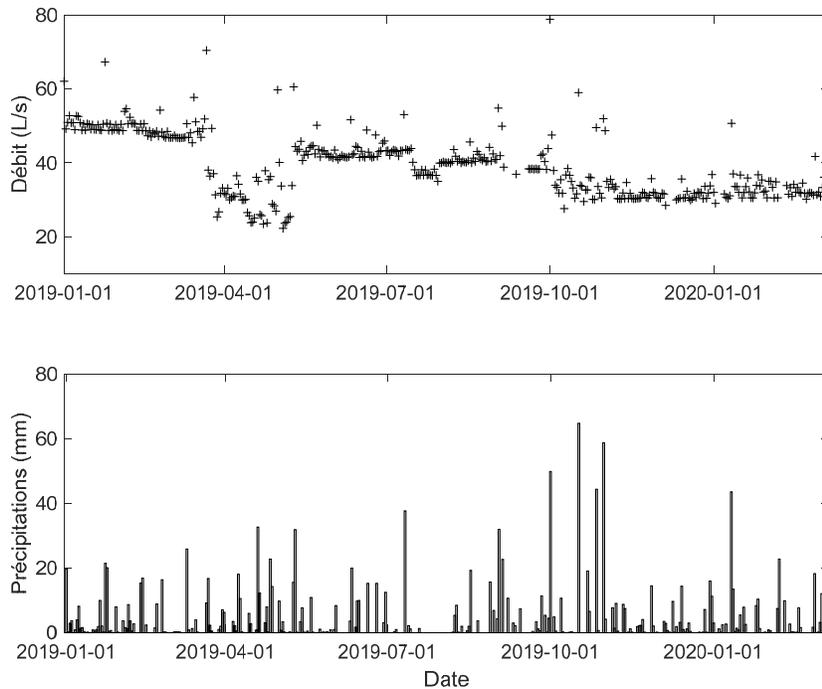


Figure 34 Comparaison du débit journalier à la station de pompage et des précipitations pour la période allant du 1^{er} janvier 2019 au 3 mars 2020.

Les variations abruptes du débit observées pour l'année 2019 peuvent être expliquées par les travaux d'urgence qui ont été réalisés sur la conduite d'eau potable de 2,1 m de diamètre qui longe le tunnel (Bordeleau 2019; St-Laurent 2022). Cette conduite a été fermée une première fois pour inspection entre le 21 mars 2019 et le 9 mai 2019. Cette période correspond au palier qui a été noté à la Figure 34. Les mesures de débits qui ont été réalisées dans le système du drainage du TVM par Martinez Avilés (2019) les 9 et 10 mai 2019 montrent que l'augmentation du débit observée à la Figure 34 pour ces dates (environ 20

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

L/s) s'est produite entièrement en amont du regard VM2-ZB-9 vers la voie K, à l'ouest du chainage 60+00. Il est important de souligner que la diminution du débit de 43 % qui a été observée entre le début et la fin de l'année 2019 est du même ordre que la proportion d'eau potable dans l'eau du bassin de pompage (40 à 46%) qui a été déterminée sur la base des analyses de l'eau. La proportion d'eau potable dans l'eau d'infiltration sera discutée au chapitre 4 avec la présentation des analyses chimiques de l'eau.

Les débits par cycle de pompage peuvent être utilisés pour caractériser le délai entre les précipitations sous forme de pluie et l'augmentation du débit à la station de pompage. La Figure 35 présente la relation entre le débit entrant dans le bassin et les précipitations horaires pour la journée du 11 juillet 2019. Cette journée a été choisie en raison de l'intensité élevée des précipitations. La hauteur totale de pluie pour la journée était de 37,7 mm avec 20,7 mm entre 17h00 et 18h00. Le débit avant la période intense de précipitation est approximativement constant à 41 L/s. Le débit entrant dans le bassin répond très rapidement à l'épisode de précipitations intense à partir de 17h45, ce qui implique que le temps de réponse est inférieur à une heure. Un débit de 387 L/s a été atteint entre 17h49 et 17h51. Notons que deux pompes ont fonctionné en même temps entre 17h57 et 18h03 pour l'épisode de pluie de la Figure 35. Les données de pompage montrent que le fonctionnement simultané de deux pompes est seulement nécessaire lorsque le taux de précipitation est très élevé.

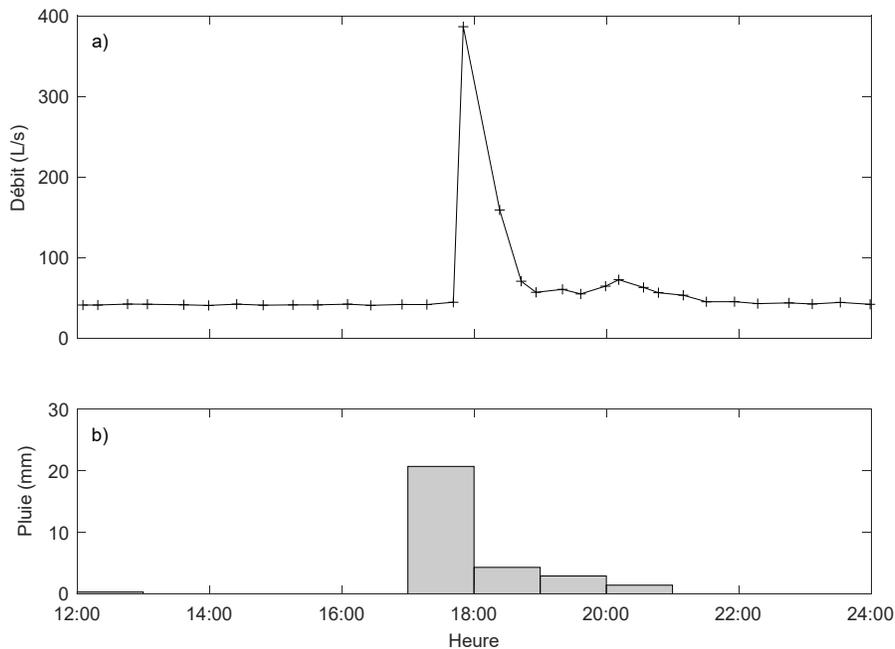


Figure 35 Débit par cycle de pompage (a) et précipitations horaires (b) pour le 11 juillet 2019 (précipitations totales de 37,7 mm).

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

La Figure 36 présente les débits par cycle de pompage pour la période du 20 au 28 mars 2019 (Duhaime et al. 2019). Sur la Figure 34, les débits quotidiens durant cette période passent d'environ 50 L/s à des débits plus faibles et plus variables. Pour la même période, la Figure 36 présente aussi les précipitations quotidiennes.

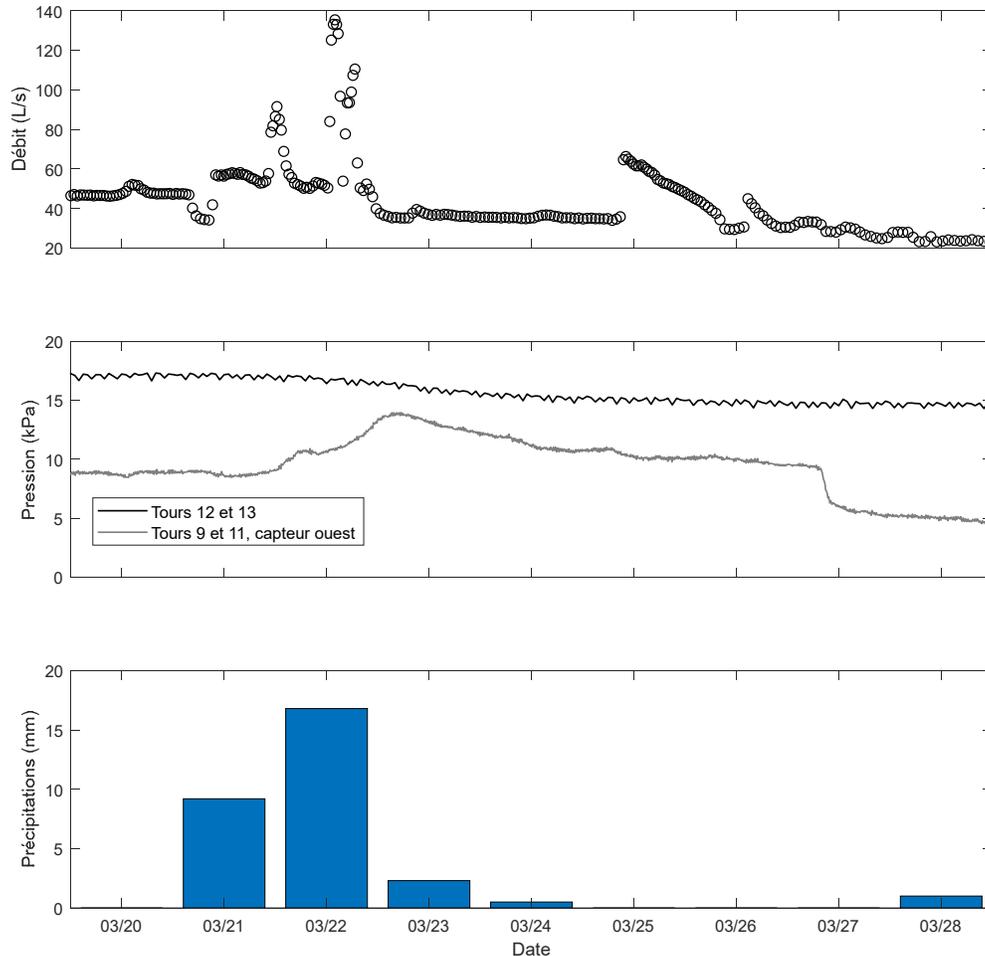


Figure 36 Débit moyen par cycle de pompage au début de la période de réparation de la conduite (Duhaime et al. 2019).

On remarque que la fermeture de la conduite de 2,1 m de diamètre du 21 mars 2019 coïncide avec une variabilité accrue du débit. Cette variabilité est toutefois difficile à interpréter parce qu'elle coïncide aussi avec des précipitations totales de 28 mm entre le 21 mars en soirée et le matin du 23 mars. La période avec des débits variables est suivie d'une période de deux jours (23-24 mars) pendant laquelle les débits sont presque constants. Cette période coïncide avec la fin de semaine (samedi et dimanche). Deux augmentations très brusques du débit

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

sont observées au début de la semaine suivante (lundi et mardi). Le moment exact de ces changements est facile à identifier avec les données des capteurs de pression :

- 25 mars, 9h15, augmentation du débit de 35 à 66 L/s;
- 26 mars, 14h30, augmentation du débit de 30 à 45 L/s.

Ces augmentations du débit ne sont pas associées à des précipitations. Il est très probable qu'elles soient associées à des opérations sur le réseau d'eau potable et aux travaux sur la conduite de 2,1 m. Comme suggéré par Duhaime et al. (2019), il serait pertinent de discuter des variations du débit observées sur la Figure 36 avec des représentants du service de l'eau de la ville de Montréal, surtout celles du 25-26 mars qui ne sont pas associées à des précipitations.

La Figure 36 présente aussi les variations de la pression d'eau à l'extrados du tunnel pour deux piézomètres installés entre les tours 9 et 11, et entre les tours 12 et 13. Le piézomètre installé entre les tours 9 et 11 montre une augmentation de la pression d'eau d'environ 5 kPa entre le 21 et le 23 mars 2019, ce qui correspond à une augmentation du niveau d'eau d'environ 50 cm. Comme c'est le cas pour le débit, cette augmentation est difficile à interpréter en raison des précipitations qui ont été observées pendant la même période. Le piézomètre montre ensuite un retour graduel vers une pression semblable à celle du 21 mars, puis une diminution abrupte de 3 kPa (30 cm) le 27 mars 2019 entre 9h45 et 11h45. Le piézomètre installé entre les tours 12 et 13 montre une diminution graduelle de la pression de 2.5 kPa à partir du 21 mars 2019. Cette diminution correspond à une diminution du niveau d'eau de 25 cm. Les variations des pressions d'eau à l'extrados seront présentées plus en détail à la section 3.2.

Le Tableau 1 présente les débits aux percements et le débit estimé à la sortie du siphon inversé. Les deux séries de mesures qui sont présentées dans le tableau ont été réalisées avant et après le début des travaux sur la conduite de 2,1 m en mars 2019. Mis à part le débit au siphon inversé qui a été estimé à partir des données de Martinez Avilés (2017) pour le mois d'octobre 2017, les mesures avant les travaux sur la conduite de 2,1 m ont toutes été prises le 27 juillet 2018. Les mesures après le début des travaux ont été prises le 5 juin 2019. Le débit estimé à la sortie du siphon inversé avant les travaux sur la conduite de 2,1 m est une valeur minimale. Celle-ci a été estimée à partir du débit mesuré avec un déversoir un peu plus à l'ouest au chainage 55+00 (regard VM2-ZB-1). Le Tableau 1 indique aussi le débit journalier à la station de pompage de la tour 9 pour ces deux journées. Le débit a été estimé à partir du temps d'opération des pompes. Le débit de 54 L/s pour le 27 juillet 2018 correspond aussi au débit moyen entre 2012 et 2018. On remarque une diminution du débit pour le siphon inversé et pour les percements de la voie B après le début des travaux. La diminution du débit au siphon inversé est la plus marquée. Celui-ci diminue de moitié. On peut aussi noter que la diminution du débit pour le siphon inversé et pour les percements de la voie B (16,2 L/s) suffit pour expliquer la diminution du débit à la station de pompage (13 L/s). Il est important aussi de noter que la variation du débit estimée pour le siphon inversé est presque du même ordre que celle qui a été observée par Martinez Avilés (2019) à l'ouest du

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

chainage 60+00 en mai 2019. Il semble donc que les travaux sur la conduite de 2,1 m aient surtout mené à des variations des débits d'infiltration dans la partie ouest du tunnel avant juin 2019.

Tableau 1 Débit aux percements et au siphon inversé avant et après le début des travaux sur la conduite de 2,1 m (données de Duhaime et al. 2019; St-Laurent 2022).

Point de mesure	2018-07-27		2019-06-05	
	Débit (L/s)	% du débit total	Débit (L/s)	% du débit total
Bassin de la tour 9	54	100	41	100
Siphon inversé (37+77)	25*	46	12	29
Percement Voie B mur nord (37+70)	8,6	16	5,8	14
Percement Voie B mur sud (37+70)	2,5	5	2,1	5
Percement Voie F mur est	1,2	2	1,4	3

* Valeur minimale estimée à partir du débit au chainage 55+00

La Figure 37 présente la répartition des infiltrations le long du TVM avant les travaux sur la conduite de 2,1 m. Le débit en amont du siphon inversé dans la partie ouest du tunnel représentait plus de 45 % du débit à la station de pompage en 2018. Les débits dans la partie est du tunnel étaient moins importants. Les débits pour l'ensemble des percements ne sont pas négligeables. Ils représentaient plus de 20 % du débit en 2018 (Tableau 1 et Figure 37). On ne dispose pas de mesures détaillées de la répartition du débit depuis la fin de travaux, mais la proportion du débit dans la partie ouest du tunnel est probablement plus faible qu'en 2018.

La Figure 38 présente une comparaison du taux d'infiltration par unité de surface pour différents tunnels et pour le TVM. Trois taux d'infiltration ont été calculés pour le TVM selon le traitement des débits pour les percements et selon la section du tunnel considérée :

- Tunnel complet, sans percements (I);
- Tunnel complet, avec percements (II);
- Section de 100 m du tunnel avec le taux d'infiltration le plus élevé (III).

Comme le drainage aux percements est contrôlé et intentionnel, il est probablement plus approprié d'exclure cette composante de la comparaison. On remarque que les débits observés au TVM sont comparable à la gamme supérieure des débits qui ont été mesurés pour d'autres tunnels dans la littérature.

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

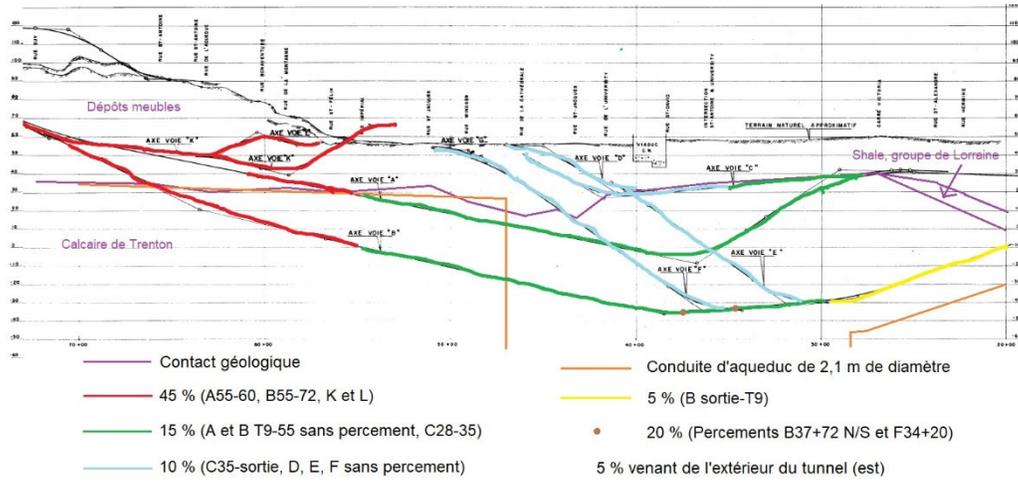


Figure 37 Répartition des débits le long du tunnel avant les travaux sur la conduite de 2,1 m (adapté de Duhaime et al. 2019).

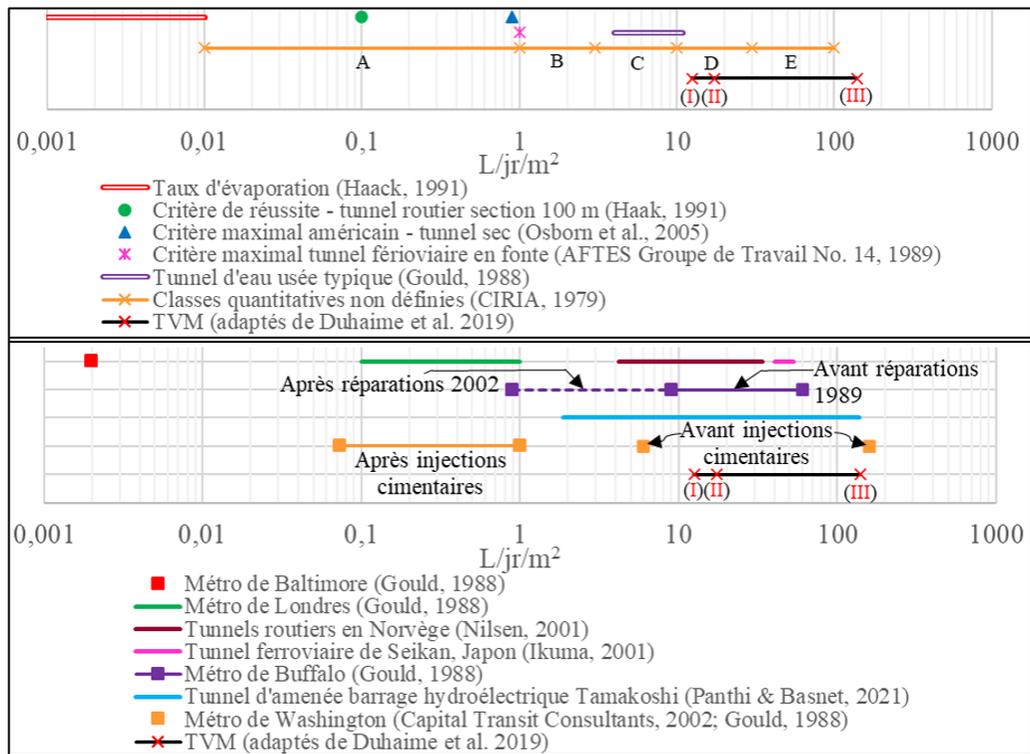


Figure 38 Exemples de débits par unité de surface de tunnel (St-Laurent 2022).

On peut aussi comparer les débits mesurés dans le TVM avec ceux qui sont rapportés pour le métro de Montréal. Durand (1979), cité par Boyer et al. (1985), rapporte un taux d'infiltration de 70 L/s pour l'ensemble du réseau du métro, ce qui correspondait à 44 km de tunnel à cette époque. On doit souligner que les pires conditions dans le métro sont observées aux endroits où les tunnels sont relativement près de la surface, comme c'est le cas pour le TVM (p. ex. Durand 2022).

3.2 Mesures de la pression d'eau

Cette section présente la méthodologie et les résultats pour les mesures de la pression d'eau à l'extrados du tunnel. L'objectif de ces mesures était de déterminer la distribution de ces pressions, leur variabilité dans le temps, le lien entre ces pressions et les débits d'infiltration et l'influence du TVM sur la piézométrie au centre-ville.

3.2.1 Méthodologie

La méthodologie utilisée pour mesurer les pressions a été présentée en détail par St-Laurent (2022). Huit obturateurs munis de capteurs de pression ont été utilisés pour mesurer la pression d'eau à l'extrados. Les capteurs ont été installés en amont (côté mont Royal) et en aval (côté fleuve Saint-Laurent) du tunnel pour observer l'influence de la structure de béton sur l'écoulement perpendiculaire au tunnel. Les dates d'installation et les emplacements des capteurs sont donnés au Tableau 2.

Trois types d'obturateurs ont été utilisés (Figure 39). Les obturateurs fournis par GKM Consultants ont été installés aux chainages 28+30 et 56+32 dans des forages de 50,8 mm (Figure 39a). Quatre obturateurs Margo 48RR087-18 du fournisseur Chemgrout ont été installés aux chainages 28+77, 48+93, 51+06 et 59+01 dans des forages de 25,4 mm (Figure 39b). Les obturateurs pour les forages de 25,4 mm de diamètre ont l'avantage de pouvoir être installés avec une perceuse à percussion. Les obturateurs des forages de 50,8 mm nécessitent l'utilisation d'un carottier. Leur installation peut demander plusieurs heures dépendamment de l'épaisseur du béton. Deux capteurs de pression ont été installés sur des obturateurs datant de la construction du tunnel (chainages 36+22 et 40+56) (Figure 39c). Un troisième obturateur du même type est présent au chaînage 42+80, mais la vanne ne fonctionne pas. Ces obturateurs sont montrés sur les plans de construction du tunnel. Il est probable qu'ils aient servi à vérifier l'efficacité des percements pour réduire la pression d'eau du côté amont du tunnel. Des obturateurs semblables sont présents dans le métro de Montréal, à la station Berri-UQAM (Dominique Chaussée, communication personnelle).

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

Tableau 2 Caractéristiques des points de mesure de la pression.

Emplacement	Chainage	Élévation du capteur dans le système de référence des plans du TVM (m)	Aval ou amont	Date d'installation du capteur ou de la prise de mesure
Plénum de ventilation de la tour 13	59+05	8,3	aval	2020-06-11
Couloir d'évacuation entre les tours 12 et 13	56+32	6,5	aval	2018-11-08
Plénum de ventilation entre les tours 11 et 12	51+06	2,4	amont	2021-06-06
Cage d'escalier de secours entre les tours 11 et 12	48+93	-6,9	aval	2020-06-11
Couloir entre les tours 9 et 11	40+56	-11,2	amont	2018-11-27
Couloir entre les tours 9 et 11	36+22	-12,4	amont	2018-11-27
Cage d'escalier de secours dans la cathédrale	28+77	-10,8	aval	2021-06-07
Cathédrale	28+30	-1,7	amont	2019-07-25

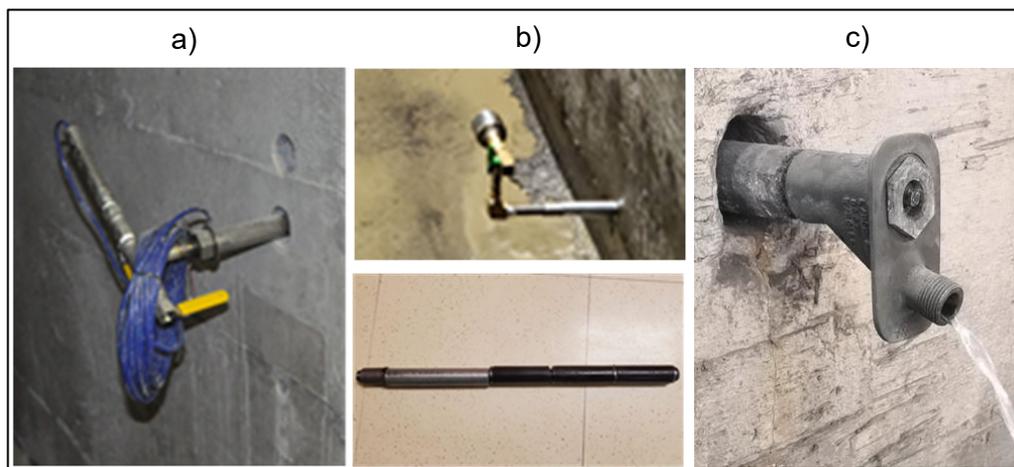


Figure 39 Types d'obturateurs utilisés pour les mesures de pression d'eau et l'échantillonnage d'eau souterraine, a) obturateur pour forage de 5,08 cm, b) obturateur pour forage de 2,54 cm et c) obturateur datant de la construction du tunnel.

Le Tableau 2 donne l'élévation des capteurs par rapport au niveau de la mer. Les élévations sont basées sur le système de référence utilisé dans les plans du TVM (voir par exemple la Figure 4b). Ces valeurs d'élévation sont nécessaires pour calculer les charges hydrauliques à partir des valeurs brutes de pression. L'incertitude sur ces élévations est difficile à estimer. Elle dépend

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

de l'erreur sur l'élévation dans les plans du TVM et des erreurs de mesure dans le tunnel lors de l'installation des capteurs. L'erreur est estimée à 1 m ou moins.

Les capteurs utilisés pour mesurer la pression sont présentés à la Figure 40. Les capteurs à corde vibrante Geokon, modèle 4500H (Figure 40a) ont été installés sur les obturateurs fournis par GKM Consultants (chainages 28+30 et 56+32). La plage de mesure de ces capteurs est de 350 kPa. Les capteurs à jauges de déformation Track-It de Monarch Instrument (Figure 40b) ont été installés aux chainages 48+93 et 59+01 sur les obturateurs fournis par Chemgrout, et aux chainages 36+22 et 40+56 sur les obturateurs existants. Ces capteurs ont une plage de mesure de 1000 kPa. Les pressions des obturateurs de Chemgrout aux chainages 28+77 et 51+06 ont été relevées une seule fois avec un capteur BetaGauge PI Pro de Martel Electronics les 6 et 7 juin 2021 (Figure 40c).

Les capteurs de Geokon et Monarch Instrument mesurent la pression absolue. La pression atmosphérique a donc été soustraite de la valeur brute pour obtenir la pression qui correspond à la colonne d'eau.

Les mesures ont été prises au moins à chaque heure pour les capteurs de pression Geokon et Monarch Instrument. Les capteurs doivent être relevés manuellement avec une tablette et le logiciel Dlog dans le cas des capteurs Geokon, et avec un ordinateur portable et le logiciel Track-It dans le cas des capteurs Monarch Instrument.

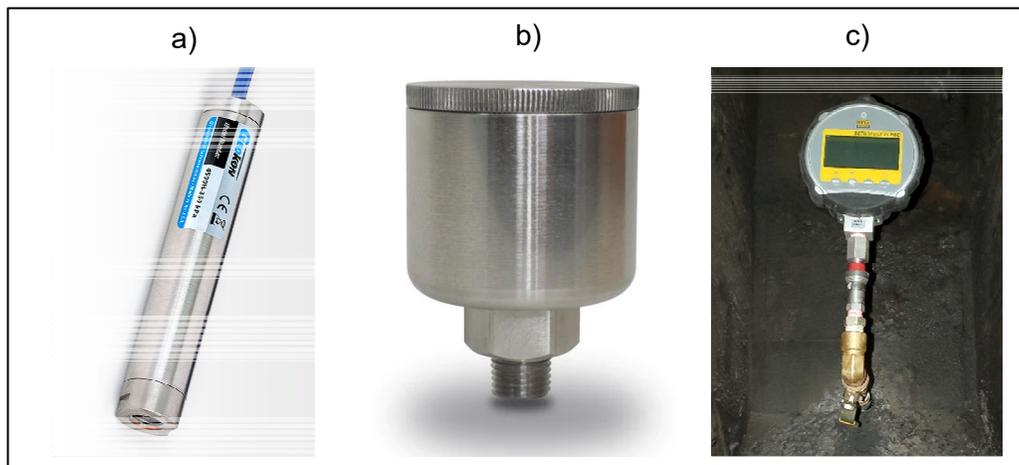


Figure 40 Capteurs utilisés pour les mesures de pression interstitielle, a) modèle 4500H de Geokon (<https://www.geokon.com/4500H-4500HH>), b) modèle Track-It de Monarch Instrument (<https://monarchinstrument.com/collections/track-it-data-loggers/products/track-it-pressure-temp-data-logger>) et c) modèle BetaGauge PI Pro de Martel Electronics.

Quelques séries de données n'ont pas pu être analysées et ne sont pas présentées dans la section résultats. Par exemple, pour le capteur du chaînage 56+32, les données ne sont pas présentées pour la période allant du 12 au 19 juin 2020. La vanne permettant l'échantillonnage de l'eau avec le piézomètre a été mal fermée lors d'une visite le 12 juin 2020. Une diminution de la pression est donc observée sur les données brutes. La vanne a été fermée le 19 juin 2020. Des valeurs de pressions anormalement élevées ont aussi été observées et retirées pour le piézomètre du chaînage 59+05 en janvier 2021. Le capteur semble avoir gelé. Ce capteur est situé dans le plénum de la tour 13, une portion du tunnel relativement froide en hiver (voir la section 3.3).

3.2.2 Résultats

Les résultats sont présentés en termes de charges hydrauliques par rapport au niveau de la mer (h), comme c'était le cas à la Figure 12 pour la piézométrie avant la construction du tunnel et pour les études géotechniques réalisées à proximité du tunnel depuis sa construction. La charge hydraulique correspond à la somme de l'élévation du capteur (Tableau 2) et de la colonne d'eau calculée à partir de la pression d'eau mesurée par le capteur. Les pressions interstitielles (p) peuvent être estimées pour différentes profondeurs en supposant une distribution hydrostatique de la pression :

$$p = 9,8 \text{ kN/m}^3 (h - z) \quad (3.1)$$

où z est l'élévation pour laquelle la pression doit être calculée.

Il faut être prudent avec l'utilisation de l'équation 3.1. Comme mentionné à la section 2.2, en raison de l'hétérogénéité des sols et des remblais au centre-ville, on observe parfois la présence de nappes perchées. L'utilisation de l'équation 3.1 pour estimer la pression d'eau près de la surface à partir de charges hydrauliques mesurées en profondeur peut mener à une sous-estimation de la pression si une nappe perchée est présente. La présence d'écoulements verticaux, par exemple à proximité des percements, peut aussi mener à des erreurs sur l'estimation des pressions d'eau près de la surface.

La Figure 41 présente les séries temporelles de charge hydraulique pour les six capteurs avec des enregistreurs de données. On remarque tout d'abord que h varie considérablement d'un point de mesure à l'autre. Des valeurs de h très faibles, de l'ordre de -10 m, sont observées pour les deux capteurs installés de part et d'autre des percements de la voie B et du point bas du tunnel (chainages 36+22 et 40+56). Des valeurs de h entre 1 et 3 m sont obtenues pour les capteurs installés à l'est de la tour 9 et entre les tours 11 et 12 (chainages 28+30 et 48+93). Finalement, des valeurs de h entre 7 et 10 m sont obtenues pour les capteurs installés dans la partie ouest du tunnel (chainages 59+05 et 56+32). Les valeurs de h pour les deux capteurs sans enregistreur aux chainages 51+06 et 28+77 sont respectivement 7.6 m et -5.3 m.

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

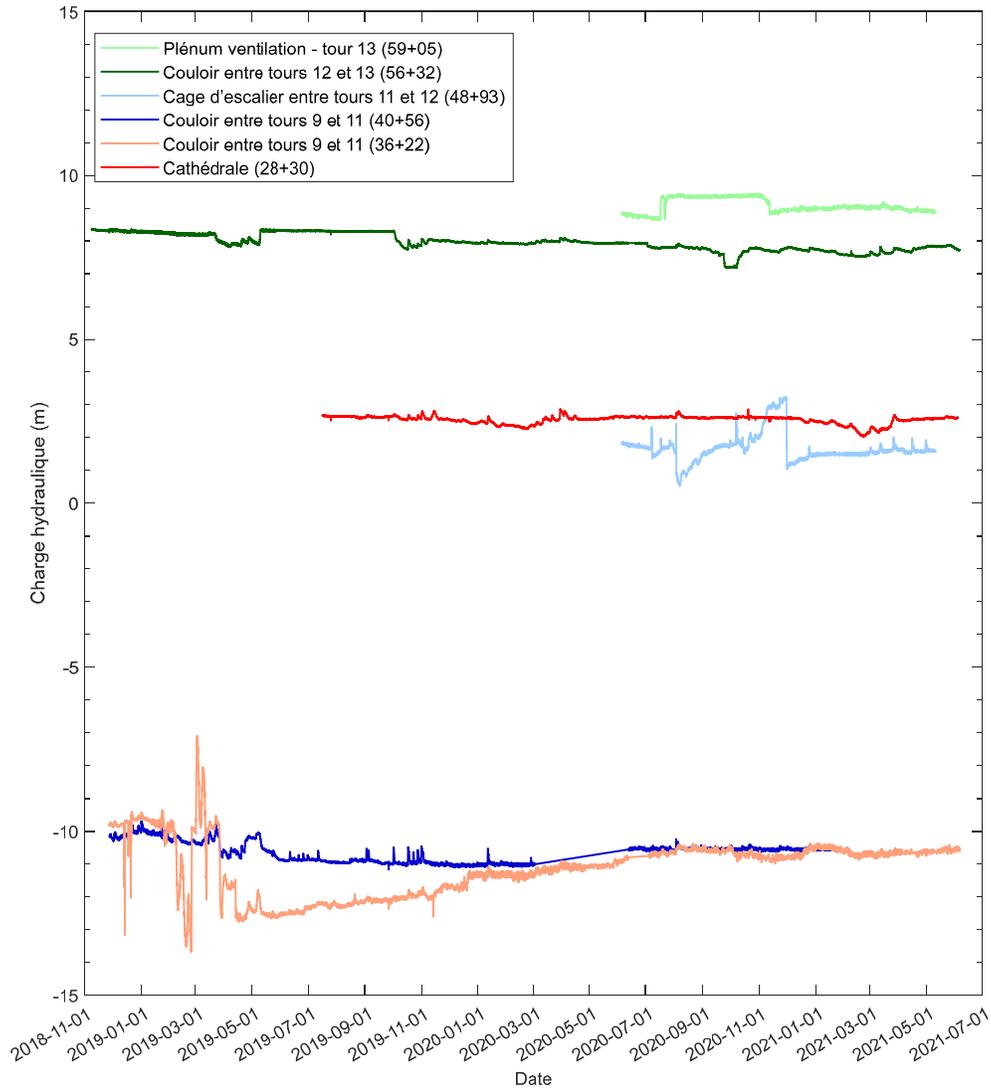


Figure 41 Variation de la charge hydraulique dans le temps pour les six capteurs de pression munis d'un enregistreur de données.

On peut remarquer que cinq des huit points de mesure présentent des valeurs de h plus faibles que l'élévation du fleuve. Rappelons que celle-ci est d'environ 6 m à proximité du TVM. La présence de niveaux d'eau inférieurs au niveau du fleuve, surtout à proximité des percements au points bas du tunnel, confirme l'impact de ces derniers sur les niveaux d'eau et les écoulements à proximité du tunnel. En raison des charges très faibles à l'extrados, les écoulements d'eau souterraine à proximité du TVM sont dirigés vers ce dernier.

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

L'amplitude des variations de la charge hydraulique dans le temps varie d'un point de mesure à l'autre. Le Tableau 3 présente les valeurs minimales, moyennes et maximales de h pour chaque point de mesure avec un enregistreur de données. Mis à part le capteur du chaînage 36+22, les capteurs montrent des variations dont l'amplitude varie entre 0.8 et 2.7 m (entre 8 et 27 kPa) pour des périodes de mesure d'au moins 11 mois. Le capteur du chaînage 36+22 montrent quant à lui des variations de 6,6 m (65 kPa).

Tableau 3 Synthèse des charges hydrauliques pour les capteurs de pression.

Emplacement	Période de mesure	h (m)		
		Valeur minimale	Valeur moyenne	Valeur maximale
Plénum de ventilation de la tour 13 (59+05)	2022-06-11 à 2021-05-12	8,6	9,1	9,5
Couloir d'évacuation entre les tours 12 et 13 (56+32)	2018-11-08 à 2021-06-06	7,2	8,0	9,4
Plénum de ventilation entre les tours 11 et 12 (51+06)	2021-06-06	7,6		
Cage d'escalier de secours entre les tours 11 et 12 (48+93)	2020-06-11 à 2021-05-12	0,5	1,7	3,2
Couloir entre les tours 9 et 11 (40+56)	2018-11-27 à 2021-01-26	-11,2	-10,6	-9,7
Couloir entre les tours 9 et 11 (36+22)	2018-11-27 à 2021-06-05	-12,4*	-11,1	-7,1
Cage d'escalier de secours dans la cathédrale (28+77)	2021-06-07	-5,3		
Cathédrale (28+30)	2019-07-25 à 2021-06-05	2,0	2,6	2,9

*Élévation du capteur, soit la charge minimale qui peut être mesurée.

Certains changements brusques ou systématiques de h à la Figure 41 sont plus marqués :

- Le capteur du chaînage 36+22 montre les variations de h les plus importantes. Au début de l'année 2019, il présentait des valeurs de h semblables à celles du capteur de l'autre côté des percements de la voie B (chaînage 40+56). Une diminution brusque de h a été observée à partir du 7 février 2019. Cette diminution a été suivie de fluctuations rapides du niveau d'eau entre le 7 février et le 1^{er} juin 2019. Ces fluctuations ont été suivies d'une augmentation graduelle du niveau d'eau de 1,6 m entre juin 2019 et juillet 2020. Depuis juillet 2020, les deux capteurs de part et d'autre des percements de la voie B présentent des valeurs de h de l'ordre de -10,6 m qui varient peu dans le temps. Notons que les valeurs minimales de h pour le capteur du chaînage

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

36+22 correspondent approximativement à son élévation. Le niveau d'eau semble donc avoir passé sous l'élévation du capteur pendant cette période. La faible colonne d'eau pour ce capteur a été observée lors de la campagne d'échantillonnage d'eau pour analyses de l'automne 2019 (voir chapitre 4). En raison de la faible colonne d'eau, il n'a pas été possible d'échantillonner l'eau de cet obturateur. On doit aussi souligner que les valeurs maximales de h mesurées pour le capteur du chaînage 36+22 à l'hiver 2019 correspondent à une période relativement froide au centre-ville (valeurs minimales de température inférieures à -15 °C entre les 26 et 28 février 2019). Il est possible que les valeurs élevées de h enregistrées durant cette période soient dues au gel du capteur.

- Le capteur qui a été installé dans une cage d'escalier entre les tours 11 et 12 (chaînage 48+93) est celui qui montre les variations de h avec la deuxième amplitude la plus élevée. La variation de h observée dans la nuit du 2 au 3 août 2020 est particulièrement marquée avec une amplitude de plus de 1,5 m. Cette variation très rapide est associée à un épisode de précipitation qui sera présenté plus en détail à la Figure 42.
- Les capteurs des chainages 28+30 et 56+32 montrent de plus faibles variations de h . Par contre, le comportement observé pour le capteur du chaînage 56+32 varie dans le temps. On remarque que h est très stable pour la période du 10 mai au 3 octobre 2019 pour ce capteur. À partir du 3 octobre, la valeur de h diminue rapidement de 0,50 m, puis elle devient plus variable. La date du 3 octobre 2019 correspond approximativement à la fermeture d'une section de la conduite d'eau potable de 2,1 m qui longe le TVM (Bordeleau 2019). Comme on le verra plus loin, les valeurs de h pour les capteurs des chainages 28+30 et 56+32 depuis le 3 octobre 2019 varient surtout selon les précipitations.
- Les valeurs de h du capteur installé dans le plénum de la tour 13 (chaînage 59+05) varient peu. Les mesures montrent un plateau entre le 17 juillet et le 12 novembre 2020. Ce plateau correspond à une augmentation très abrupte de la pression (0.5 m). Cette augmentation est difficile à expliquer. Il est possible que cette augmentation brusque soit due à un problème avec le capteur.

Certains pics de valeurs de h sont corrélés et peuvent être observés pour plusieurs capteurs, malgré la distance qui les sépare. L'influence des précipitations expliquent certaines de ces corrélations. La Figure 42a montre les variations de h pour les six piézomètres munis d'un enregistreur pour la période du 1^{er} au 6 août 2020. Pour faciliter la comparaison, les charges sont exprimées en termes de variation par rapport à la charge hydraulique du 1^{er} août à minuit pour chaque piézomètre. La Figure 42b montre les hauteurs de précipitations horaires pour la même période. Deux épisodes de pluie principaux peuvent être observés : le 2 août entre 20h00 et 23h00 (63 mm), et le 4 août entre 7h00 et 23h00 (45 mm). Mis à part le piézomètre du plénum de ventilation de la tour 13 (chaînage 59+05), tous les capteurs montrent une augmentation du niveau d'eau suite aux précipitations. La variation du niveau d'eau est inférieure à 0,35 m, sauf pour le piézomètre du chaînage 48+93. Ce dernier montre une augmentation du

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

niveau d'eau de 0,84 m, puis une diminution très abrupte et difficile à expliquer d'environ 1,5 m en seulement quelques heures. L'autre diminution rapide de h pour ce capteur (30 novembre 2020, Figure 41) est aussi associée à des précipitations (13 mm entre 13h30 et 18h00).

L'influence des précipitations et la corrélation entre les mesures des différents capteurs est aussi observable à plus long terme. La Figure 43a montre la variation de h par rapport à la valeur du 1^{er} août 2019 pour les capteurs des chainages 28+30, 36+22, 40+56 et 56+32. La Figure 43b présente les valeurs de précipitations quotidiennes pour la même période. On remarque que les précipitations du 17 octobre, 22 octobre, 27 octobre et 31 octobre sont clairement associées à des augmentations du niveau d'eau de quelques dizaines de cm pour les capteurs de pression des chainages 28+30, 40+56 et 56+32. Le capteur de pression du chainage 36+11 ne montre pas de réponse claire aux précipitations. L'augmentation du niveau associée à des précipitations perdure 3 ou 4 jours. Comme mentionné précédemment, avant le 3 octobre 2019, le capteur du chainage 56+32 a un comportement différent : il ne répond pas aux précipitations.

L'augmentation du niveau d'eau observée à la Figure 43a pour le capteur de pression du chainage 28+30 autour du 14 novembre 2019 a une cause différente. Le pic a une forme plus symétrique avec une augmentation graduelle de la pression (Figure 44). Il n'y a pas de précipitations majeures associée à cette augmentation et les autres capteurs ne montrent pas d'augmentation au même moment. Il est probable que l'augmentation de la pression pour le capteur du chainage 28+30 soit associée à l'inondation de la station de métro Square-Victoria-OACI du 14 novembre 2019. Cette station est très près du capteur. Une inondation majeure a entraîné l'arrêt de la ligne de métro à 6h15 le 14 novembre 2019 (Presse Canadienne 2019). L'inondation a été causée par le bris d'une conduite d'eau potable au coin de la côte du Beaver Hall et de l'avenue Viger ouest. L'arrêt de service correspond à un changement de la pente de la relation entre h et le temps. Le sommet du pic correspond à la réouverture de la station le même jour à 15h00. Le seul autre capteur qui montre une variation du niveau d'eau potentiellement associée à ce bris de conduite est le capteur du chainage 36+22. Celui-ci montre une diminution brusque du niveau d'eau d'environ 60 cm la veille de l'inondation. La Figure 41 montre que cette variation brusque est la plus importante depuis juin 2019 pour ce capteur. Il est important remarquer que dans les deux cas, les variations du niveau d'eau à l'extrados du TVM ont été observées avant les conséquences dans le métro.

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

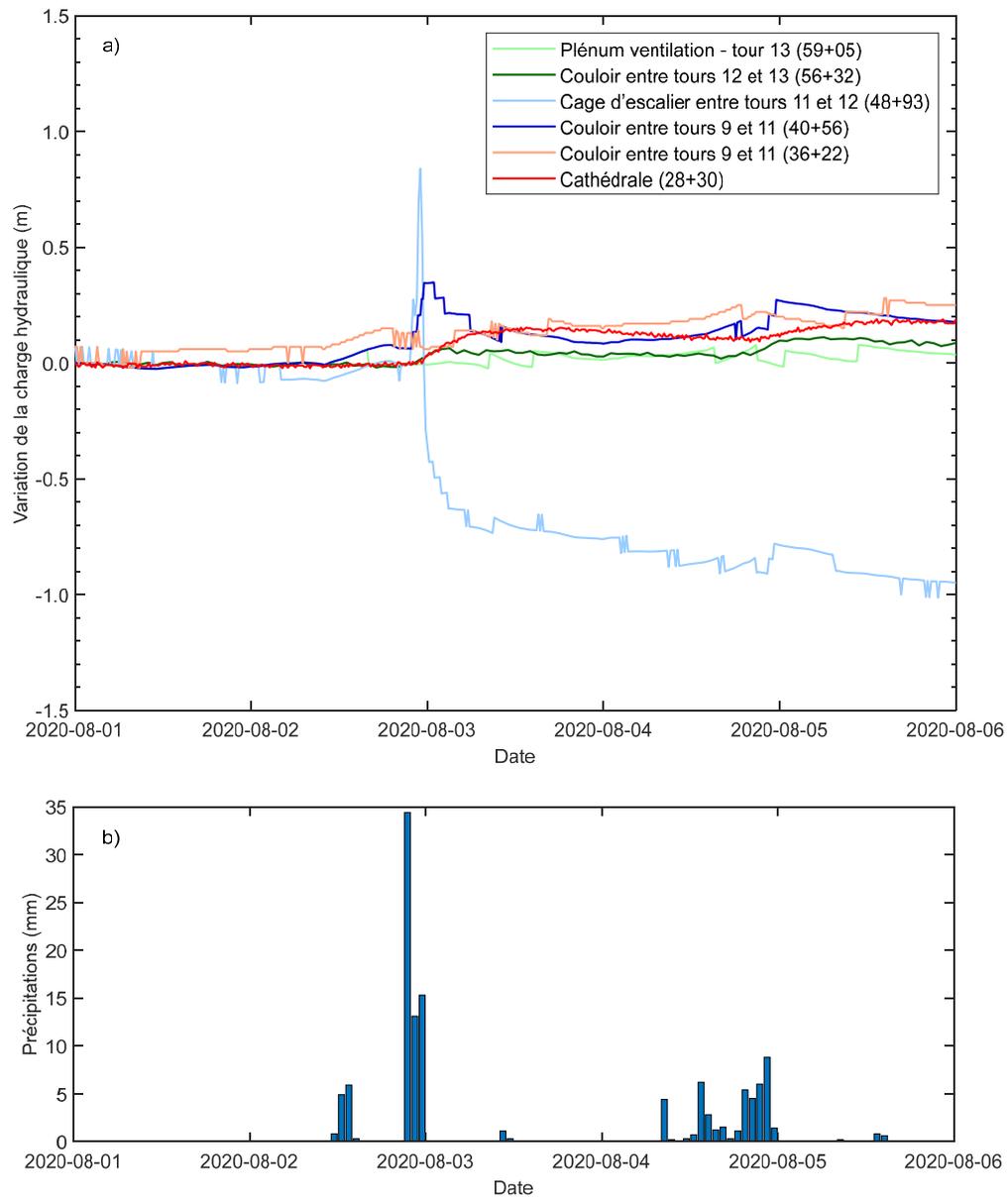


Figure 42 Variation de la charge hydraulique (a) pour les six piézomètres avec des enregistreurs de données et précipitations (b) durant les pluies du 2 août et du 4 août 2020.

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

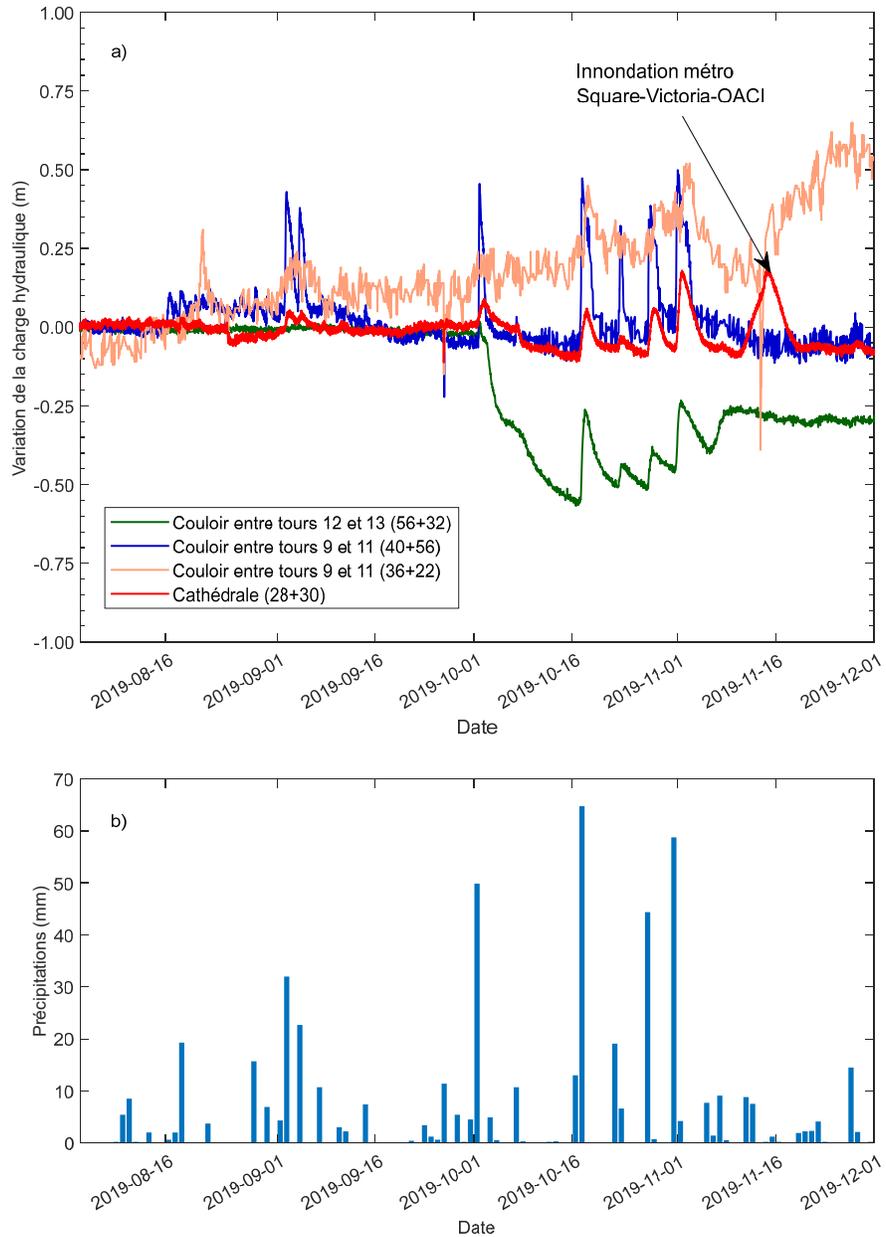


Figure 43 Variations de la charge hydraulique (a) et précipitations quotidiennes (b) pour les piézomètres avec enregistreurs de données.

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

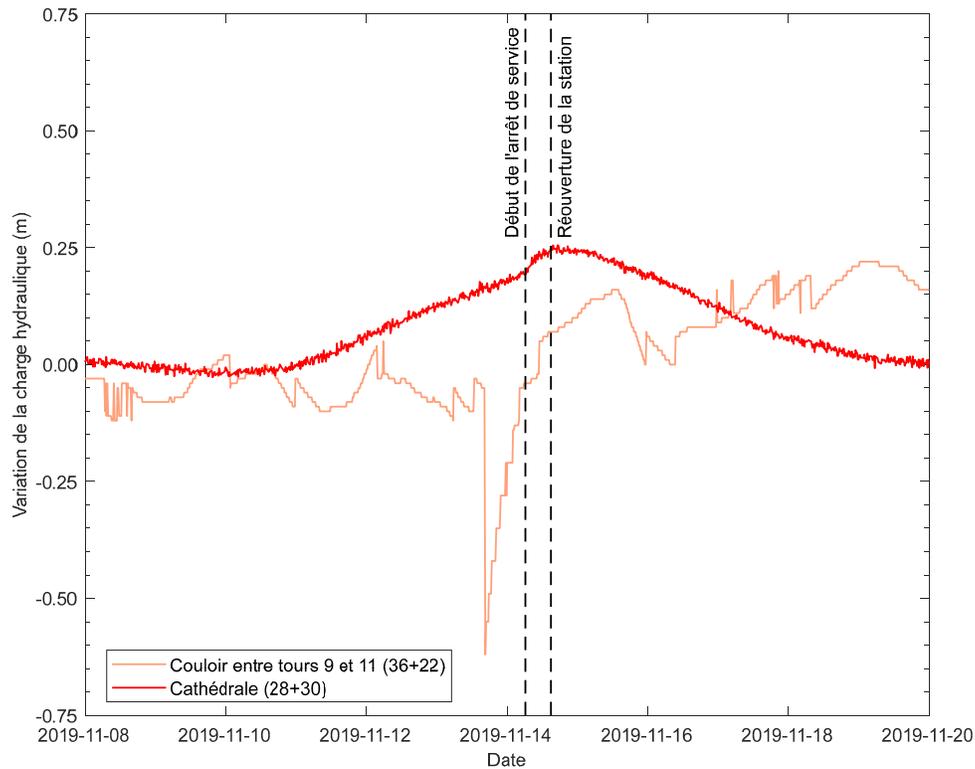


Figure 44 Pression mesurées lors de l'inondation de la station Square-Victoria le 14 novembre 2019.

Deux autres bris de conduites ont été observés à proximité du TVM depuis le début de l'année 2019 :

- Un bris de conduite s'est produit sur la rue Saint-Antoine ouest entre les rues Peel et de la Montage le 27 mars 2019. Ce bris de conduite est associé à une diminution rapide de la charge hydraulique d'environ 2,5 m pour le capteur du chainage 36+22. Ce capteur est très près de la conduite, mais assez loin de la fuite qui a été identifiée à la surface. Le capteur du chainage 56+32 ne présente pas de variations de la pression, bien qu'il soit plus près de la fuite.
- Un bris de conduite s'est produit au coin des rues Mansfield et St-Jacques le 8 mai 2019 à 3h00. Le capteur de pression au chainage 36+22 montre une augmentation du niveau d'eau de 0,6 m avec un pic qui correspond à la découverte du bris. L'augmentation et la diminution de pression sont graduelles comme c'est le cas à la Figure 44 pour le capteur du chainage 28+30.

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

La Figure 45 présente l'information disponible sur la piézométrie à proximité du TVM. Cette figure combine quatre sources d'informations :

- la piézométrie avant la construction du tunnel (croix noires);
- les valeurs de h déduites des mesures de pression réalisées dans ce projet avec les obturateurs (croix bleues);
- les valeurs de h déduites de l'élévation des percements (croix vertes);
- les valeurs de h provenant d'études géotechniques réalisées après la construction du tunnel (croix rouges).

Les valeurs moyennes de pression du Tableau 3 ont été utilisées pour calculer les charges hydrauliques. On suppose que l'ajout de percements qui coulent en permanence ou de façon intermittente vient fixer localement une pression d'eau nulle aux percements. Comme mentionné précédemment, les valeurs de charge hydraulique ont une incertitude qui pourrait être de l'ordre du mètre en raison de l'incertitude sur l'élévation des capteurs.

La Figure 46 présente un profil de la piézométrie le long du TVM. La figure présente la piézométrie avant la construction du TVM et les mesures de charges hydrauliques estimées avec les capteurs de pression et les percements. Cette figure distingue les mesures réalisées du côté amont (côté mont Royal) et du côté aval du tunnel (côté fleuve Saint-Laurent).

Les Figures 45 et 46 montrent que le tunnel vient accentuer la variation naturelle de la charge hydraulique qui diminue vers la partie centrale du tunnel selon les forages réalisés avant la construction du tunnel. Les charges hydrauliques actuelles sont inférieures au niveau de la mer ou très près de 0 entre les rues Saint-Alexandre et Robert-Bourassa. Les charges hydrauliques augmentent graduellement à l'ouest de la rue Peel alors que le tunnel passe graduellement de la rue Saint-Jacques à la rue Saint-Antoine. Les charges augmentent aussi vers l'est alors que le tunnel s'éloigne des percements principaux et alors que la profondeur du tunnel diminue.

Les rabattements (diminutions du niveau d'eau) dans la partie centrale du tunnel, entre les rues Mansfield et Robert-Bourassa sont d'environ 20 m depuis la construction du TVM. Pour un piézomètre donné, les fluctuations de h à la Figure 41 sont généralement inférieures à 3 m. Les rabattements produits par les percements du TVM sont donc grands par rapport à la variabilité des charges hydrauliques.

La piézométrie présentée dans les Figures 45 et 46 implique l'existence de gradients hydrauliques élevés dans la partie centrale du tunnel. La vitesse de l'eau souterraine est par contre difficile à estimer en raison de la variabilité de la conductivité hydraulique (Figure 16).

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

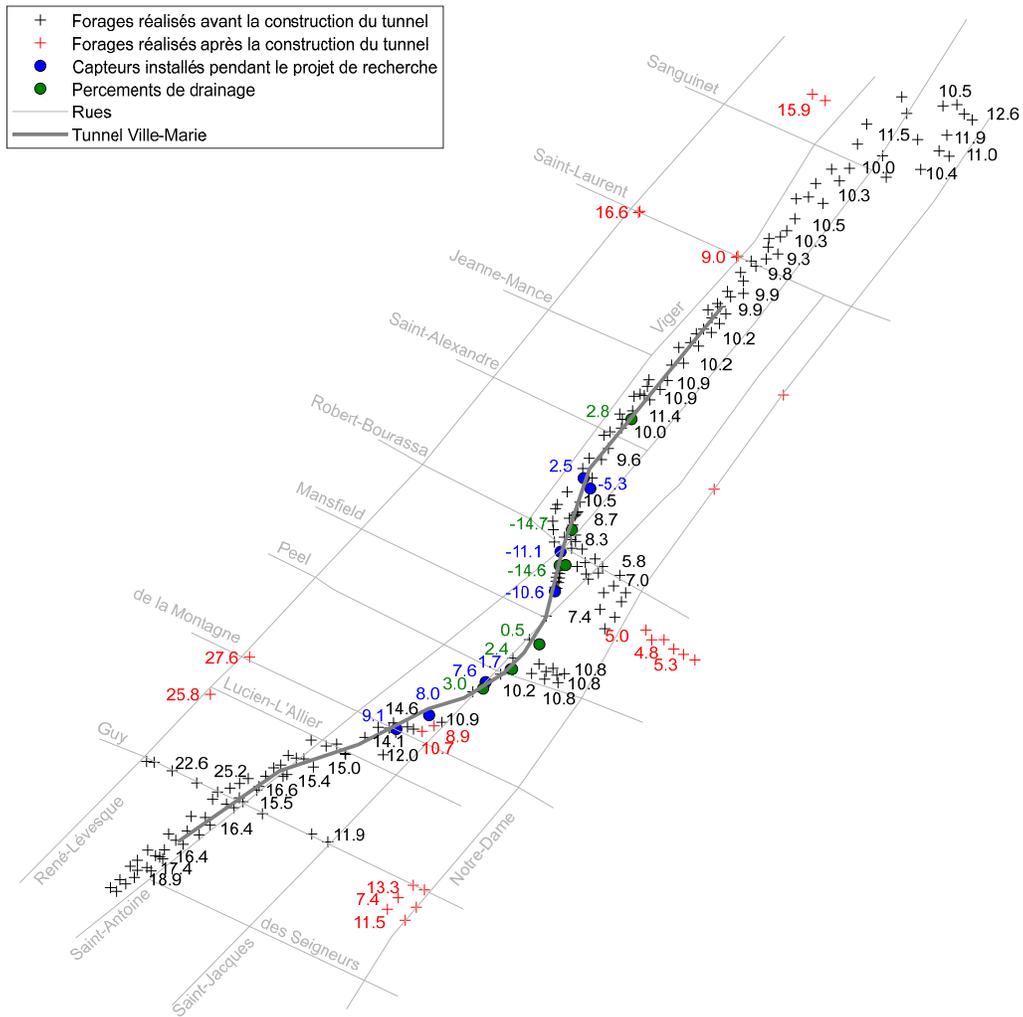


Figure 45 Piézométrie du tunnel Ville-Marie.

La différence entre les charges hydrauliques à l'amont et à l'aval semble être de l'ordre de 5 à 10 m lorsqu'on s'éloigne des percements. Cette différence est visible à la Figure 46 pour les chainages 28+00 et 51+00. L'écart est moins important près des percements principaux au centre du tunnel.

Globalement, on constate que le TVM a une grande influence sur la piézométrie. Le tunnel agit comme un puits qui rabat la nappe en raison de la présence des percements au point bas.

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

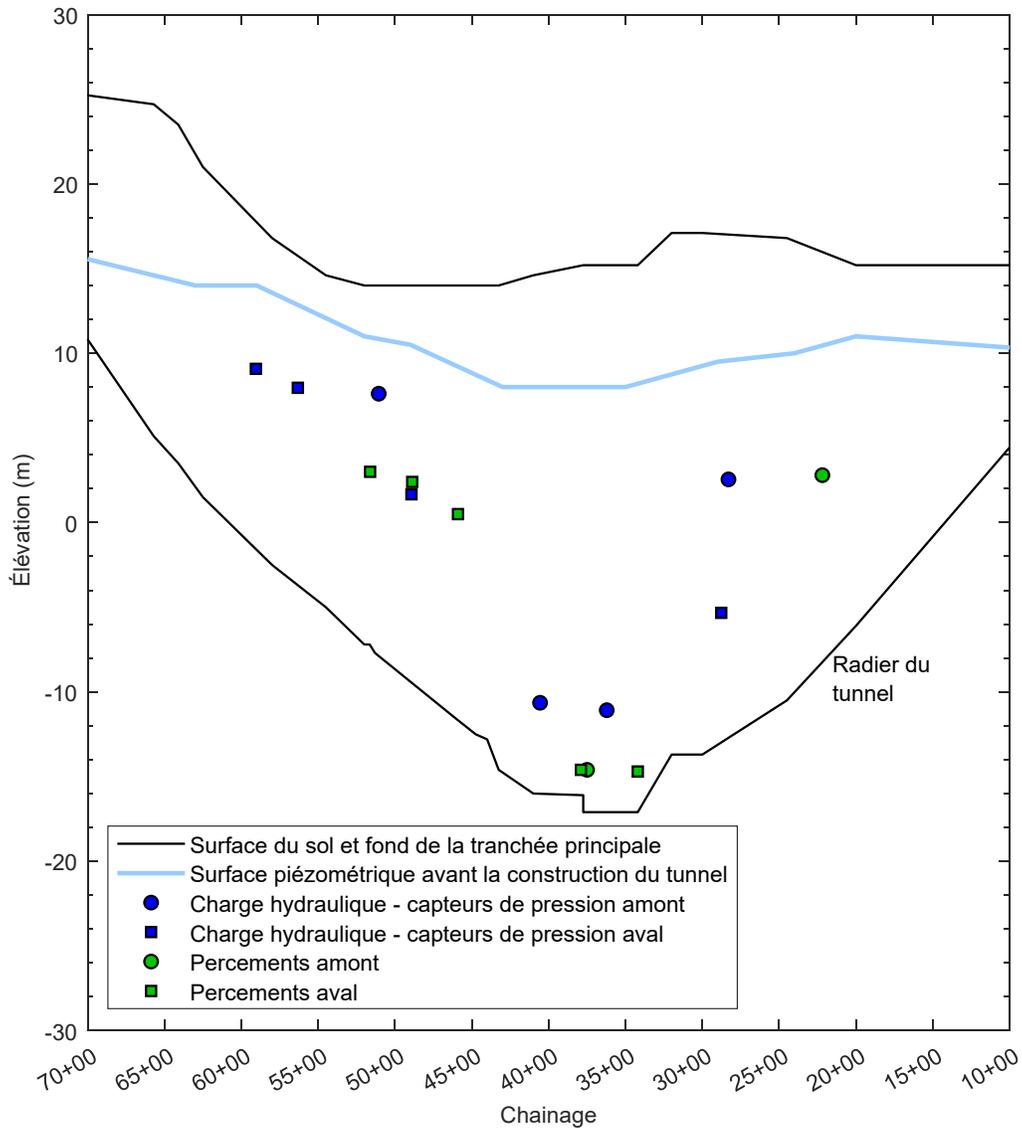


Figure 46 Profil de la piézométrie en amont et en aval du TVM (adapté de St-Laurent 2022).

La Figure 45 donne très peu d'informations sur le profil de la piézométrie sur des sections perpendiculaires au TVM, comme celles modélisées par St-Laurent (2022). Tous les capteurs installés dans ce projet permettent de mesurer la variation de la charge à proximité du TVM, le long de ce dernier. Par contre, les valeurs de h mesurées lors de la construction du bassin William au sud de la rue Notre-Dame semblent montrer l'influence du TVM (valeurs de charges hydrauliques entre 4,8 et 5,3 m entre les rues Peel et Robert-Bourassa). Ces

valeurs de charge inférieures au niveau du fleuve ont été mesurées à plus de 200 m du TVM. Compte tenu de ces résultats et des résultats de modélisation numérique présentés par St-Laurent (2022) et au chapitre 5 de ce rapport, il est probable que l'influence du TVM s'étendent sur plusieurs centaines de mètres perpendiculairement à celui-ci. Le bon fonctionnement des percements est alors particulièrement important. Il est probable qu'un grand nombre de structures souterraines aient été construites à proximité du TVM depuis la construction de ce dernier. Le comportement de ces structures plus récentes en cas d'augmentation du niveau d'eau est incertain. Une réduction du débit aux percements pourrait par exemple entraîner des infiltrations d'eau dans ces structures plus récentes conçues pour une nappe profonde.

3.3 Température et humidité relative de l'air

La formation de glaçons dans le TVM (p. ex. Figure 21) dépend des conditions de température et d'humidité relative. La conception de solutions pour le drainage des infiltrations d'eau (p. ex. câbles chauffants et isolation) et le développement de méthodes de caractérisation des infiltrations comme la thermographie infrarouge demandent une bonne connaissance des conditions atmosphériques dans le TVM. Ce chapitre présente la méthodologie et les résultats d'un programme de mesure qui a permis de caractériser la température et l'humidité relative dans les différents secteurs du TVM pendant une période d'un an. Les résultats et la méthodologie de ce programme ont déjà été présentés par Duhaime et al. (2019) et St-Laurent (2022).

3.3.1 Méthodologie

La méthodologie pour les mesures de température et d'humidité relative a été présentée en détail par St-Laurent (2022).

La température et l'humidité relative de l'air ont été mesurées pour 31 sites répartis sur 20 sections du TVM. Pour certains chainages, plusieurs capteurs ont été installés afin de bien représenter les comportements différents qui sont observés dans les plénums, les couloirs d'évacuation, les tours de ventilation et les voies. La position des capteurs qui ont été utilisés dans ce rapport est présentée à la Figure 47.

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

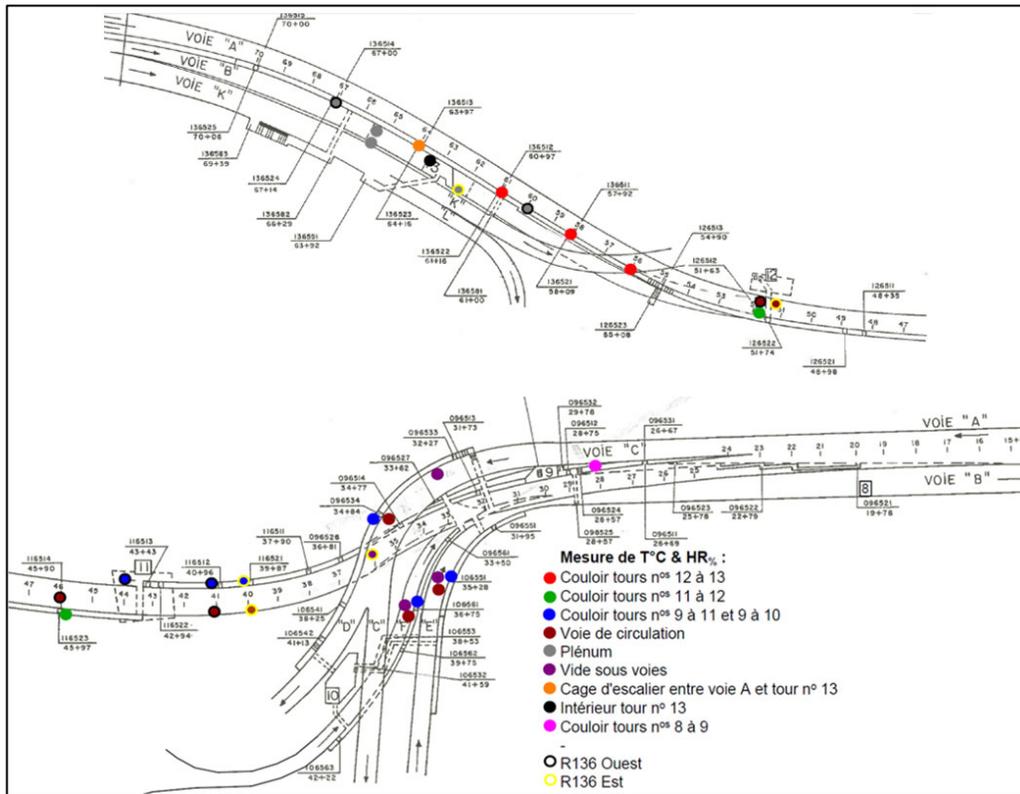


Figure 47 Position des capteurs de température et d'humidité relative (St-Laurent 2022).

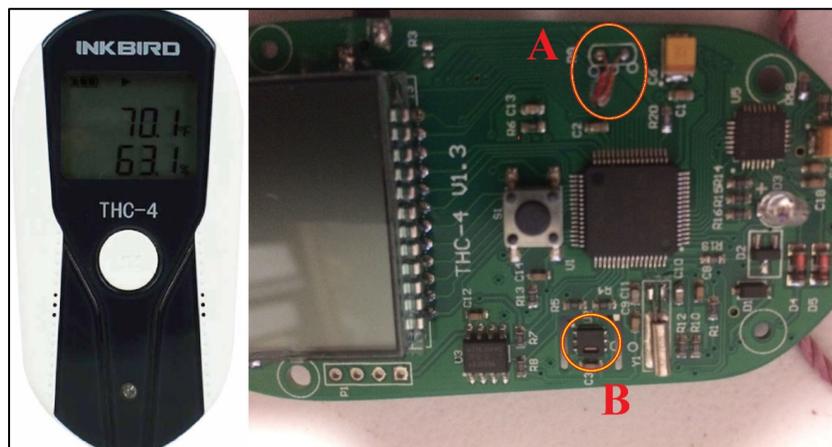


Figure 48 Capteur THC-4 du fabricant Inkbird utilisé pour les mesures de température et d'humidité relative. Les cercles A et B montrent respectivement la thermistance et le capteur d'humidité relative (St-Laurent 2022).

Des capteurs THC-4 du fabricant Inkbird ont été utilisés pour les mesures de température et d'humidité relative. Ces capteurs ont une précision de $\pm 0,5$ °C pour la température et ± 5 % pour l'humidité relative. Un exemple de capteur est présenté à la Figure 48. Les mesures ont été prises chaque 15 minutes. En raison des conditions difficiles dans le tunnel (p. ex. exposition à l'eau et à l'humidité), plus de la moitié des capteurs ont cessé de fonctionner avant la fin du programme de mesure.

3.3.2 Résultats

Les conditions climatiques peuvent être regroupées selon la classification suivante :

1. couloirs dans des structures indépendantes (tours 12 à 13);
2. couloirs dans la structure principale (tours 11 à 12);
3. couloirs séparés des voies par des panneaux de béton préfabriqués (tours 9 à 11 et tours 9 à 10);
4. plénums et cheminées d'alimentation (tour 13);
5. voies de circulation;
6. vide sous les voies de circulation (tours 9 à 11 et tours 9 à 10);
7. couloir de grande dimension à l'est de la tour 9;
8. cas spéciaux :
 - a. Cage d'escalier entre la tour 13 et la voie A;
 - b. Intérieur de la tour 13.

L'humidité relative (*HR*) dépend de la pression de vapeur saturante de l'eau. Celle-ci dépend de la température. La valeur de *HR* a été convertie en humidité absolue (*HA*) en g/m^3 avec une fonction approximative dont la précision est ± 1 % pour des températures entre -30 et 30 °C (Mander 2012).

$$HA \left(\frac{g}{m^3} \right) = \frac{13,247 HR e^{\frac{17,67 T}{T+243,5}}}{273,15+T} \quad (3.2)$$

où *T* est la température de l'air en °C. L'utilisation de *HA* au lieu de *HR* facilite la classification des sites de mesures.

Les données moyennes de *T* et *HA* par période de 30 jours sont respectivement présentées aux Figures 49 et 50. La température suit une fonction sinusoïdale, sauf pour les endroits chauffés en hiver. Les valeurs moyennes maximales et minimales de température sont observées avec un délai par rapport à l'extérieur pour les stations les plus isolées des conditions extérieures. Les mesures de température pour les corridors entre les tours 12 et 13 et la Cathédrale à l'est de la tour 9 présentent un déphasage d'environ 28 jours.

Les températures en hiver dans le tunnel sont plus chaudes qu'à l'extérieur. Pour certains sites, notamment dans les couloirs d'évacuation, la température

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

moyenne minimale sur 30 jours est supérieure à 0 °C. Même pour les voies de circulation, la température minimale est supérieure à la température mesurée à la station météorologique McTavish par environ 5 °C.

Les températures moyennes en été dans le tunnel sont plus élevées qu'à l'extérieur. On pourrait s'attendre à une température inférieure en été en raison de l'influence de l'eau souterraine, mais ce n'est pas le cas. Ce sont probablement les équipements électriques du tunnel et les véhicules sur les voies qui contribuent le plus à cette élévation de la température. On remarque d'ailleurs que les capteurs sur les voies ont mesuré des températures parmi les plus élevées en été. Dans le couloir entre les tours 11 et 12, une température moyenne très élevée a été relevée, car un des capteurs était situé près d'une salle électrique dans le couloir près de la tour 12.

Les valeurs de *HA* dans le TVM suivent aussi une relation sinusoïdale en fonction des saisons. La forme de cette fonction sinusoïdale est semblable à celle des valeurs de *HA* mesurées à l'extérieur. La Figure 51 permet de comparer les secteurs entre eux en illustrant la différence de *HA* entre les sites de mesure et la station météorologique McTavish à l'extérieur du tunnel. En ordre d'importance, les secteurs les plus humides sont le corridor entre la tour 12 et 13, la cage d'escalier entre la voie A et la tour 13, le couloir de grande dimension à l'est de la tour 9 et les plénums et cheminée de ventilation à la tour 13. La période la plus humide dans le tunnel est l'été aux mois de juillet et août. Dans la majorité des secteurs, on observe une accélération de l'augmentation de *HA* à la fonte des neiges. Le début de l'augmentation de *HA* coïncide avec les mesures minimales de *T* dans chaque secteur.

Les trois diagrammes à barres de l'Annexe A (Figures A-1, A-2 et A-3) illustrent respectivement la moyenne annuelle de *HA* pour la majorité des secteurs et les écarts annuels et quotidiens moyens entre les valeurs minimales et maximales de *T* et *HA*. Le premier diagramme montre que les températures annuelles moyennes sont fortement influencées par le chauffage direct et par l'isolation des conditions extérieures. Les moyennes annuelles d'humidité absolue dans le TVM sont plus élevées que la moyenne d'humidité absolue à l'extérieur (station McTavish), probablement en raison des problèmes d'infiltration d'eau observés dans le tunnel. Le deuxième diagramme montre l'écart annuel entre les valeurs maximales et minimales des moyennes quotidiennes de température et d'humidité absolue. On observe que l'isolation des conditions extérieures réduit cet écart. L'écart important de *HA* illustré pour les plénums de la tour 13 caractérise bien le comportement de ce secteur, soit un cycle de mouillage séchage et un échange d'air avec l'extérieur. Le troisième diagramme montre l'écart moyen entre les valeurs quotidiennes maximales et minimales de *T* et *HA*. Les variations quotidiennes sont atténuées dans le tunnel, car les secteurs sont tous plus ou moins isolés des conditions extérieures. Pour la majorité des stations, l'écart moyen quotidien est fortement lié au niveau d'isolation des conditions extérieures.

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

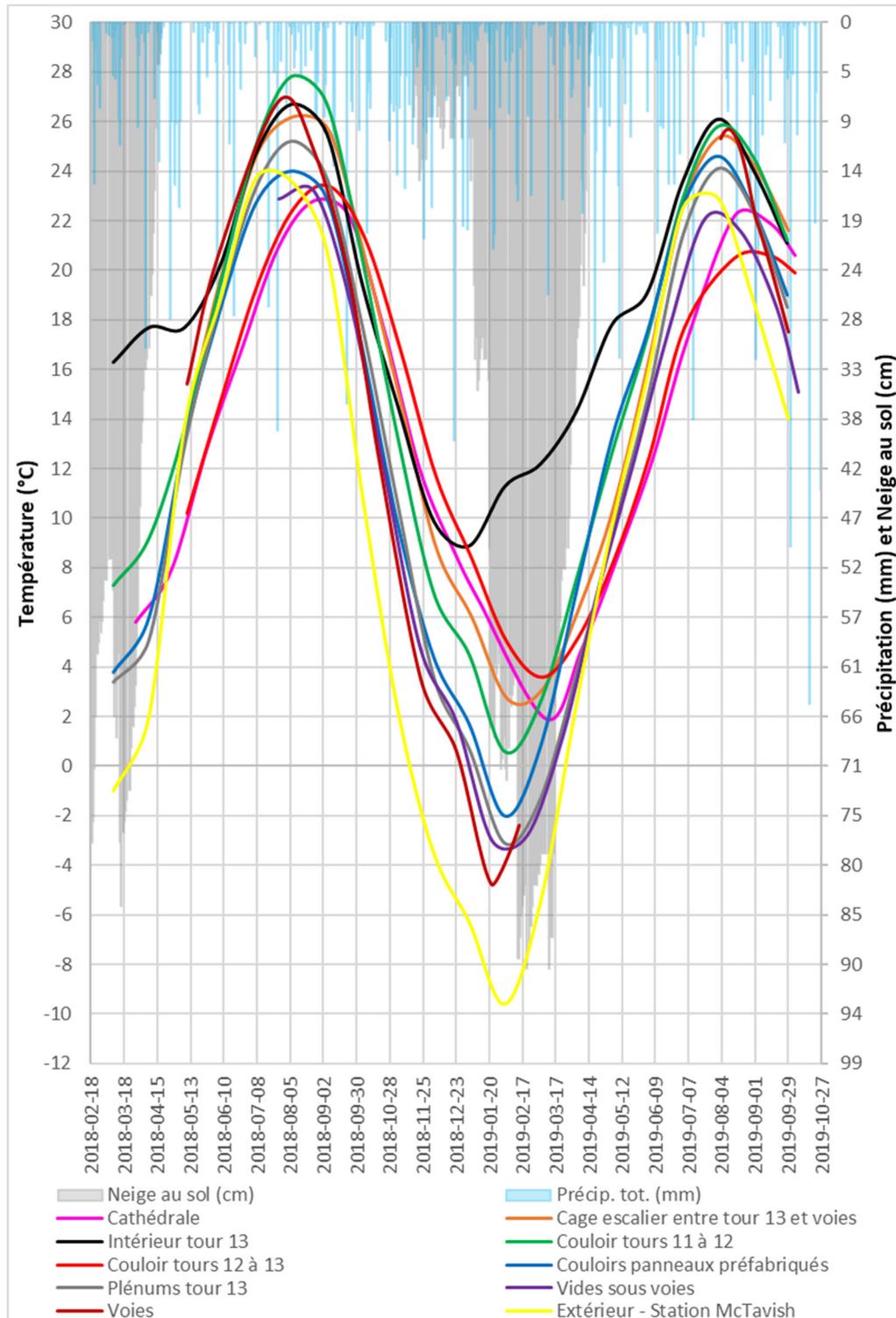


Figure 49 **Température moyenne par période de 30 jours**

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

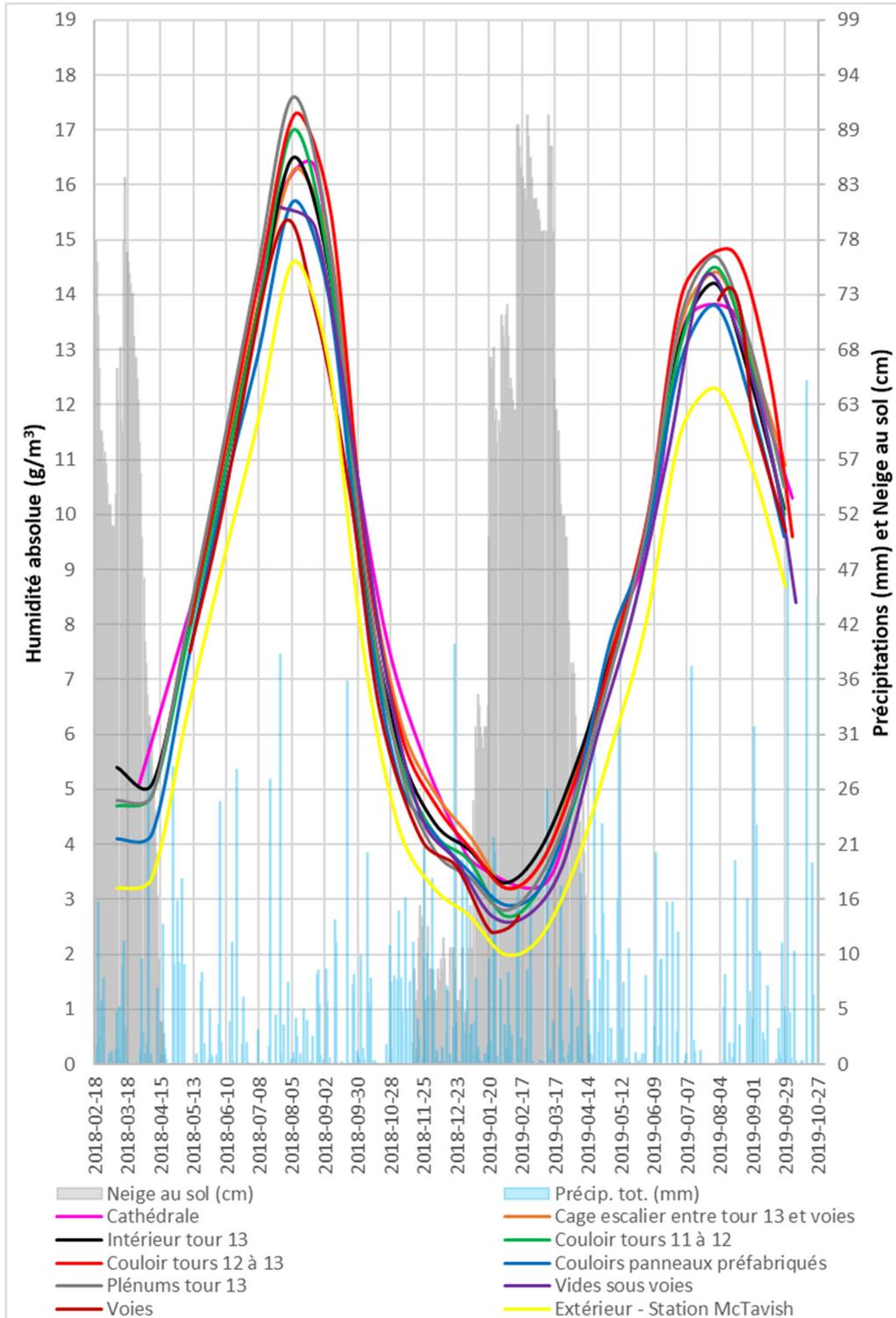


Figure 50 Humidité absolue moyenne par période de 30 jours.

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

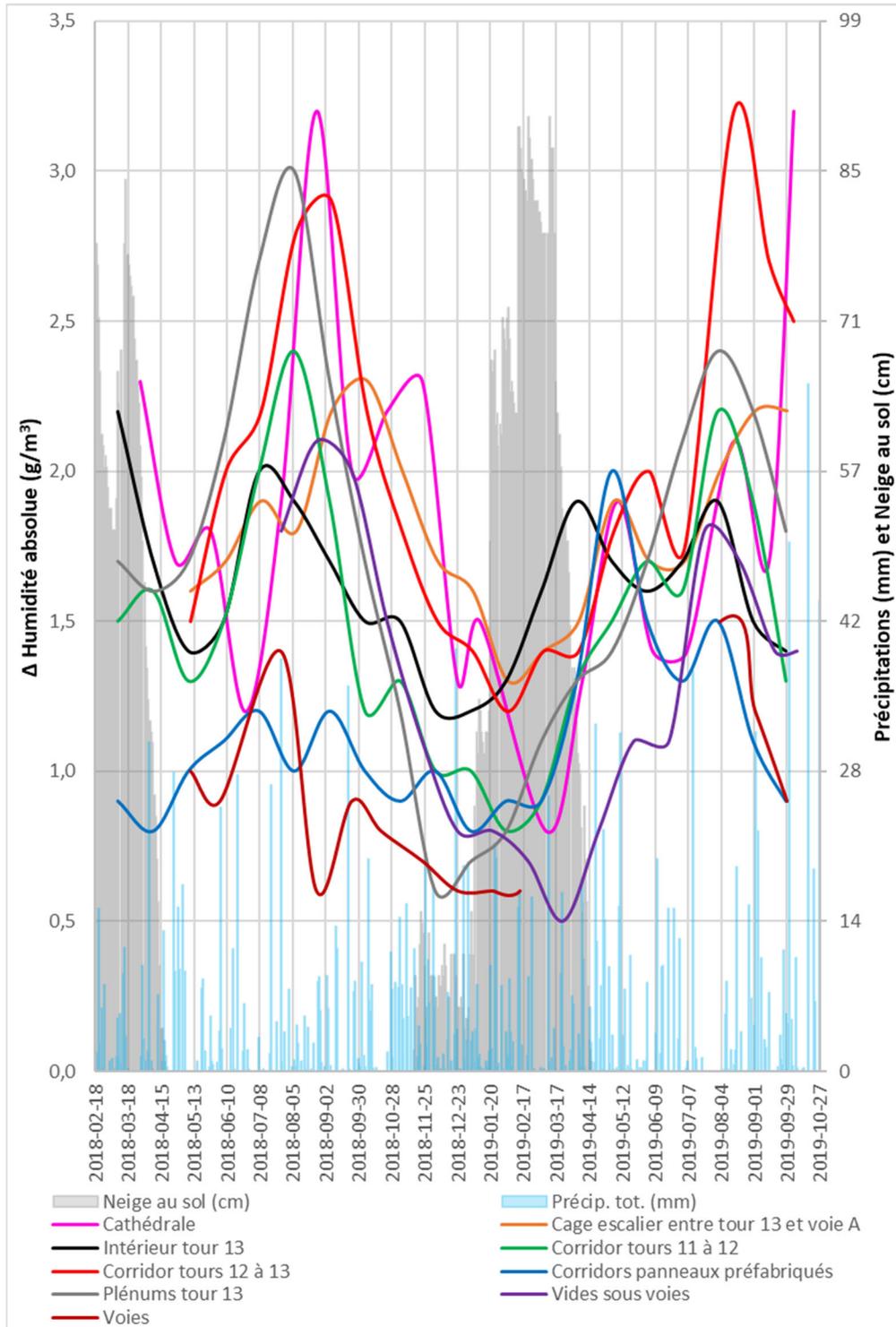


Figure 51 Écart P/R à l'extérieur de l'humidité absolue en moyenne par période de 30 jours.

3.4 Instrumentation de joints de dilatation

Plusieurs joints de dilatation du TVM présentent des infiltrations d'eau importantes (p. ex. Figure 52a). La nature et l'efficacité des solutions à adopter pour la réparation de ces joints dépend de leur comportement, notamment de l'amplitude des déplacements dus aux changements de température. Le guide de l'AFTES (2016) note que les produits d'injection rigides comme l'époxy et les coulis cimentaires sont moins adaptés que le polyuréthane pour l'imperméabilisation initiale des joints qui présentent des déplacements importants. Le guide de l'AFTES (2016) suggère de vérifier l'étanchéité des produits de réparation sous déformation, par exemple avec des essais de laboratoire. Des exemples d'essais ont été présentés par Haack (1991) et Vrignaud (2000). Ces essais seront décrits au chapitre 6.

L'ouverture des joints de dilatation dans un tunnel dépend des fluctuations de température du béton (p. ex Mori 2016), du coefficient d'expansion thermique du béton (Kosmatka 2004), de la longueur des sections de tunnel entre les joints de dilatation et de l'effet de retenu produit par la poussée sur le tunnel des matériaux à l'extrados. Vrignaud (2000) a estimé à 3 mm l'amplitude des déplacements pour des sections de tunnel de 15 m comme celles du TVM en supposant des fluctuations de température de 20 °C. Cette valeur peut être considérée comme une valeur maximale, car elle néglige l'effet de retenu produit par les matériaux à l'extrados.

Quelques valeurs d'amplitude de déplacement pour des joints ont été présentées dans la littérature. Palardy et al. (2004) et Vrignaud (2000) ont présenté des mesures de déplacement pour un joint de construction de la tour de ventilation nord du tunnel Louis-Hippolyte Lafontaine. L'amplitude maximale des déplacements annuels était de l'ordre de 0,6 mm. Mori (2016) a présenté des déplacements pour un joint de dilatation d'un tunnel de 620 m près de l'Aéroport de Calgary. L'amplitude des déplacements longitudinaux variait entre 3 et 9 mm pour des variations de température dont l'amplitude était d'environ 35 °C. Dans les deux cas, l'ouverture des joints augmente l'hiver, puis diminue en été.

Il est difficile de quantifier l'importance des infiltrations liées aux joints de dilatation du TVM. Les mesures du débit qui ont été présentées à la section 3.1 ont principalement été réalisées à l'échelle du tunnel. Des méthodes de détection des infiltrations basées sur la thermographie infrarouge sont présentées dans la littérature (voir le chapitre 6). Par contre, elles sont essentiellement qualitatives.

Trois joints du TVM ont été instrumentés dans le but de quantifier les déplacements et les conditions de température dans le béton. Ces données seront utilisées au chapitre 6 dans l'interprétation des résultats obtenus avec un modèle physique de joint de dilatation au laboratoire et au chapitre 7 dans la discussion des solutions aux problèmes d'infiltration dans le TVM.

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

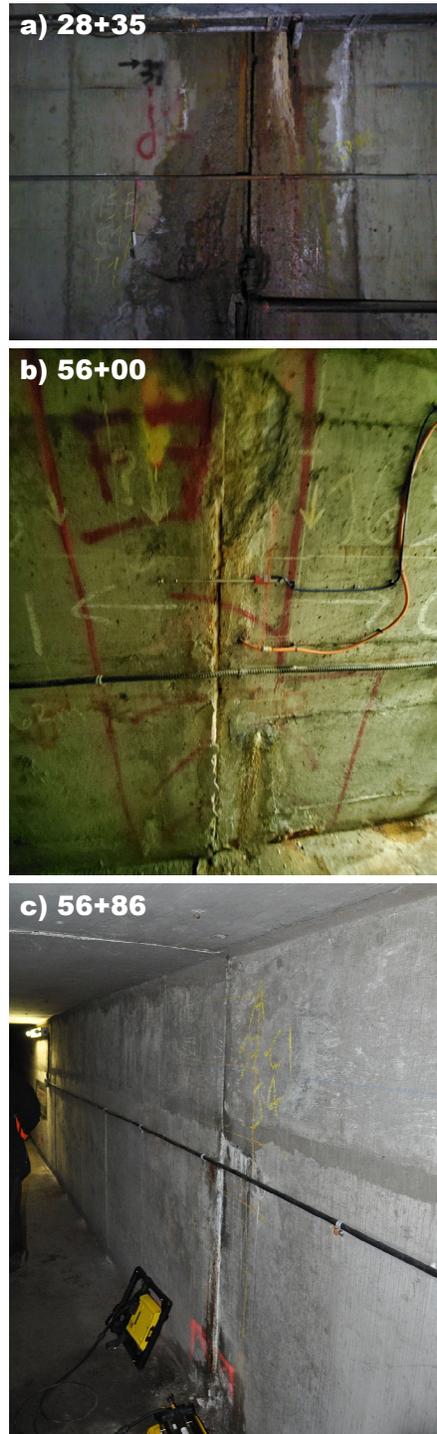


Figure 52 Photographies des trois joints qui ont été instrumentés, a) chainage 28+35, b) chainage 56+00, c) chainage 56+86.

3.4.1 Méthodologie

Les Figures 52 et 53 présentent respectivement des photographies et des représentations schématiques des trois joints qui ont été instrumentés. Le joint de dilatation du chaînage 28+35 ceinture la structure principale. L'épaisseur de la structure de béton pour ce joint est de 1067 mm. Les joints des chainages 56+00 et 56+86 sont situés dans le couloir d'évacuation qui relie les tours 12 et 13. Ce couloir est une structure secondaire avec une épaisseur de béton de 305 mm. Ces deux joints ont été choisis en raison de leur état : le joint du chaînage 56+00 est en moins bon état que le joint du chaînage 56+86 (Figures 52b et 52c).

Une chaîne de thermistances a été installée à 50 mm de chaque joint instrumenté pour mesurer le gradient thermique dans le béton près du joint et pour vérifier l'influence des infiltrations d'eau sur ce gradient thermique. Deux autres chaînes de thermistances ont été installées entre les chainages 56+00 et 56+86 et à une distance d'environ 3 m du joint du chaînage 28+35. Ces chaînes de thermistances ont été installées pour mesurer le gradient thermique dans le béton hors de la zone d'influence des joints. Des chaînes de thermistances modèle 3810 de Geokon ont été utilisées. Le Tableau 4 donne la profondeur des thermistances dans le béton pour les cinq chaînes de thermistances. Les mesures de température ont été réalisées à une fréquence horaire. La Figure 54 montre l'installation de la chaîne de thermistances du chaînage 56+00.

On dispose de plusieurs mesures indépendantes de la température de l'air pour chaque joint. Des capteurs décrits à la section 3.3.1 ont été installés près de chaque joint. Les fissuromètres qui ont été utilisés pour mesurer les déplacements comprennent aussi une thermistance qui mesure la température du fissuromètre. Pour les chainages 56+00 et 56+86, une troisième thermistance pour chaque chaîne a été installée hors du mur.

Tableau 4 Profondeur des chaînes de thermistances

Emplacement	Profondeur des chaînes de thermistances à partir de l'intrados (mm)
50 mm du Chainage 28+35	70, 300, 530, 760
Environ 3 m du chaînage 28+35	151, 379, 608, 836
50 mm du chaînage 56+00	51, 156
50 mm du chaînage 56+86	101, 214
Entre les chainages 56+00 et 56+86	23, 141, 246

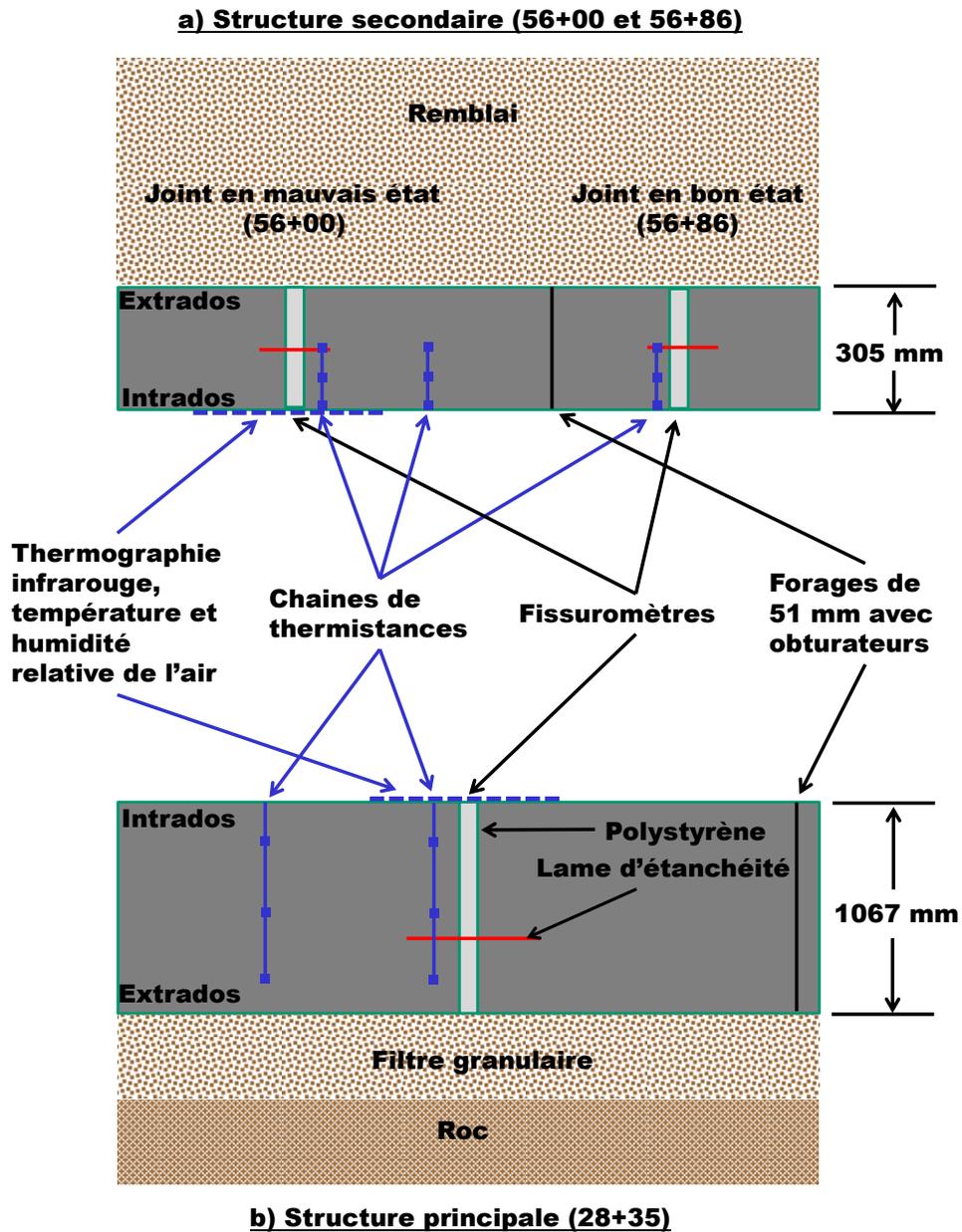


Figure 53 Schéma de l'instrumentation des joints a) pour le couloir d'évacuation entre les tours 12 et 13 et b) pour la structure principale (adapté de Duhaime et al. 2019).

L'ouverture des trois joints a été mesurée avec des fissuromètres modèle 4420 de Geokon avec une plage de mesures de 25 mm. Cette plage de mesures correspond à la variation maximale de l'ouverture qui peut être mesurée. Les

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

mesures ont été réalisées à une fréquence horaire. La Figure 54 montre le fissuromètre du chaînage 56+00. L'enregistrement des données pour les thermistances et les fissuromètres a été réalisé avec les mêmes systèmes d'acquisition que les mesures de pression avec les capteurs à corde vibrante (section 3.2).

La température de la surface du béton a aussi été mesurée par thermographie infrarouge. La caméra infrarouge FLIR E60 décrite à la section 6.3.2 a été utilisée pour réaliser des thermographies des joints pendant les visites du tunnel. Une station de mesure automatisée avec un ordinateur Latte Panda et une caméra infrarouge FLIR AX-8 a aussi été conçue et fabriquée durant le projet (Duhaime et 2019). Cette station a été utilisée pour suivre la température de la surface du béton pour le joint du chaînage 28+25 pendant une période de quelques jours.

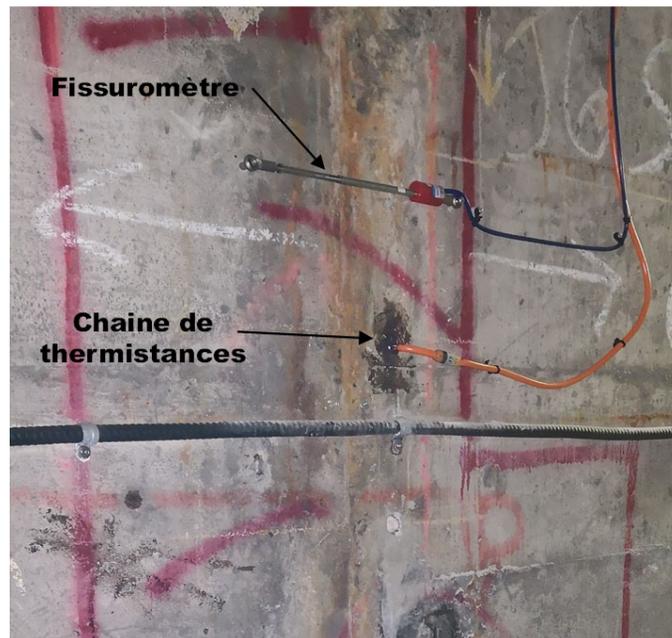


Figure 54 Photographies du fissuromètre et de la chaîne de thermistances pour le joint du chaînage (56+00).

3.4.2 Résultats

La Figure 55a présente l'ouverture des trois joints en fonction de la date de la mesure. L'augmentation des valeurs de déplacement correspond à une

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

augmentation de l'ouverture des joints. Pour les trois joints, l'amplitude des déplacements est de l'ordre du mm.

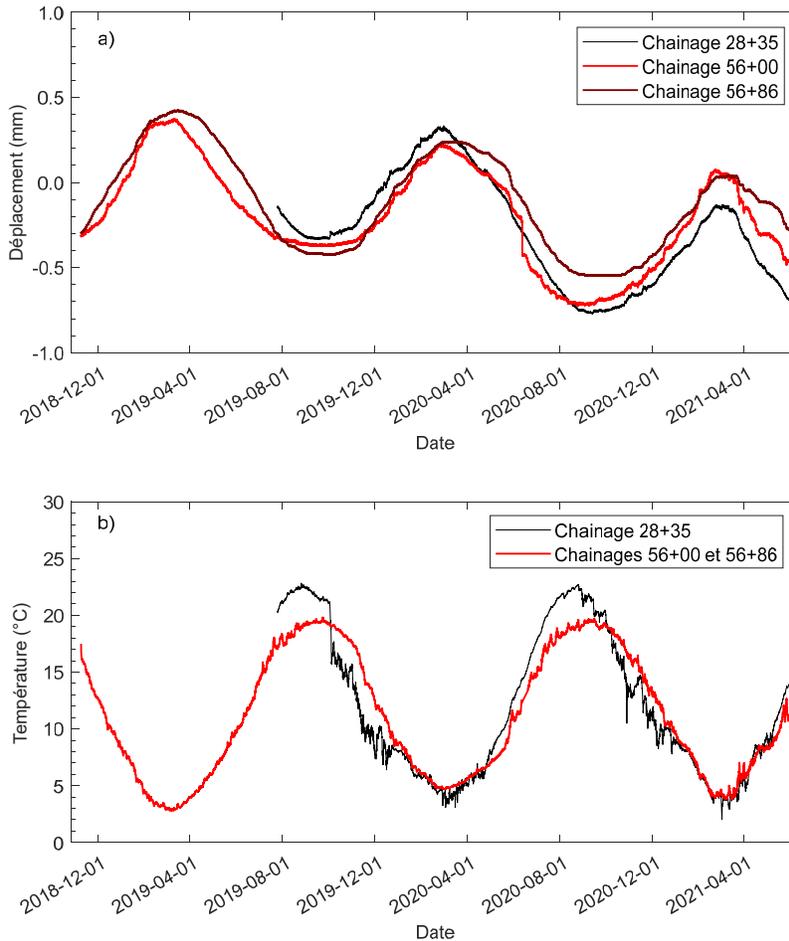


Figure 55 Ouvertures des joints (a) et température de l'air (b) aux joints des chainages 28+35, 56+00 et 56+86.

La Figure 55b présente la température de l'air près des trois joints. Les cycles de déplacements sont clairement reliés à la température. L'ouverture atteint des valeurs minimales et maximales au début du mois de septembre et au début du mois de mars, respectivement. Ces périodes de l'année sont associées aux valeurs maximales et minimales de température, respectivement.

L'amplitude des déplacements présentés à la Figure 55a est faible par rapport à la valeur de 3 mm estimée par Vrignaud (2000), possiblement en raison de

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

l'effet de retenu des matériaux à l'extrados du tunnel. On doit aussi noter que les trois joints qui ont été instrumentés sont associés à des fluctuations de température modérées par rapport à certaines sections du tunnel, notamment près des portails du tunnel dans les voies de circulation (section 3.3.2). Il est intéressant de constater que les cycles de déplacements sont très semblables pour les trois joints, malgré que ceux-ci soient situés dans des structures qui ont des épaisseurs de béton très différentes (305 mm pour les chainages 56+00 et 56+86, et 1067 mm pour le chaînage 28+35).

La Figure 56 présente les températures mesurées pour les joints des chainages 56+00 et 56+86. L'écart entre la température de l'air et la température mesurée par les thermistances dans le béton (profondeur entre 156 et 246 mm) est faible. Cette différence atteint une valeur maximale d'environ 2°C. On remarque que la direction du gradient change selon les saisons. La température du béton est plus élevée que la température de l'air en hiver alors que la température de l'air est plus élevée en été.

Les écarts de température sont plus élevés au chaînage 28+35 (Figure 57). L'écart entre la température de l'air et la température des thermistances les plus profondes (profondeurs de 760 et 836 mm) a atteint environ 5 °C en juillet 2020. Pour les trois joints, la différence entre les températures mesurées avec les chaînes à 50 mm des joints et les chaînes à au moins 3 m des joints est faible.

La Figure 57 présente une discontinuité dans les mesures de température de l'air et du béton pour la journée du 1^{er} octobre 2019. Cette journée correspond au débit quotidien le plus élevé de l'année 2019 (79 L/s), à un pic de la pression pour le capteur du chaînage 28+30 et à un changement de comportement pour le capteur de pression du chaînage 56+32. Les mesures de pression de ce dernier deviennent plus variables après cette date. Par contre, on remarque que la chaîne de thermistances située à 3 m du joint 28+35 ne montre pas la même discontinuité. La cause de cette discontinuité n'a pas pu être déterminée.

Des thermographies infrarouges ont été présentées dans les rapports précédents (Duhaime et al. 2018; 2019). Les résultats sont plus ou moins concluants. En général, des températures plus faibles sont observées pour les joints qui présentent des infiltrations d'eau. Cette diminution de température est causée par l'évaporation de l'eau qui a été modélisée au chapitre 6. Les résultats sont peu concluants parce que l'anomalie de température associée aux infiltrations est faible par rapport à la résolution des caméras utilisés, surtout le modèle FLIR AX-8. Les résultats obtenus en laboratoire sont plus concluants, mais difficilement applicables à des mesures réelles sur le terrain.

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

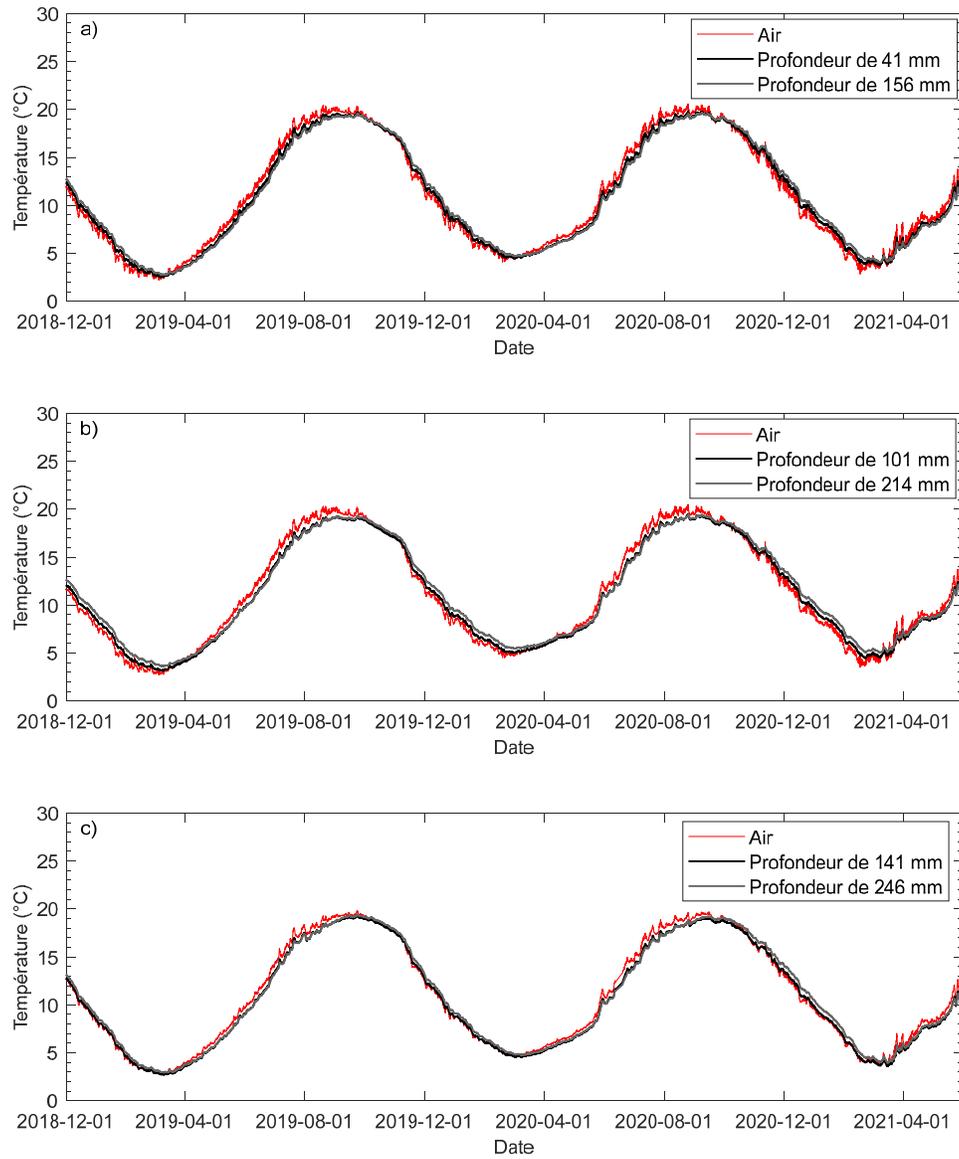


Figure 56 Température de l'air et du béton pour a) le joint du chaînage 56+00, b) le joint du chaînage 56+86 et c) entre les deux joints.

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

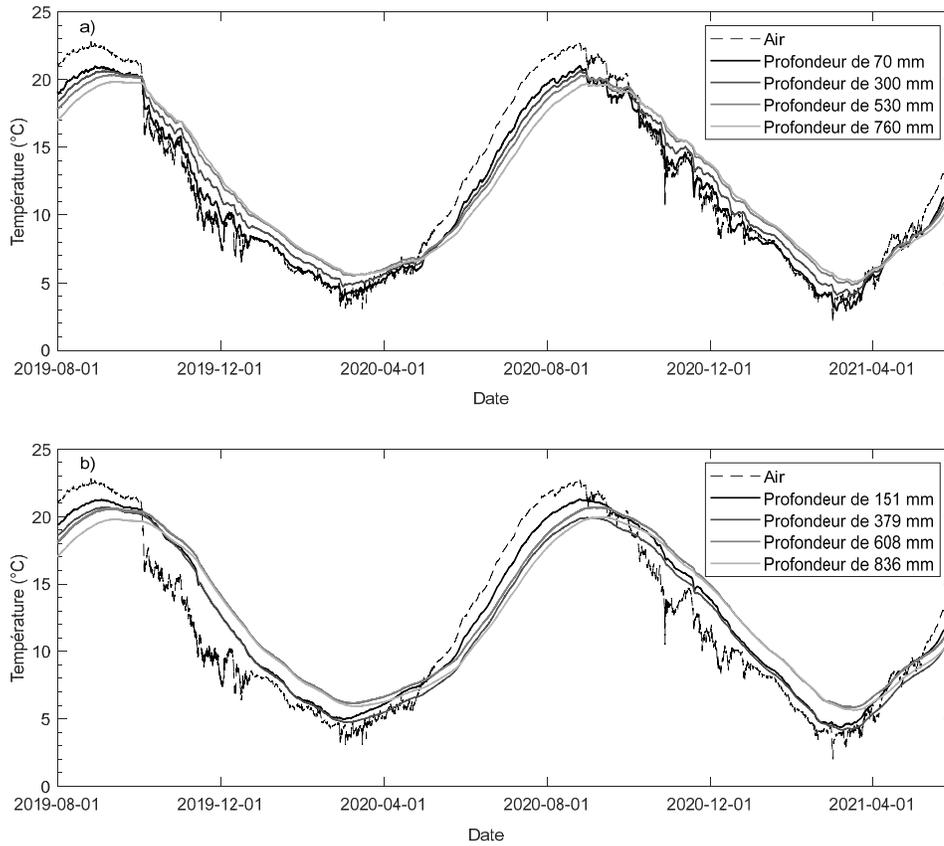


Figure 57 Température de l'air et du béton pour le joint du chaînage 28+35, a) à 50 mm du joint et b) à 3 m du joint.



Figure 58 Exemple de thermographie infrarouge pour le joint du chaînage 28+35. Le cadrage de la thermographie correspond approximativement à celui de la photographie de la Figure 52a.

4. ANALYSES D'EAU

Plusieurs points d'échantillonnage permettent d'échantillonner l'eau à l'extrados du tunnel, l'eau de ruissellement, l'eau potable et l'eau dans le système de drainage du tunnel. Au cours de ce projet, trois campagnes d'échantillonnage d'eau principales ont été menées :

- 14 mai au 8 août 2018;
- 26 septembre 2019;
- 12 juin 2020.

Les résultats de la première campagne d'échantillonnage ont été présentés par Duhaime et al. (2018).

L'objectif de ces campagnes d'échantillonnage était de déterminer les caractéristiques et la source de l'eau dans le système de drainage du tunnel et à l'extrados. Comme des travaux ont été réalisés sur certaines conduites majeures d'eau potable entre mai 2018 et juin 2020, les résultats d'analyse permettent aussi de voir l'influence de ces travaux sur les caractéristiques de l'eau à l'extrados et dans le système de drainage. L'influence de ces travaux sur les débits et les pressions d'eau ont déjà été présentés au Chapitre 3.

Ce chapitre débute par une revue de la littérature sur la composition de l'eau souterraine, de l'eau potable et de l'eau du fleuve Saint-Laurent, de l'eau d'égout et de l'eau de ruissellement à Montréal. L'accent est mis sur les ions majeurs, les sous-produits de chloration et les isotopes stables de la molécule d'eau ($^2\text{H}/^1\text{H}$ et $^{18}\text{O}/^{16}\text{O}$). La deuxième partie du chapitre présente la méthodologie utilisée pour les campagnes d'échantillonnage. La troisième partie présente les résultats.

4.1 Caractéristiques des sources potentielles d'eau pour le TVM

Cette section complète l'information présentée dans le deuxième rapport d'étape (Duhaime et al. 2018) sur les ions majeurs et les isotopes de la molécule d'eau pour l'eau souterraine, l'eau potable, l'eau de ruissellement et l'eau d'égout de Montréal.

Les ions majeurs, les ions les plus communs dans les eaux naturelles, incluent les cations Na^+ , K^+ , Ca^{2+} , Mg^{2+} et les anions Cl^- , HCO_3^- , SO_4^{2-} (Todd et Mays 2005). Différents types de graphiques permettent de représenter les concentrations de ces ions. La Figure 59 présente un exemple de diagramme de Piper (1944). Les triangles de gauche et de droite représentent les proportions des cations et des anions majeurs, respectivement. Les concentrations utilisées pour calculer les proportions sont exprimées en milliéquivalent par litre (meq/L). Celles-ci sont obtenues en divisant les concentrations en mg/L par la masse molaire des cations et des anions, et en multipliant la concentration obtenue par la charge de l'anion ou du cation

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

considéré. Comme c'est souvent le cas avec les diagrammes de Piper, la taille des marqueurs à la Figure 59 est utilisée pour représenter les variations de la salinité. Les marqueurs de plus grande taille correspondent à une teneur en solides dissous (TDS) plus élevée. Le losange dans la partie supérieure du graphique présente les projections des concentrations relatives présentées dans les deux triangles. Les deux systèmes d'axes donnent la proportion de HCO_3^- par rapport à la somme des anions, et la proportion de Ca^{2+} et Mg^{2+} par rapport à la somme des cations. Le losange est parfois utilisé pour donner une classification à l'eau.

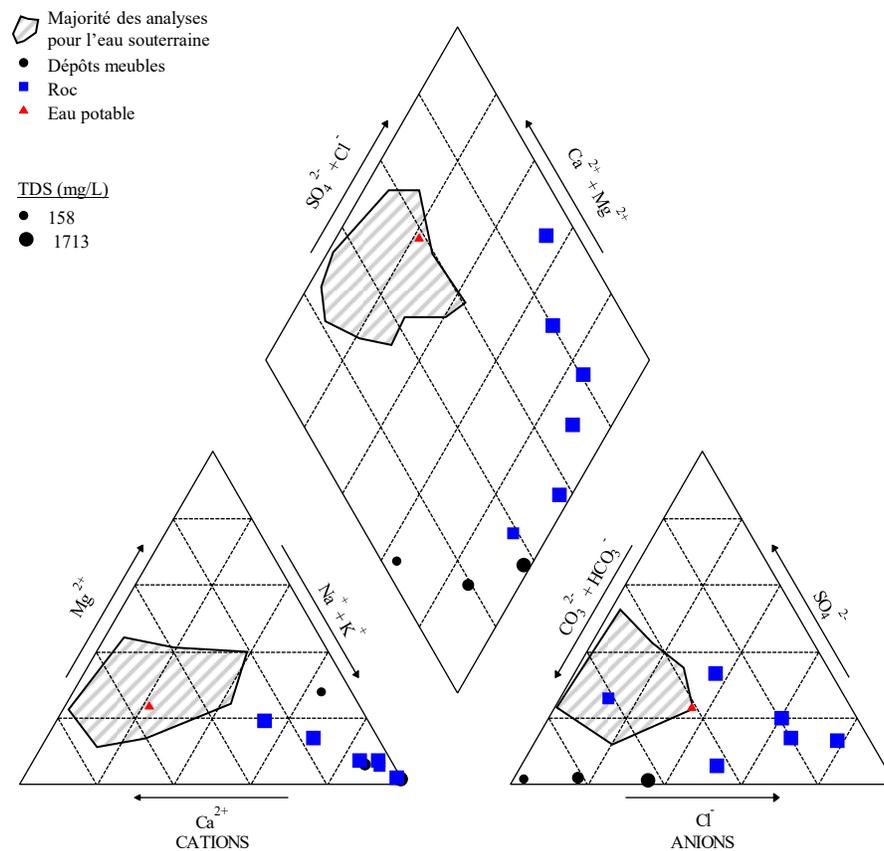


Figure 59 Diagramme de Piper des différents types d'eau présents à proximité du TVM (basé sur les résultats d'analyses de Eggoro 1976).

Le diagramme de Piper de la Figure 59 présente les proportions des ions de l'eau souterraine dans les dépôts meubles et le roc de l'île de Montréal. Ces tendances ont été déduites des résultats de 161 analyses d'eau souterraine

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

réalisées par Pollitt (1953) et interprétées par Egghoro (1976) et Grice et Egghoro (1978). Pour plus de 60 % des analyses, les ions Ca^{2+} et HCO_3^- sont dominants en raison de la prépondérance des calcaires sur l'île de Montréal. Ces analyses correspondent aux régions hachurées à la Figure 59. Pour certaines analyses, les ions Na^+ , SO_4^{2-} et Cl^- présentent des concentrations plus importantes. Ces analyses sont généralement associées à des valeurs de TDS plus élevées. Egghoro (1976) et Grice et Egghoro (1978) expliquent ces caractéristiques par l'influence des shales, des argiles marines ou d'eau souterraine plus profonde qui peut atteindre les formations géologiques moins profondes près de certaines failles majeures, comme la faille du Cheval blanc à l'est du mont Royal. Globalement, les valeurs de TDS varient entre 161 et 2290 mg/L pour les 161 analyses.

Les sels déglaçants peuvent avoir une influence sur la teneur en solides dissous et la proportion des cations dans l'eau souterraine en milieu urbain et près des routes majeures. Les rapports de Egghoro (1976) et Grice et Egghoro (1978) ne discutent pas de l'influence des sels déglaçants. Les analyses qu'ils présentent datent de 1953, alors que l'utilisation de ces sels s'est surtout répandue à la fin des années 50 (Gélinas et Locat 1987). Quelques cas de contamination de l'eau souterraine ont été recensés au Québec, notamment dans la région de Trois-Rivières (Ministère des Transports 1999; Gélinas et Locat 1987). La concentration de chlorures et la valeur de TDS peuvent alors atteindre respectivement 1500 et 2500 mg/L. Comme c'est principalement le chlorure de sodium (NaCl) qui est utilisé comme sel déglaçant au Québec (97,5 % de la masse appliquée au Québec selon Gélinas et Locat 1987), les eaux contaminées par les sels déglaçants sont situées près des pôles Na^+ et Cl^- dans le diagramme de Piper.

La Figure 59 présente aussi les proportions des ions majeurs de l'eau potable de Montréal (Rémillard et al. 2017). Ces proportions sont semblables à celles des analyses d'eau souterraine dominées par les ions Ca^{2+} et HCO_3^- . La valeur moyenne de TDS de l'eau potable (173 mg/L) est toutefois près de la limite inférieure des analyses d'eau souterraine. La salinité de l'eau potable est donc inférieure à celle de l'eau souterraine. Il faut noter au passage que la composition de l'eau potable correspond à la composition de l'eau du fleuve Saint-Laurent.

La présence de chlore et de trihalométhanes (THM) est une caractéristique distinctive de l'eau potable. Le chlore libre qui est utilisé pour désinfecter l'eau comprend l'acide hypochloreux (HClO) et sa forme dissociée (ClO^-). Le chlore libre réagit avec la matière organique et les composés azotés dans l'eau pour produire des chlorures, des chloramines et des THM. Les mesures de chlore total incluent le chlore libre et les chloramines. Les concentrations de chlore libre et de THM varient dans les réseaux de distribution en fonction du temps de séjour. Desjardins et al. (1997) rapportent des concentrations de chlore libre qui varient entre 0,2 mg/L aux extrémités du réseau et 1 mg/L à la sortie de l'usine Charles-J.-Des-Baillets. La tendance est inversée pour les THM alors que les concentrations augmentent avec le temps de séjour (Desjardins et al. 1997).

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

Rémillard et al. (2017) rapportent des concentrations de THM pouvant atteindre 83 µg/L dans le réseau de distribution de la ville de Montréal.

Il n'est pas toujours possible de déduire la présence ou l'absence d'eau potable à partir des concentrations de chlore libre, de chloramines et de THM. La présence d'une faible concentration de THM dans un échantillon d'eau n'est pas nécessairement indicatrice de la présence d'eau potable. D'autres sources de THM sont présentes en milieu urbain et en milieu naturel. Par exemple, les sites d'enfouissement et la décomposition de la matière organique peuvent produire des concentrations de THM de l'ordre de 10 µg/L (Hunkeler et al. 2012). L'interaction entre l'eau issue d'une fuite d'eau potable et la matière organique et les phases minérales du sol ou du roc peut aussi mener à une diminution de la concentration de chlore libre (Paufler et al. 2018) et à la production de THM et de chloramines suite à la réaction du chlore avec la matière organique. La concentration initiale de THM peut aussi diminuer sur une plus longue période en raison de la dégradation bactérienne. La demi-vie des sous-produits de chloration dans le sol et dans le roc est toutefois incertaine. Elle peut varier de moins d'un jour à plus de 200 jours selon les conditions d'oxydo-réduction (Pavelic et al. 2006).

Certaines caractéristiques physico-chimiques des eaux usées à l'affluent de la station d'épuration Jean-R.-Marcotte de Montréal sont présentées par Pilote (2011) et Deschamps et al. (1998). Pilote (2011) rapporte des teneurs en solides totaux (dissous et particulaires) entre 478 mg/L (septembre) et 839 mg/L (février). Deschamps et al. (1998) rapportent des concentrations moyennes de chlorure, calcium et magnésium de 366, 62 et 12,1 mg/L, respectivement. En raison des proportions variables d'eau de ruissellement et d'eau d'égout sanitaire dans le réseau, on peut supposer que les analyses d'eaux usées sont variables d'un endroit à l'autre sur l'île de Montréal. Par rapport à l'eau potable, la littérature rapporte une augmentation de la salinité de 200 à 500 mg/L dans les eaux usées et une augmentation de la proportion de cations sodium (Oster et Rhoades 1985). Des mélanges d'eaux qui comportent une proportion croissante d'eau usée devraient s'approcher progressivement du pôle NaCl sur un diagramme de Piper. Par contre, contrairement aux échantillons d'eau souterraine de type NaCl et aux cas de contamination par les sels déglaçants, la concentration de solides totaux dans les eaux usées implique une valeur de TDS plus faible pour les mélanges d'eau usée.

Kayhanian et al. (2012) présentent une revue des principales caractéristiques physico-chimiques de l'eau de ruissellement sur les chaussées. La teneur en solides dissous est généralement du même ordre que celle qui a été rapportée précédemment pour l'eau potable de Montréal (< 190 mg/L) et les échantillons d'eau souterraine les moins chargés. Les autres caractéristiques du ruissellement sont très variables. Elles dépendent évidemment du point d'échantillonnage, par exemple du débit journalier moyen annuel de la route, mais elles varient aussi dans le temps pour un même point d'échantillonnage. La variation des concentrations dans le temps présente habituellement l'effet du premier lessivage (*first flush effect*) : l'eau est davantage chargée au début de l'épisode de pluie.

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

Parmi les espèces chimiques observées dans l'eau de ruissellement, le zinc est celle qui est la plus souvent rencontrée et dont les concentrations sont les plus élevées. Les concentrations de zinc peuvent être de l'ordre du mg/L. Le zinc de l'eau de ruissellement provient principalement de l'usure des pneus et des pièces en acier galvanisé.

Les molécules d'eau sont composées de plusieurs isotopes stables de l'hydrogène et de l'oxygène, principalement ^1H , ^2H , ^{16}O et ^{18}O . Ces isotopes diffèrent de par le nombre de neutrons dans leur noyau. La proportion de ces isotopes peut être affectée par un grand nombre de phénomènes physico-chimiques (évaporation, condensation, solidification, réactions chimiques). On appelle fractionnement isotopique la variation de ces proportions (Clark et Fritz 1997). Les proportions des isotopes d'hydrogène et d'oxygène peuvent être représentées dans l'espace $\delta^2\text{H}$ VSMOW versus $\delta^{18}\text{O}$ VSMOW (Figure 60). Ces deux paramètres ont les définitions suivantes (Clark et Fritz 1997) :

$$\delta^2\text{H} = \left(\frac{(^2\text{H}/^1\text{H})_{\text{échantillon}}}{(^2\text{H}/^1\text{H})_{\text{VSMOW}}} - 1 \right) \cdot 1000 \text{ ‰} \quad (4.1)$$

$$\delta^{18}\text{O} = \left(\frac{(^{18}\text{O}/^{16}\text{O})_{\text{échantillon}}}{(^{18}\text{O}/^{16}\text{O})_{\text{VSMOW}}} - 1 \right) \cdot 1000 \text{ ‰} \quad (4.2)$$

où VSMOW (*Vienna Standard Mean Ocean Water*) est la référence utilisée pour exprimer les proportions $^2\text{H}/^1\text{H}$ et $^{18}\text{O}/^{16}\text{O}$. Les valeurs de $\delta^2\text{H}$ et $\delta^{18}\text{O}$ représentent l'écart entre les rapports $^2\text{H}/^1\text{H}$ et $^{18}\text{O}/^{16}\text{O}$ de l'échantillon et de la référence (VSMOW) en ‰. Les valeurs positives et négatives indiquent respectivement un enrichissement et un appauvrissement en isotopes lourds de l'hydrogène et de l'oxygène par rapport à la référence qui correspond approximativement à l'eau de mer.

Figure 60 présente la signature isotopique des précipitations de la région de Montréal. La droite météorologique locale représente l'ensemble des combinaisons de $\delta^2\text{H}$ et $\delta^{18}\text{O}$ observées pour les précipitations. Celles-ci sont formées par des cycles d'évaporation et de condensation qui fractionnent les isotopes. Par exemple, lors de l'évaporation, les isotopes légers (^1H et ^{16}O) ont une plus grande probabilité de s'évaporer et de rejoindre la phase gazeuse. Comme le fractionnement isotopique dû aux changements de phases ou aux réactions chimiques est plus important pour les basses températures, les précipitations hivernales correspondent à des valeurs plus faibles (plus appauvries en isotopes lourds) de $\delta^2\text{H}$ et $\delta^{18}\text{O}$ que les précipitations estivales. La ligne locale des précipitations de la Figure 60 a été obtenue à Sainte-Agathe (IAEA/WMO 2018). La Figure 60 présente aussi la signature isotopique moyenne des précipitations pour Sainte-Marthe à l'ouest de Montréal (Larocque et al. 2015). Cette valeur moyenne est pondérée selon le volume des précipitations.

Une eau qui est soumise à une évaporation, par exemple à la surface du sol ou dans un cours d'eau, se déplace sur une autre droite dont la pente est plus faible

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

que la droite météorique. Cette pente dépend des conditions d'évaporation (p. ex. humidité relative). La Figure 60 présente un exemple de droite d'évaporation.

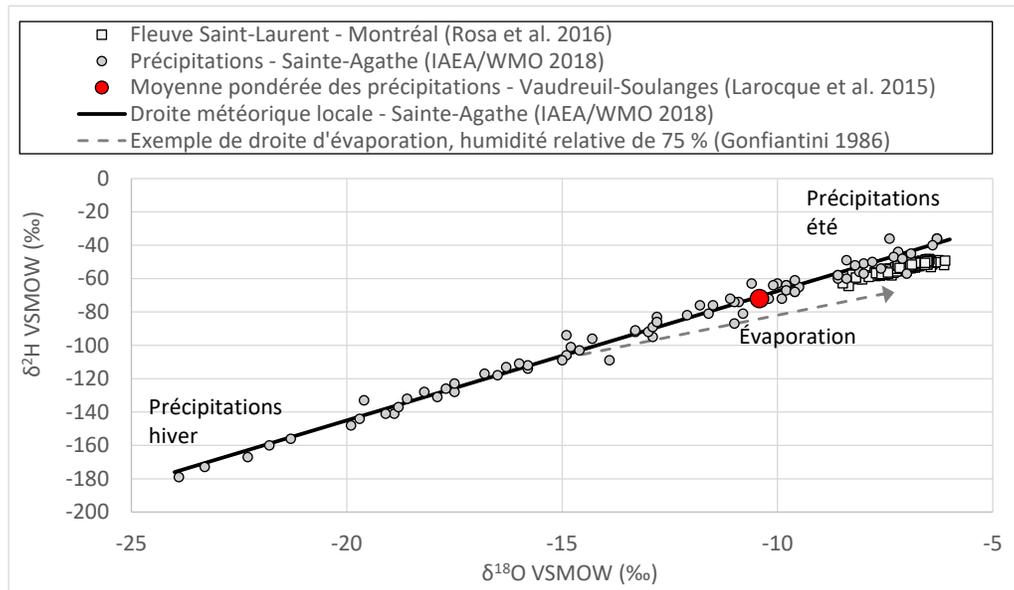


Figure 60 Isotopes stables de la molécule d'eau pour le fleuve Saint-Laurent et les précipitations dans la région de Montréal.

La signature isotopique de l'eau du fleuve Saint-Laurent à Montréal a été étudiée en détail par Rosa et al. (2016). L'importance de cette signature relève du fait que l'eau potable au centre-ville de Montréal est puisée dans le fleuve Saint-Laurent. La Figure 60 présente la signature isotopique de 259 échantillons prélevés entre 1997 et 2008 pour les 12 mois de l'année. Par rapport aux précipitations, la signature isotopique de l'eau du fleuve est moins variable dans le temps. La signature isotopique de cette eau est semblable à celle des précipitations estivales, mais avec un appauvrissement en ^2H semblable à l'impact d'une évaporation. Notons au passage que les moyennes pondérées de $\delta^2\text{H}$ et $\delta^{18}\text{O}$ dans les précipitations du bassin versant des grands lacs, la source du fleuve Saint-Laurent, sont généralement semblables à la moyenne pondérée des précipitations pour la région de Montréal qui est montrée à la Figure 60 (p. ex. Clark et Fritz 1997).

La Figure 61 présente des exemples de signatures isotopiques pour l'eau souterraine de la région de Montréal. Les échantillons proviennent des aquifères de dépôt meubles et de roc fracturé de Terrebonne (Benabdallah 2010), de Vaudreuil-Soulanges (Larocque et al. 2015) et de l'est de la Montérégie (Beaudry 2013; Carrier et al. 2013). Bien que ces échantillons proviennent d'une région assez étendue, leur eau souterraine présente des signatures isotopiques

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

semblables et distinctes de celle de l'eau du fleuve Saint-Laurent et de l'eau potable de Montréal. Les valeurs de $\delta^2\text{H}$ et $\delta^{18}\text{O}$ sont assez près de la moyenne pondérée des précipitations de Vaudreuil-Soulanges. En d'autres mots, l'eau souterraine est un mélange de précipitations hivernales et estivales. La plupart des échantillons ont une signature isotopique appauvrie en isotopes lourds par rapport à la moyenne pondérée des précipitations. Larocque et al. (2015) expliquent cet appauvrissement par une probabilité plus grande de recharge de la nappe d'eau souterraine par les précipitations hivernales par rapport aux pluies d'été qui sont plus susceptibles d'être évacuées par ruissellement ou par évapotranspiration.

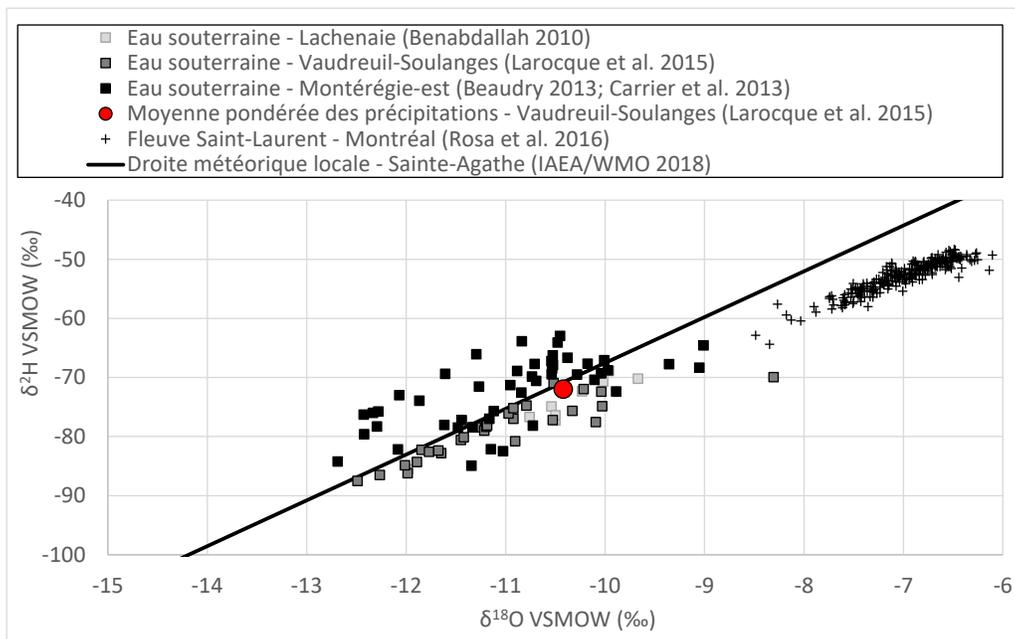


Figure 61 Isotopes stables de la molécule d'eau pour l'eau souterraine de la région de Montréal.

4.2 Méthodologie

Cette section présente la méthodologie des campagnes d'échantillonnage et les paramètres analysés.

4.2.1 Échantillonnage

L'emplacement des points d'échantillonnage est présenté à l'Annexe B. Les points d'échantillonnage peuvent être regroupés en six catégories principales : les obturateurs, les percements, le bassin de pompage, les points d'échantillonnage du ruissellement, les points d'échantillonnage du système de drainage et le réseau d'eau potable.

Les percements et les obturateurs utilisés pour l'échantillonnage ont été présentés respectivement dans les sections sur les mesures de débit (section 3.1) et de pression d'eau (section 3.2). Les obturateurs ont été purgés pendant au moins deux minutes avant l'échantillonnage. L'obturateur entre les tours 9 et 11 au chainage 36+22 n'a pas été échantillonné après 2018 en raison des faibles pressions d'eau.

Le bassin de pompage de la tour 9 a été échantillonné à 11 reprises au cours du projet. Lors des échantillonnages en 2018, tous les échantillons d'eau ont été prélevés à partir du puits qui donne accès au bassin (Figure 62). Pour les échantillonnages de 2019 et 2020, des échantillons ont aussi été prélevés à l'entrée du bassin pour évaluer la variabilité de la qualité de l'eau à l'intérieur du bassin. Les échantillons dans le puits ont été prélevés avec une écope à bille attachée à une corde.



Figure 62 Puits du bassin de pompage de la tour 9.

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

Le ruissellement a été échantillonné le 25 juillet 2018 au cours d'un épisode de très forte pluie (37 mm à la station McTavish entre 16h00 et 22h00). Les échantillons ont été prélevés à partir de deux sites : le cours d'eau de la chaussée le long de l'entrée Cathédrale (voie F, à l'extérieur près du tunnel) et le ruissellement dans le cours d'eau de la chaussée le long de la sortie de la Montagne (voie L, à l'extérieur près du tunnel). Les points d'échantillonnage de la sortie de la Montagne et de l'entrée Cathédrale sont montrés à la Figure 63. Des échantillons ont été prélevés simultanément sur les deux sites toutes les 10 minutes pendant 50 minutes (6 échantillons par site) pour observer l'évolution de la composition de l'eau de ruissellement au cours d'un épisode de pluie. Le bassin de la station de pompage a aussi été échantillonné au même moment. Malheureusement, il n'a pas été possible de prélever des échantillons au début de l'averse, dans la période la plus intense.

Deux points du système de drainage ont été échantillonnés. En 2018, l'eau a été échantillonnée dans le regard ZB-1 au chainage 55+00. L'eau dans ce regard provient du drainage des voies A, B, K et L à l'ouest du chainage 55+00. La sortie du siphon inversé a été échantillonnée en juin 2020. Ce point d'accès au réseau de drainage du tunnel est situé au chainage 38+50. Il draine les eaux de la partie ouest du tunnel.

Des échantillons d'eau du robinet ont été prélevés lors de chaque campagne d'échantillonnage à la tour 9 (2018) et à la tour 13 (2019 et 2020). Comme pour les obturateurs, mis à part pour un échantillon, les robinets ont été ouverts pendant 2 minutes avant chaque échantillonnage. L'eau du robinet a été échantillonnée à deux reprises à l'été 2018. L'eau a été échantillonnée immédiatement après l'ouverture du robinet le 14 mai et après 2 minutes de purge le 25 juillet.

Le Tableau 5 présente les points et les dates d'échantillonnage. Comme les proportions d'isotopes stables de la molécule d'eau changent dans le temps pour l'eau potable, l'eau d'égout et l'eau de ruissellement en fonction de la température, il est préférable de réaliser les campagnes d'échantillonnage sur un intervalle de temps réduit. Les campagnes d'échantillonnage ont donc été réalisées en un jour en 2019 et 2020. La campagne d'échantillonnage de 2018 a dû être réalisée sur trois mois entre le 14 mai et le 8 août 2018 en raison de l'échantillonnage du ruissellement qui nécessitait un épisode de pluie soutenue. Les échantillons de la campagne de 2018 ont été prélevés pendant trois journées d'échantillonnage.

INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS

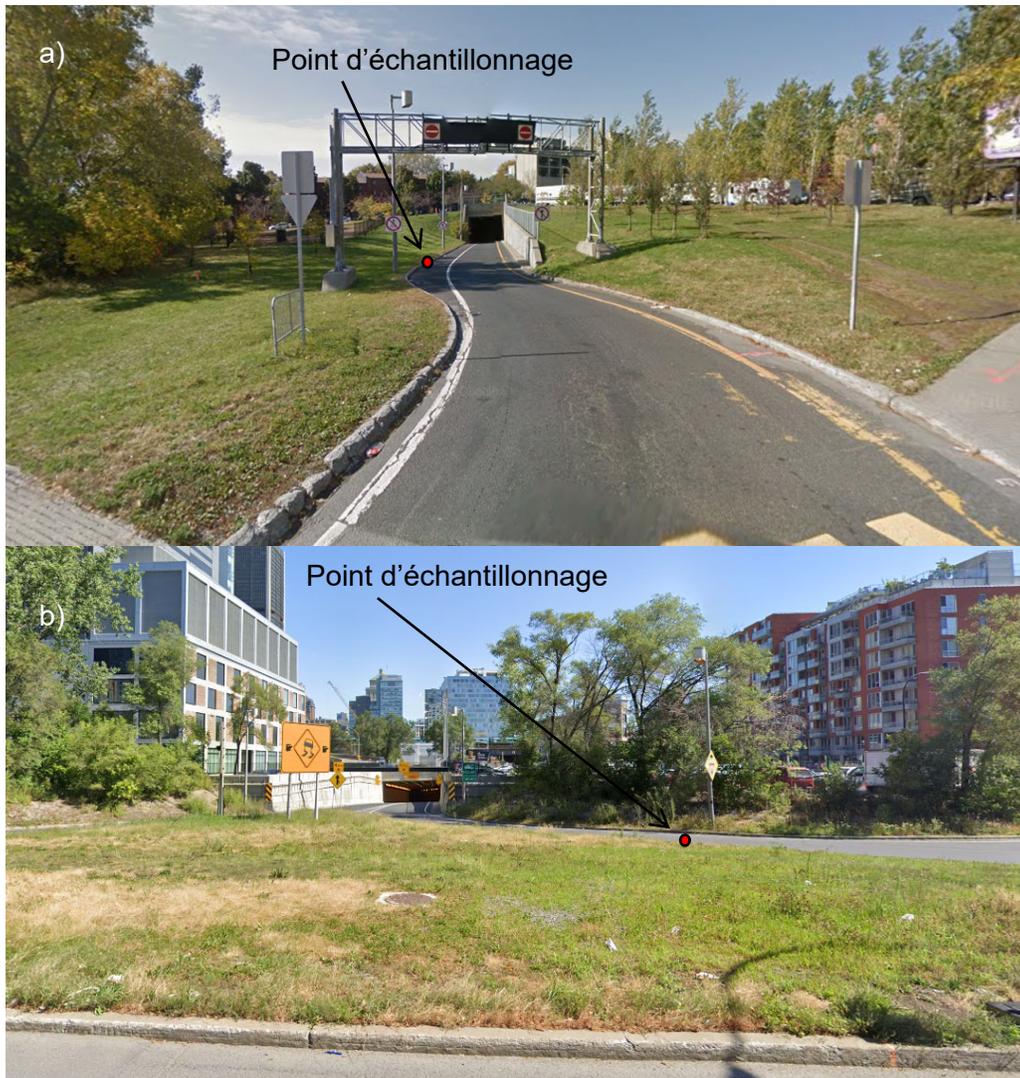


Figure 63 Points d'échantillonnage pour l'eau de ruissellement a) de la sortie de la Montagne, b) de l'entrée Cathédrale (Google Street View).

4.2.2 Paramètres analysés

Trois types d'analyses ont été effectués sur l'ensemble des échantillons : physico-chimiques, microbiologiques et isotopiques. La plupart des analyses physico-chimiques ont été réalisées par le laboratoire AGAT. Certaines analyses physico-chimiques et les analyses microbiologiques ont été réalisées au Laboratoire de géotechnique et de génie géoenvironnemental (LG2) de

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

l'ÉTS. Les analyses isotopiques ont été réalisées au laboratoire de géochimie des isotopes stables du Geotop, à l'UQAM. Le Tableau 6 détaille l'ensemble des analyses effectuées.

Les cations majeurs et le zinc ont été analysés par spectrométrie de masse à plasma à couplage inductif (ICP-MS). Certaines analyses des cations majeurs ont été réalisées en duplicata à l'ÉTS par spectroscopie d'émission optique à couplage inductif (ICP-OES). Les anions majeurs ont été analysés par chromatographie ionique. Les trihalométhanes ont été analysés par chromatographie gazeuse couplée à la spectrométrie de masse (GC-MS). Le chlore libre et le chlore total ont été analysés avec une méthode colorimétrique. Les coliformes fécaux ont été déterminés par filtration et incubation à 44,5 °C en triplicata et sans dilution. L'alcalinité a été déterminée par titrimétrie. Finalement, les isotopes de la molécule d'eau ont été analysés par spectroscopie de masse.

L'analyse des ions majeurs pour l'échantillon prélevé le 12 juin 2020 avec l'obturateur du chaînage 40+56 n'a pas été utilisé dans l'interprétation des analyses en raison de l'équilibre des charges qui n'est pas respecté.

Tableau 5 Points échantillonnés et dates d'échantillonnage.

Point d'échantillonnage		Date				
		2018			2019	2020
		14/05	25/07	08/08	26/09	12/06
Obturbateurs	Cathédrale (28+30)				x	x
	Tours 9-11 (36+22)			x		
	Tours 9-11 (40+56)			x	x	x
	Tours 11-12 (48+93)					x
	Tours 12-13 (56+32)				x	x
	Tours 12-13 (59+05)					x
Percements	Est de la Cathédrale (22+19)				x	x
	Voie B (nord) (37+70)	x		x	x	x
	Voie B (sud) (37+70)	x			x	x
	Voie F (34+20)	x			x	x
	Tours 11 et 12 (48+88)					
	Tour 12 (51+62)	x			x	x
Bassin de pompage	Puits du bassin (30+60)		x		x	x
	Entrée du bassin (30+60)		x		x	x
Ruissellement	Entrée Cathédrale (50+00)		x			
	Sortie de la Montagne (60+00)		x			
Système de drainage	Siphon inversé (38+50)					x
	Regard ZB-1 (55+00)	x				
Eau potable	Robinet tour 9 (30+80)	x	x			
	Robinet tour 13 (63+15)				x	x

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

Tableau 6 Paramètres analysés.

Paramètres	Laboratoire
pH	ÉTS
Conductivité	ÉTS
Solides totaux	AGAT
Cations majeurs (Na ⁺ , K ⁺ , Ca ²⁺ , Mg ²⁺)	AGAT*
Anions majeurs (SO ₄ ²⁻ , Cl ⁻)	AGAT
Alcalinité et ions bicarbonates	AGAT (2018) et ÉTS (2019 et 2020)
Zinc	AGAT
Chlore libre et chlore total	ÉTS
Trihalométhanes	AGAT
Coliforme fécaux	ÉTS (2019 et 2020)
Isotopes de la molécule d'eau (² H et ¹⁸ O)	Geotop (UQAM)

* Certaines analyses de cations majeurs ont été vérifiées à l'ÉTS.

4.3 Résultats

La Figure 64 montre les valeurs de TDS obtenues pour l'eau souterraine (obturateurs et percements) et pour le bassin de pompage lors de la dernière campagne d'échantillonnage en 2020. Les valeurs de TDS augmentent vers l'ouest. Cette tendance est très claire. Une valeur maximale de TDS de 5710 mg/L a été observée pour l'obturateur du chainage 59+05. Cette valeur est considérablement plus élevée que la valeur de salinité maximale rapportée par Eggboro (1976) pour l'île de Montréal autour de 1950 (2290 mg/L) et que la valeur maximale rapportée pour les cas de contaminations par les sels de déglçage (2500 mg/L) par le Ministère des Transports (1999) et Gélinas et Locat (1987). On remarque que l'obturateur du chainage 48+93 produit une valeur plus faible de TDS par rapport aux autres points d'échantillonnage à l'ouest des percements de la voie B. Les échantillons d'eau potable présentent des valeurs de TDS beaucoup plus faibles que les percements, les obturateurs et le bassin de pompage (entre 174 et 196 mg/L).

La Figure 65 présente la relation entre les valeurs de TDS et de conductivité spécifique pour les trois campagnes d'échantillonnage. Cette figure donne aussi une droite de tendance qui permet de calculer la valeur de TDS à partir de la conductivité spécifique. Les lignes pointillées représentent une erreur de 5 % sur les valeurs de TDS par rapport à la valeur de la droite de tendance. Pour les valeurs de TDS supérieures à 1000 mg/L, 95 % des valeurs de TDS calculées mènent à une erreur inférieure à 10 % par rapport à la valeur de TDS mesurée. Les mesures de conductivité spécifique sont plus faciles à prendre que les mesures de TDS. Les mesures de conductivité spécifique pourraient donc être utilisées pour suivre l'évolution de la salinité de l'eau souterraine dans le temps. Ce suivi pourrait par exemple être réalisé avec les obturateurs installés entre les tours 11 et 13 (48+93, 56+32, 59+01) et avec le percement de la tour 12 (51+62).

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

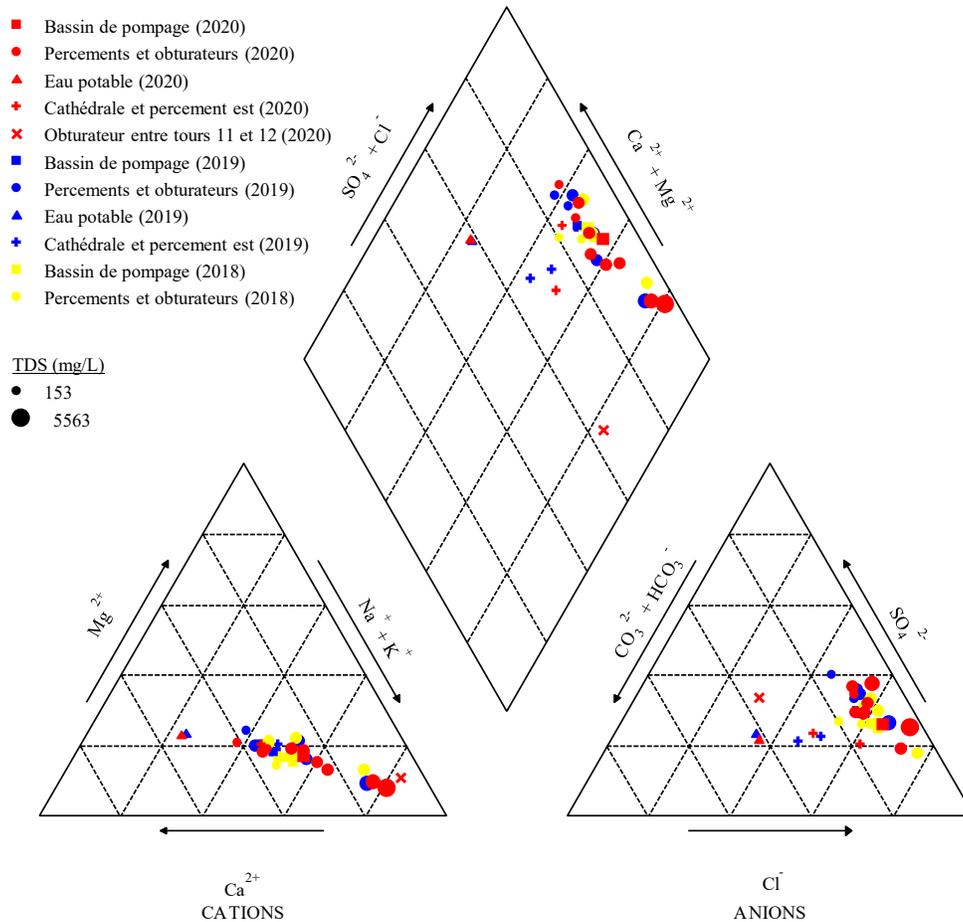


Figure 66 Diagramme de Piper pour les trois campagnes d'échantillonnage

La figure 66 présente le diagramme de Piper pour les trois campagnes d'échantillonnage. La taille des symboles est liée à la salinité. Plus la taille est grande, plus la salinité est élevée. On remarque que les analyses des cations (triangle de droite) se situent sur une ligne de mélange entre le pôle du sodium et la composition de l'eau potable ou de l'eau du fleuve Saint-Laurent. Les eaux avec des valeurs de TDS plus élevées contiennent généralement plus de Na^+ alors que les ions Ca^{2+} dominent pour les eaux avec une salinité plus faible, incluant l'eau potable et l'eau du fleuve. L'eau échantillonnée avec l'obturateur entre les tours 11 et 12 (chainage 49+93) est la principale exception à cette tendance. L'eau de ce point d'échantillonnage se retrouve très près du pôle Na^+ malgré sa salinité modérée (722 mg/L). Pour les anions, on peut remarquer que les ions chlorures et sulfates sont dominants pour les eaux avec des valeurs de

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

TDS plus élevées. Les proportions d'ion bicarbonate sont plus élevées pour les échantillons avec des valeurs de TDS plus faibles (eau potable, percement et obturateur à l'est de la tour 9 et obturateur entre les tours 11 et 12). Le losange montre surtout le caractère distinct de l'eau qui a été échantillonnée avec l'obturateur entre les tours 11 et 12. Cet échantillon est le seul à combiner des anions mixtes avec une teneur élevée en Na^+ . Ce caractère distinct est difficile à expliquer. Il est peut-être associé à des eaux usées.

La Figure 67 présente les analyses des isotopes de la molécule d'eau. Les résultats sont comparés avec la ligne des précipitations pour la région de Montréal (IAEA/WMO 2018), la droite qui correspond à la signature du fleuve Saint-Laurent (Rosa et al. 2016) et l'eau souterraine de la région de Montréal (Benabdallah 2010; Larocque et al. 2015; Beaudry 2013; Carrier et al. 2013). On remarque tout d'abord qu'un grand nombre d'analyses sont situées sur la ligne qui délimite les isotopes de la molécule d'eau pour l'eau du fleuve. Cette signature est différente des signatures rapportées pour l'eau souterraine et les précipitations dans la région de Montréal. Les échantillons prélevés à l'ouest de la tour 12 et l'échantillon du percement entre les tours 11 et 12 sont les seuls à présenter des signatures isotopiques cohérentes avec celles qui sont rapportées pour l'eau souterraine de la région de Montréal dans la littérature.

Pour 2019 et 2020, les deux années où l'échantillonnage a été réalisé en une seule journée, on constate que l'ensemble des échantillons sont situés sur une droite qui relie les signatures isotopiques de l'eau potable (ou l'eau du fleuve Saint-Laurent) et de l'eau échantillonnée avec l'obturateur entre les tours 12 et 13. La signature isotopique de l'eau du bassin de pompage est située sur cette droite assez près de la signature de l'eau potable ou de l'eau du fleuve Saint-Laurent.

La Figure 68 présente les isotopes de la molécule d'eau pour l'échantillonnage du ruissellement et du bassin de pompage réalisé lors d'un épisode de pluie important le 25 juillet 2018. La majorité des échantillons de ruissellement sont situés entre la droite des précipitations et la droite des eaux du fleuve Saint-Laurent. La signature isotopique des échantillons du bassin de pompage correspond aux valeurs de $\delta^2\text{H}$ et $\delta^{18}\text{O}$ les plus élevées pour le ruissellement. Rappelons que le début de la pluie n'a pas pu être échantillonné. Celui-ci a probablement eu un impact important sur la signature isotopique de l'eau du bassin.

Comme mentionné précédemment, les THM et le chlore sont des indices importants de la présence d'eau potable. La Figure 69 présente la relation entre les concentrations de chlore et de THM totaux pour l'ensemble des analyses. Les analyses montrent que les concentrations de chlore et de THM dans l'eau potable varient dans le temps et selon le point d'échantillonnage. Il est donc difficile de définir des concentrations de THM et de chlore total dans l'eau potable qui pourraient être utilisées comme pôle pour des droites de mélange. La concentration de THM dans l'eau potable des tours 9 et 13 varie entre 33 et

INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS

44 µg/L pour l'ensemble des analyses. La concentration de chlore varie encore plus, soit entre 0,22 et 1,07 mg/L. On remarque que l'eau potable et le percement du côté nord de la voie B sont les seuls points d'échantillonnage qui ont systématiquement fournis des valeurs élevées de THM et de chlore total. Le regard ZB-1 au chainage 55+00 a aussi présenté des concentrations élevées de chlore total et de THM, mais il a seulement été échantillonné en mai 2018. Les concentrations de THM et de chlore total pour le percement nord de la voie B sont assez variables. La valeur minimale de THM de 12 µg/L a été mesurée en septembre 2018. La concentration de THM dans le bassin de pompage a atteint une valeur maximale de 13 µg/L en mai 2018. Les concentrations de THM dans le bassin pour les échantillonnages subséquents sont toutes inférieures 2,5 µg/L.

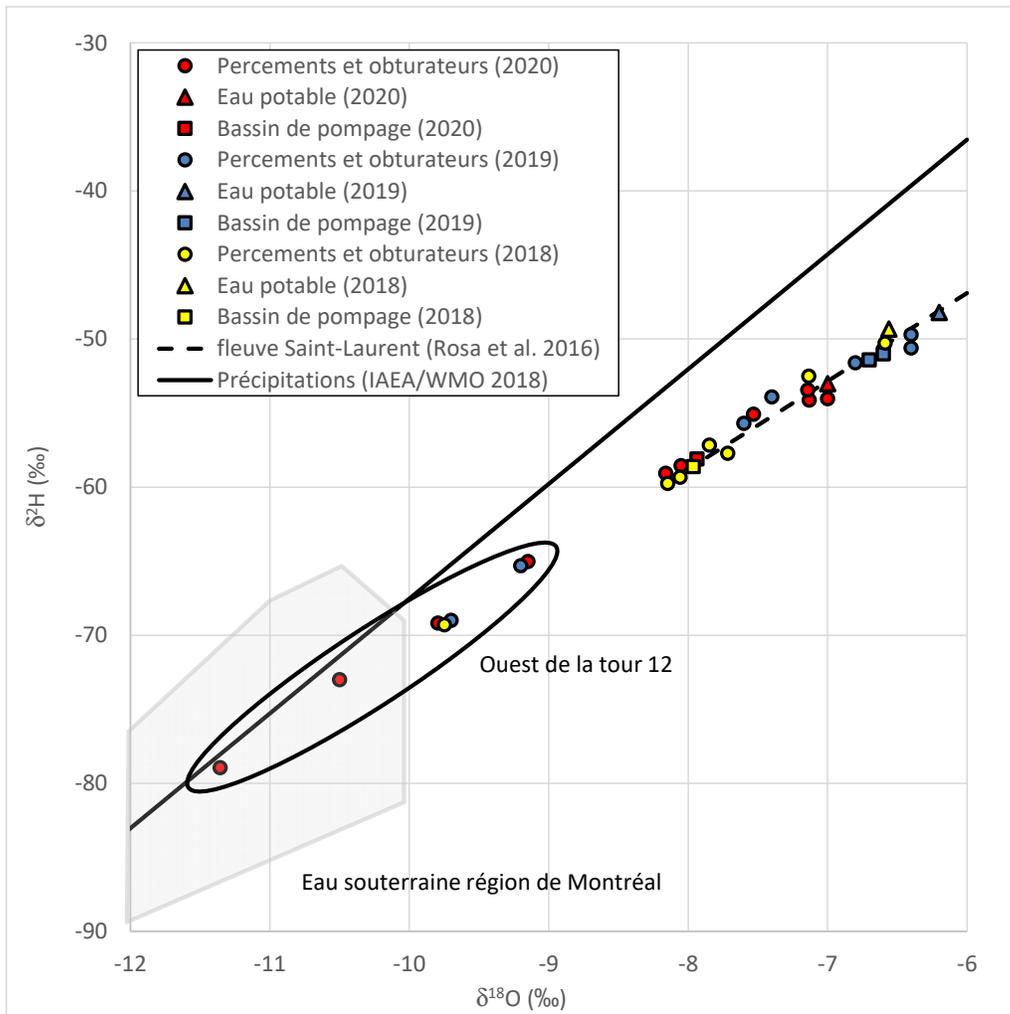


Figure 67 Isotopes stables de la molécule d'eau pour les échantillonnages réalisés par temps sec.

INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS

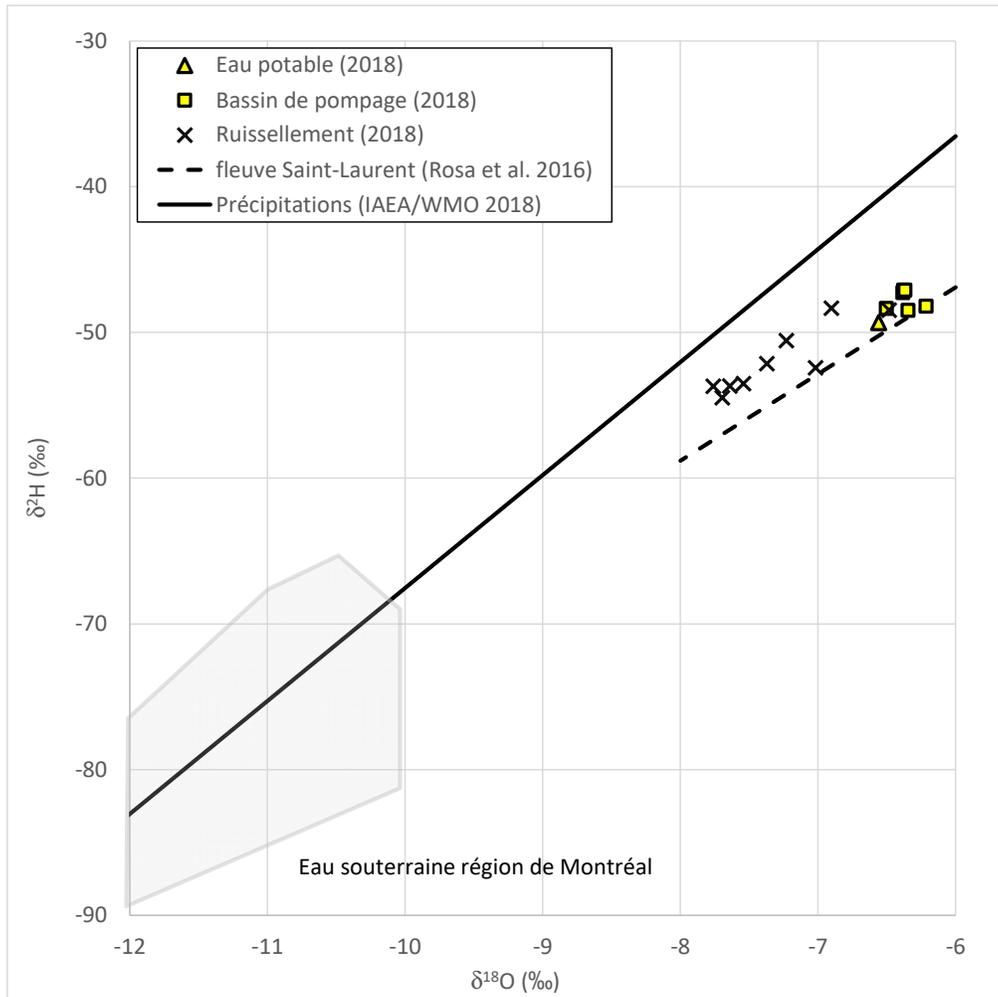


Figure 68 Isotopes stables de la molécule d'eau pour l'échantillonnage du bassin de pompage et du ruissellement du 25 juillet 2018.

Le percement de la tour 12 présente des concentrations de chlore et de THM qui sont difficiles à expliquer. Des concentrations apparentes de chlore du même ordre que l'eau potable ont été observées sans que des THM soient mesurés. Il est probable que ces concentrations apparentes de chlore soient associées à des interférences. Le manganèse, le brome et les valeurs élevées d'alcalinité peuvent mener à des résultats erronés pour la méthode colorimétrique qui a été utilisée.

INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS

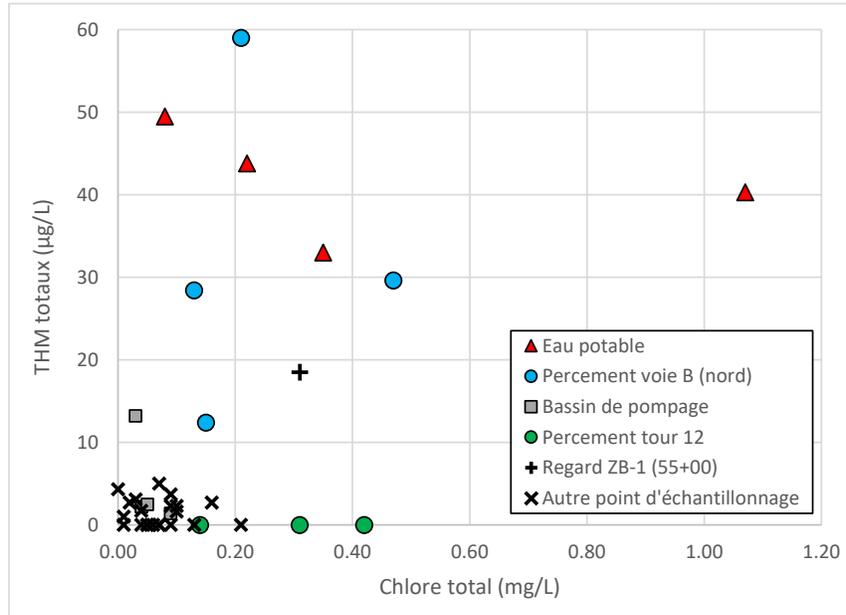


Figure 69 Relation entre les concentrations de chlore total et de THM totaux.

La Figure 70 montre la relation entre la concentration de Zn et la valeur de TDS pour l'ensemble des échantillons d'eau. Les échantillons prélevés lors de l'épisode de pluie du 25 juillet 2018 se démarquent par leur concentration de Zn supérieure à 20 µg/L. Rappelons que cet élément est caractéristique de l'eau de ruissellement (Kayhanian et al. 2012). Les échantillons prélevés dans le bassin de pompage et les échantillons de ruissellement sont les seuls à présenter des concentrations de Zn aussi élevées. Pendant l'épisode de pluie, pour les deux points d'échantillonnage du ruissellement et le bassin de pompage, la concentration de Zn a augmenté dans le temps alors que l'intensité des précipitations et le débit de ruissellement ont diminué.

Les seuls autres échantillons qui ont mené à des concentrations de Zn supérieures à 10 µg/L sont les deux obturateurs entre les tours 9 et 11 (jusqu'à 17 µg/L). Le seul échantillon provenant de ces deux obturateurs qui a mené à une concentration plus faible (3 µg/L) a été prélevé le 12 juin 2020. Parmi les trois journées d'échantillonnage pour ces obturateurs, la journée du 12 juin 2020 est la seule pour laquelle il n'y a pas eu de précipitations. Des précipitations de 4,8 et 12,0 mm ont été enregistrées à la station météorologique McTavish pour les deux autres journées d'échantillonnage. Les concentrations plus élevées de Zn pour ces obturateurs lors des journées pluvieuses et le lien clair entre les précipitations et la pression d'eau mesurée au droit des obturateurs (Figure 42) appuient la présence d'eau de ruissellement à l'extrados du tunnel entre les tours 9 et 11. La provenance de cette eau de ruissellement est inconnue.

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

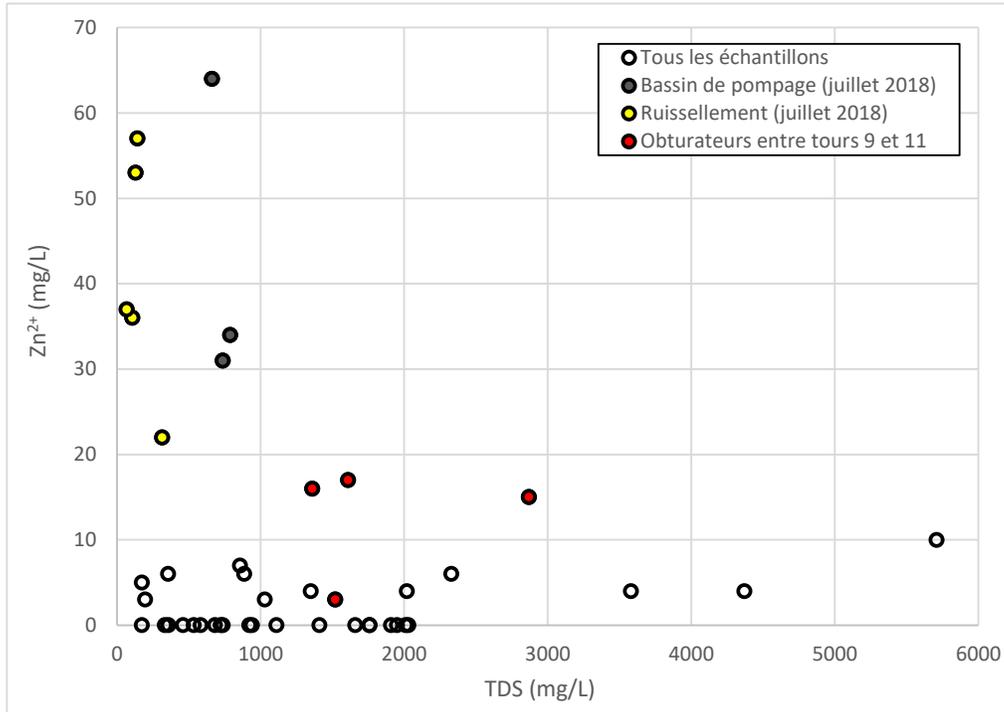


Figure 70 Concentrations de Zn en fonction de la valeur de TDS pour l'ensemble des échantillons d'eau.

Des coliformes fécaux ont été identifiés à trois endroits pour les échantillonnages de 2019 et 2020 : dans le bassin de pompage de la tour 9, à la sortie du siphon inversé qui draine la portion du tunnel à l'ouest du chaînage 37+77 et au percement de la tour 12. Les nombres de coliforme fécaux sont faibles pour la tour 12 et la sortie du siphon inversé, soit respectivement 1 et 2 unités formant des colonies par mL (ufc/mL) en comparaison avec le bassin de pompage (jusqu'à 500 ufc/mL). Les coliformes fécaux ont été observés seulement pour un des deux échantillonnages pour le percement de la tour 12. Des coliformes fécaux n'ont pas été détectés pour les obturateurs entre les tours 9 et 11, ceux qui présentent des concentrations élevées de Zn lors des journées de pluie.

Les résultats qui ont été présentés dans cette section et le chapitre précédent permettent de tirer certaines conclusions sur les composantes de l'eau qui atteint le bassin de pompage de la tour 9.

Comme la concentration de Zn dans le ruissellement varie dans le temps, il n'est pas possible de l'utiliser pour estimer une proportion de ruissellement. Les résultats de l'analyse des isotopes de la molécule d'eau pour les précipitations sont aussi difficiles à utiliser en raison du manque d'information sur la signature

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

isotopique du ruissellement au début de l'épisode de pluie du mois de juillet 2018. Par contre, si on considère l'augmentation du débit associé aux précipitations (Figure 35) et les concentrations de zinc semblables dans le bassin et dans le ruissellement lors des épisodes de fortes précipitation (Figure 70), on peut considérer que le débit entrant dans le bassin est majoritairement constitué de ruissellement lors des pluies intenses.

L'estimation de la proportion d'eau potable par temps sec dans le bassin de la station de pompage est complexe parce qu'il est difficile de définir des concentrations de THM et de chlore total représentatives pour l'eau potable. Aussi, comme mentionné précédemment, ces deux analytes ne sont probablement pas stables pour une longue période de temps dans l'eau souterraine. Ce ne sont donc pas de très bons traceurs à moins que la source d'eau potable soit très près du tunnel.

Trois paramètres principaux ont été utilisés pour analyser la proportion d'eau potable dans le bassin de pompage de la tour 9 : la valeur de TDS, la signature isotopique des atomes d'hydrogènes de la molécule d'eau ($\delta^2\text{H}$) et la concentration totale de THM. Les THM ont été préférés au chlore parce que leur concentration dans l'eau potable semble être un peu plus stable dans le temps (Figure 69). La Figure 71 présente une série de comparaison de ces trois paramètres pour les années 2018, 2019 et 2020.

Les valeurs de TDS et $\delta^2\text{H}$ montrent des relations approximativement linéaires qui pourraient correspondre à des lignes de mélange entre de l'eau plus salée qui a une signature isotopique caractéristique de l'eau souterraine de la région de Montréal et l'eau du fleuve Saint-Laurent (Figures 71a, c et e). L'obturateur entre les tours 12 et 13 a été utilisé comme pôle pour l'eau salée. Comme cet obturateur n'avait pas encore été installé en mai 2018, l'analyse de 2019 a été utilisée pour la Figure 71a. On peut remarquer que les échantillons du bassin de pompage et ceux qui ont été prélevés avec l'obturateur et le percement à l'est de la tour 9 sont très près du pôle de l'eau du fleuve Saint-Laurent de l'eau potable.

Il est important de noter que la valeur de $\delta^2\text{H}$ de l'eau du fleuve Saint-Laurent varie durant l'année. Les valeurs pour les trois échantillons d'eau potable sont différentes (entre -62 et -52 ‰). En comparaison, les valeurs de $\delta^2\text{H}$ présentées par Rosa et al. varient entre -64 et -48 ‰. Les échantillons d'eau potable prélevés en mai sont plus appauvris en isotopes lourds par rapport à ceux qui sont prélevés à la fin de l'été en septembre. On remarque que la signature isotopique des échantillons d'eau prélevés dans l'est du tunnel et dans le bassin de pompage suit clairement la valeur de $\delta^2\text{H}$ de l'eau potable et de l'eau du fleuve Saint-Laurent. Les analyses demeurent sur la droite même si le pôle de l'eau potable se déplace.

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

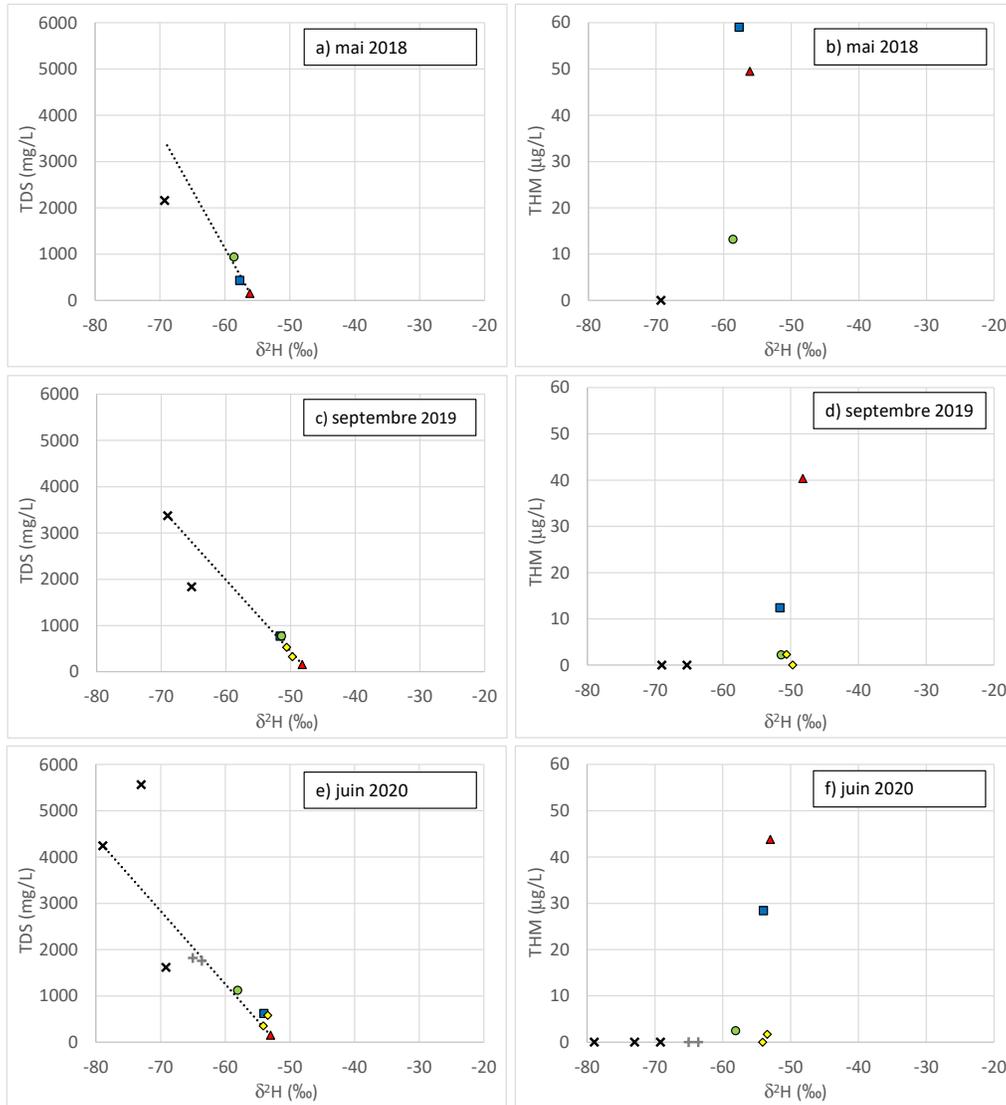
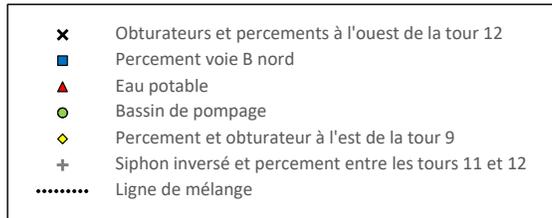


Figure 71 Interprétation des composantes de l'eau d'infiltration à partir des valeurs de TDS, de $\delta^2\text{H}$ et des concentrations de THM.

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

Les Figures 71b, d et f présentent la relation entre les THM et $\delta^2\text{H}$. Cette relation est plus complexe. Les échantillons prélevés dans l'ouest du tunnel ne contiennent pas de THM. Les échantillons d'eau prélevés à l'est de la tour 9 contiennent aussi très peu de THM malgré leur valeur de $\delta^2\text{H}$ très près de celle de l'eau potable.

Plusieurs explications peuvent être avancées pour expliquer la faible concentration de THM dans les échantillons d'eau prélevés à l'est de la tour 9 et leur signature isotopique semblable à celle de l'eau potable. Premièrement, il est possible que les échantillons prélevés dans l'est du tunnel contiennent de l'eau potable, mais que celle-ci s'écoule suffisamment longtemps dans le sol ou dans le roc (p. ex. quelques semaines) pour que les concentrations de THM et de chlore soient réduites considérablement. Cette hypothèse est difficile à vérifier en raison des incertitudes sur l'évolution des concentrations de chlore et de THM dans le sol. Deuxièmement, comme le tunnel entraîne un rabattement important de la nappe, il n'est pas impossible que l'eau du fleuve s'écoule vers le tunnel. La présence d'eau du fleuve Saint-Laurent expliquerait la faible concentration de chlore et de THM dans les échantillons. Par contre, comme la signature isotopique des échantillons d'eau suit celle du fleuve selon la période de l'année, il faudrait que l'eau souterraine s'écoule rapidement du fleuve vers le tunnel. Selon, les valeurs maximales de perméabilité rencontrées durant l'étude géotechnique qui a précédé la construction du tunnel (de l'ordre de 0,01 m/s, Figure 16) et du gradients hydraulique moyen qui peut être calculé à partir de la distance entre le tunnel et le bassin Alexandra (environ 750 m) et à partir de la différence de charge hydraulique entre le fleuve et l'obturateur du chainage 28+30 (environ 3,4 m), au moins cinq semaines seraient nécessaires pour que l'eau du fleuve atteigne l'obturateur du chainage 28+30 pour une porosité de 20 %. Cette hypothèse semble peu probable parce qu'elle demande la présence d'une couche très perméable et continue entre le tunnel et le fleuve Saint-Laurent. Il faut aussi noter que l'obturateur du chainage 28+30 est situé du côté amont du tunnel. Il est peu probable que l'eau du fleuve contourne le tunnel pour atteindre cet obturateur. L'hypothèse d'une eau potable qui est dans le sol et dans le roc depuis quelques semaines et qui ne présente plus de THM ou de chlore apparaît plus probable.

Duhaime et al. (2018) ont estimé la proportion d'eau potable dans le bassin de pompage en 2018 à 40 % selon les concentrations de THM dans l'eau du bassin et dans un échantillon d'eau potable prélevé en juillet 2018. Si on utilise plutôt la concentration moyenne de THM dans les échantillons d'eau potable comme référence, on obtient une proportion de 32 % d'eau potable dans le bassin de pompage en 2018. Cette proportion peut être considérée comme une valeur minimale en raison de la réduction probable des concentrations de THM lorsque l'eau potable s'écoule dans le roc et dans le sol. La proportion d'eau potable estimée à partir des THM diminue considérablement pour 2019 et 2020. La proportion d'eau potable peut être estimée à environ 6 % pour les échantillonnages de 2019 et 2020. Les travaux de réparation sur la conduite de 2,1 m sont probablement la cause de cette diminution.

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

On peut noter que le percement au nord de la voie B présente des concentrations de THM très élevées et une signature isotopique très près de celle de l'eau du fleuve Saint-Laurent. Les proportions d'eau potable calculées à partir des THM varient entre 30 et 100% selon l'année. Ce percement est celui qui présente le débit le plus élevé. L'eau de ce percement comporte clairement une proportion importante d'eau potable.

Si on se fie aux valeurs de $\delta^2\text{H}$ et aux lignes de mélanges de la Figure 71, on obtient des proportions d'eau potable beaucoup plus élevées, entre 80 et 85 % pour 2018 à 2020. Ces proportions élevées impliquent que les concentrations de chlore total et de THM diminuent dans le sol et que l'eau du fleuve Saint-Laurent n'atteint pas le tunnel directement. On peut noter que les proportions d'eau potable calculées à partir de $\delta^2\text{H}$ varient peu dans le temps en comparaison avec les valeurs calculées à partir des concentrations de THM. Cette observation implique que la proportion d'eau potable dans le bassin serait restée la même entre 2018 et 2020, mais que l'eau potable qui se rendait au bassin en 2019 et 2020 transitait plus longtemps dans le sol et dans le roc.

Les proportions d'eau potable estimées dans ce chapitre peuvent sembler élevées. Par contre, compte tenu du lien entre les opérations au réseau d'aqueduc et les débits et les pressions mesurés au TVM (sections 3.1 et 3.2), de la proximité des signatures isotopiques de l'eau du bassin de pompage et de l'eau potable, et de la présence de chlore et de THM dans un grand nombre d'échantillons d'eau, il est clair qu'une quantité importante d'eau potable est drainée dans le TVM.

5. MODÈLE NUMÉRIQUE DES ÉCOULEMENTS À L'ÉCHELLE DU TUNNEL

Un des objectifs du projet était de modéliser les écoulements d'eau souterraine à l'échelle du tunnel. La création de modèles numériques devait permettre de mieux comprendre les écoulements d'eau souterraine à proximité du TVM, notamment le rôle des remblais, des percements et des parois moulées. Les modèles numériques devaient aussi permettre la simulation de solutions pour diminuer les infiltrations d'eau non contrôlées, par exemple la simulation de nouveaux percements dans la partie ouest du tunnel.

Cette section présente tout d'abord les modèles numériques des écoulements à l'échelle du tunnel qui ont été présentés dans les rapports précédents (Duhaime et al. 2018; Duhaime et al. 2019; St-Laurent 2022). Ensuite, la méthodologie et les résultats pour un nouveau modèle numérique simplifié des écoulements à l'échelle du tunnel sont présentés.

5.1 Modèles numériques précédents

Plusieurs modèles numériques ont été créés dans le projet. Le module d'écoulement souterrain du logiciel COMSOL Multiphysics a été utilisé pour préparer les modèles numériques. L'équation de conservation de l'eau de Richards (1931) a été utilisée pour modéliser les écoulements non saturés. Les paramètres des modèles ont été choisis à partir de l'information présentée à la section 2.2 sur le contexte géologique et hydrogéologique du tunnel, notamment à partir des forages réalisés avant la construction du TVM.

Le modèle de Duhaime et al. (2018) reproduisait fidèlement la géométrie du tunnel et des percements (Figure 72), mais ne tenait pas compte de la présence des parois moulées dans la partie centrale du tunnel, et des remblais dans la tranchée. Les débits réels mesurés aux percements ont été utilisés pour définir les conditions aux frontières pour les percements dans la partie centrale du tunnel (débit constant). Ce modèle a produit des rabattements trop importants près des percements (niveau d'eau plusieurs centaines de mètres sous les percements). Ces rabattements étaient aussi trop localisés. En d'autres mots, les gradients hydrauliques étaient très élevés près des percements. Par exemple, une colonne d'eau de 23,3 m a été calculée pour l'obturateur du chainage 36+22. Celui-ci est localisé à 40 m du percement nord de la voie B où le modèle produisait des rabattements de plusieurs centaines de mètre. La colonne d'eau réelle pour cet obturateur est plutôt de l'ordre du mètre. Les résultats du premier modèle montrent que les remblais de la tranchée et les parois moulées favorisent le drainage de la tranchée à proximité des percements et la propagation des rabattements le long du tunnel. Le premier

INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE : CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS

modèle a aussi montré qu'il peut rapidement devenir très difficile de reproduire exactement la géométrie du tunnel avec COMSOL.

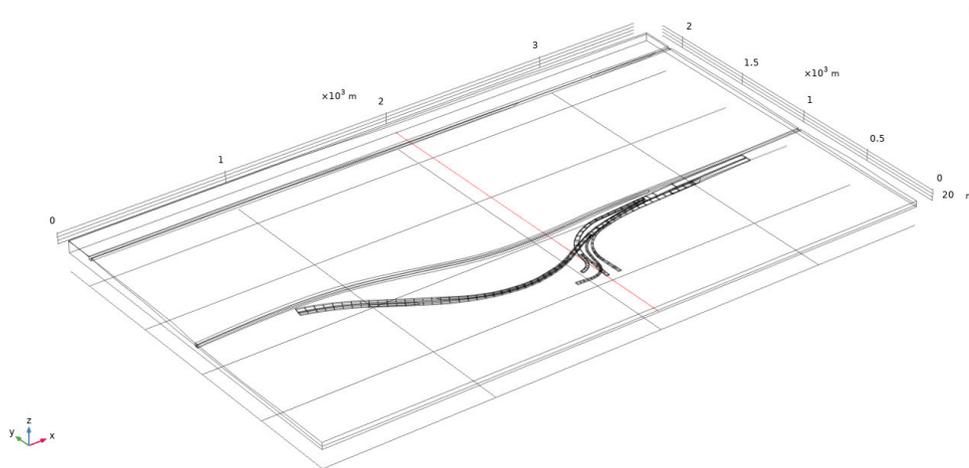


Figure 72 Modèle numérique de Duhaime et al. (2018) reproduisant fidèlement la géométrie du tunnel sans les remblais et sans les parois moulées (tiré de Duhaime et al. 2018).

Le deuxième modèle a permis d'explorer plus en détail le rôle des parois moulées et du remblai à l'aide de sections 2D du tunnel (Duhaime et al. 2019). Des sections représentatives de la partie ouest (56+00) et de la partie centrale (42+00) du tunnel ont été utilisées (Figure 73). Ce modèle incorpore des drains à la base des voies A et B qui simulent les infiltrations d'eau ou d'éventuels percements. Le modèle 2D a tout d'abord été utilisé pour réaliser une étude paramétrique de l'influence des conductivités hydrauliques du remblai, du sol naturel, du roc et des parois moulées sur les débits d'infiltration et sur le réseau d'écoulement à proximité du tunnel.

Dans la section ouest du tunnel (56+00), le contraste entre les perméabilités du sol naturel et du remblai a une grande influence sur le réseau d'écoulement à proximité du tunnel. La Figure 73 présente une comparaison des réseaux d'écoulement pour deux cas extrêmes. À la Figure 73a, la perméabilité du remblai est 80 fois supérieure à la perméabilité du sol naturel et 8000 fois supérieure à la perméabilité du roc. On remarque qu'une tranchée remblayée avec un matériau dont la perméabilité est plus élevée que celles du roc et du sol naturel permet de rabattre la nappe dans la tranchée. La Figure 73b présente le cas opposé. Le remblai est 100 fois moins perméable que le sol naturel. On remarque que le rabattement de la nappe est beaucoup moins important. Cette situation correspond aux résultats qui ont été obtenus avec le modèle 3D de Duhaime et al. (2018). Les résultats de Duhaime et al. (2018; 2019) montrent qu'une série de percements à la base du tunnel seraient peu efficaces pour

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

rabattre la nappe si la perméabilité du matériau à l'extrados du tunnel n'est pas supérieure à la perméabilité du sol naturel et du roc. L'étude paramétrique a aussi montré que des conductivités hydrauliques de l'ordre de 10^{-4} m/s pour le sol naturel permettent de reproduire approximativement le débit par km de tunnel qui est mesuré à la station de pompage. Cette conductivité hydraulique correspond approximativement au quartile supérieur de la perméabilité in situ mesurée lors des forages qui ont précédés la construction du TVM (Figure 16).

La Figure 73c présente la distribution des charges hydrauliques et la position de la nappe pour la section centrale du tunnel (42+00). Un contraste important de perméabilité entre d'un côté le remblai et de l'autre les parois moulées et le roc, permet de rabattre la nappe dans la tranchée et de reproduire les faibles pressions d'eau mesurées avec les capteurs de pression installés sur les obturateurs. Pour la Figure 73c, la paroi moulée, le roc et le remblai ont respectivement des conductivités hydrauliques de 1×10^{-8} , 1×10^{-6} et 8×10^{-2} m/s. On remarque un gradient hydraulique élevé entre le sol naturel et le remblai. Pour avoir des débits de l'ordre de 10 L/s par km de tunnel ou moins, les conductivités hydrauliques du roc et des parois moulées doivent être inférieures ou égales à 10^{-6} m/s. Le quartile supérieur de la perméabilité du roc pour les essais in situ réalisés avant la construction du tunnel est de l'ordre de 5×10^{-6} m/s.

Les modèles 2D présentés par St-Laurent (2022) ont entre autres permis d'étudier l'influence des fuites d'eau potable sur la piézométrie et les analyses d'eau souterraine à proximité du TVM. La Figure 74 présente deux exemples de réseaux d'écoulement pour le chaînage 56+00 du TVM. Une coupe du TVM pour ce chaînage a été présentée à la Figure 5a. La Figure 74a présente les résultats d'un modèle qui simule l'absence de fuite d'eau potable pour la conduite de 2,1 m qui est située en aval du tunnel. La conduite d'eau potable pour cette simulation a été représentée par une frontière imperméable. La Figure 74b correspond au cas où la conduite de 2,1 m présente une fuite de 29 L/s par km de conduite. La fuite a été simulée avec une condition de charge de pression constante de 30 m à l'intérieur de la conduite et en utilisant une conductivité hydraulique de 1×10^{-7} m/s pour le béton. En comparant les deux réseaux d'écoulement, on remarque une augmentation du niveau de la nappe de 0,82 m avec la fuite près du couloir d'évacuation où l'obturateur du chaînage 56+32 est installé. Si on compare cette variation du niveau de la nappe avec les fluctuations du niveau d'eau présentées à la section 3.2, on remarque que des fuites de l'ordre de quelques L/s par km de conduite ou quelques dizaines de L/s par km de conduite peuvent facilement expliquer des variations de pression de l'ordre de celles qui ont été observées avec les capteurs sur le terrain. La Figure 74 présente aussi des vecteurs qui montrent la direction des écoulements d'eau souterraine. On remarque que les fuites d'eau potable n'inversent pas la direction de l'écoulement au-dessus de la voie B entre la conduite et le couloir où l'obturateur du chaînage 56+32 est installé. L'eau potable n'atteint donc pas le couloir d'évacuation malgré que la fuite produise une augmentation du niveau d'eau de 0,82 m. Cette observation montre qu'une fuite d'eau potable peut avoir

INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS

une influence sur les pressions d'eau et les infiltrations sans avoir d'influence sur la qualité de l'eau (p. ex. THM, chlore ou signature isotopique particulière).

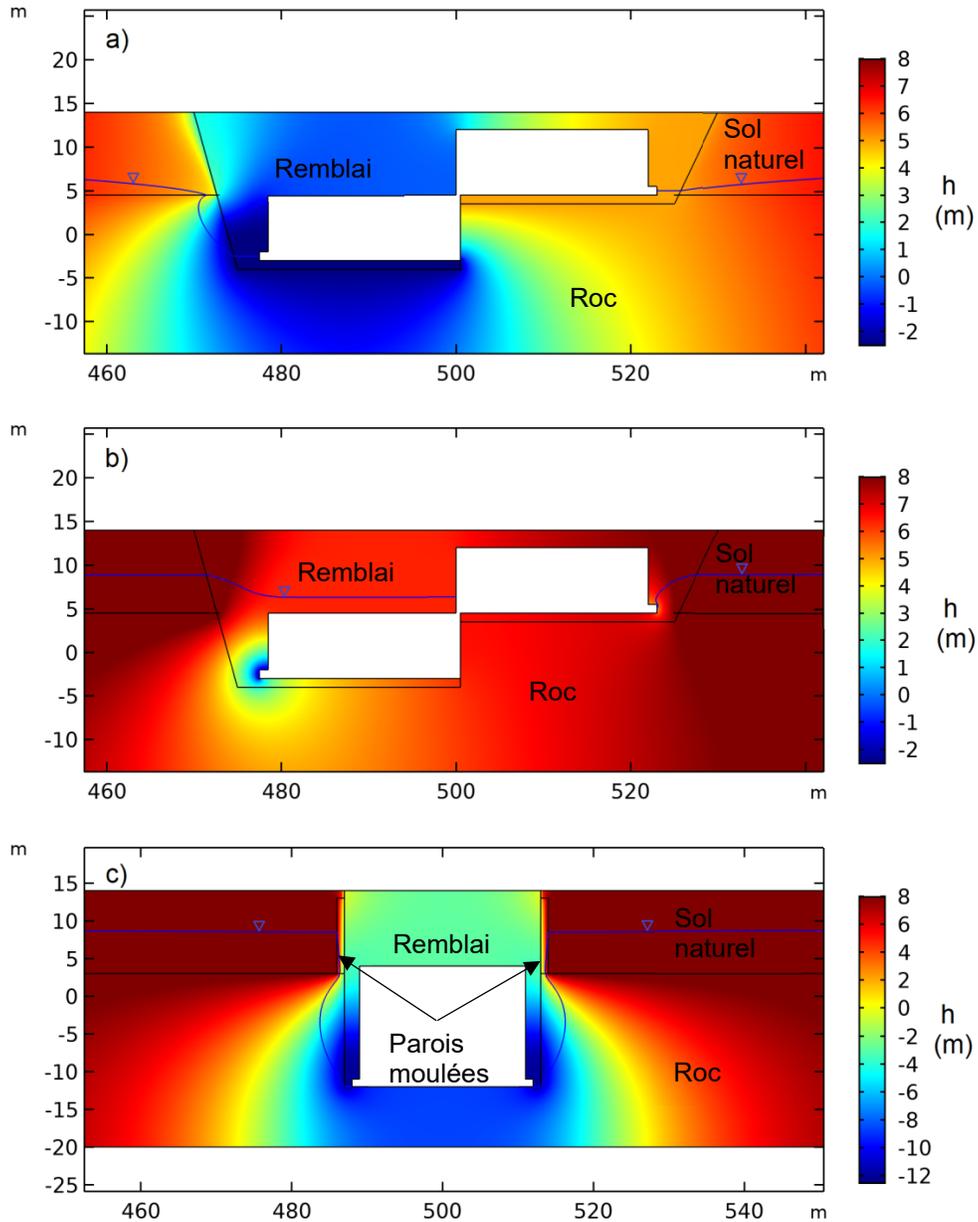


Figure 73 Comparaison de la distribution des charges hydrauliques et de la position de la nappe pour a) la section ouest du tunnel (56+00) avec un remblai 80 fois plus perméable que le sol naturel, b) la section ouest du tunnel (56+00) avec un remblai 1000 fois moins perméable que le sol naturel et c) la section centrale du tunnel (42+00) avec un remblai 80 fois plus perméable que le sol naturel.

INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS

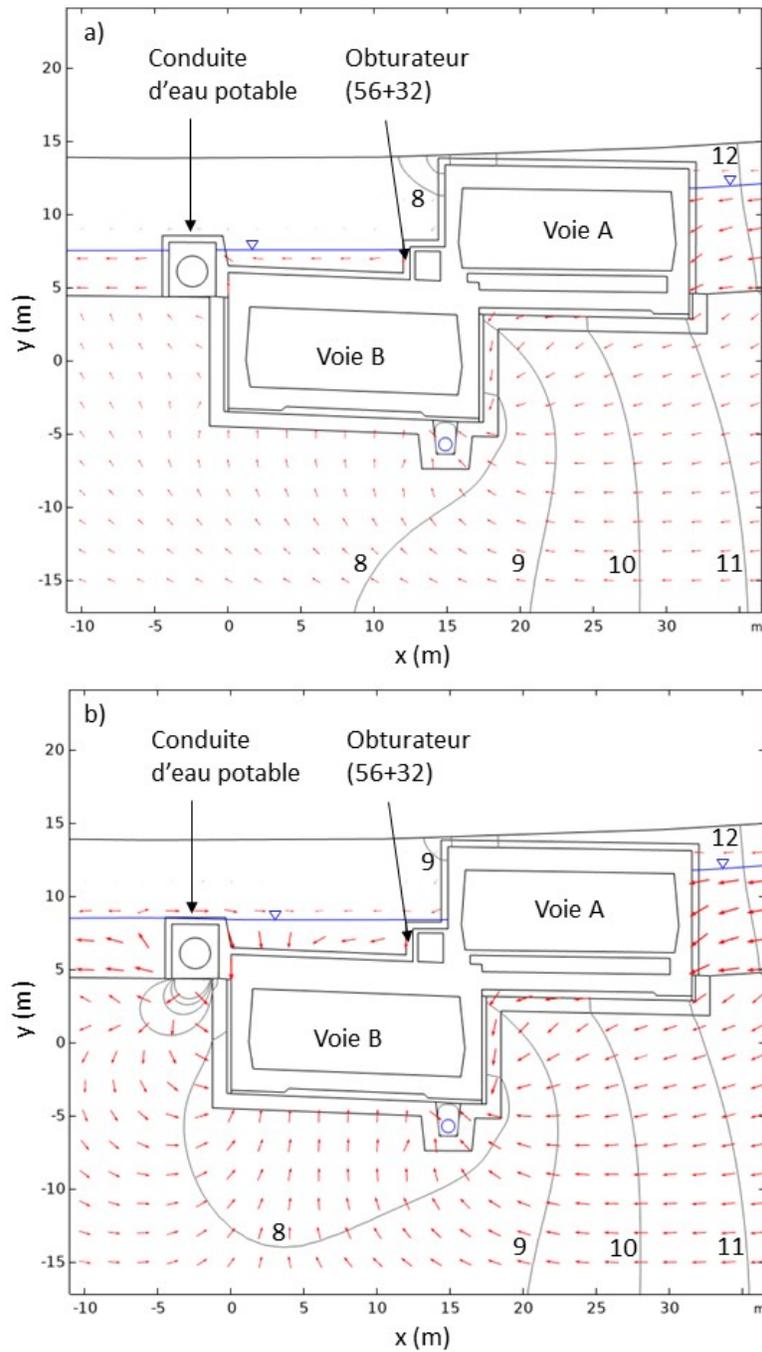


Figure 74 Modèles numériques d'une section 2D du TVM pour le chaînage 56+00 a) sans fuite d'eau potable et b) avec une fuite d'eau potable de 29 L·km⁻¹·s⁻¹. Les courbes grises sont des équipotentielles dont les charges hydrauliques sont données en mètre. Les vecteurs rouges montrent la direction de l'écoulement d'eau souterraine.

La position de la nappe en amont et en aval du TVM pour la Figure 74 montre aussi l'impact de l'obstruction de l'écoulement par la structure du TVM qui a une perméabilité relativement faible. La charge hydraulique est plus élevée en amont de la voie A du TVM d'environ 3,3 m. L'ampleur de l'effet d'obstruction est semblable à celui qui a été observé avec les mesures de pression sur le terrain à la section 3.2.

Les sections suivantes présentent une quatrième série de modèles numériques. La géométrie du modèle 3D a été simplifiée par rapport à celle de Duhaime et al. (2018). Par contre, le modèle incorpore les parois moulées et le remblai comme c'était le cas pour les sections 2D de Duhaime et al. (2019). Les mesures de charges hydrauliques obtenues à l'aide de capteurs de pression et d'obturateurs installés au cours du projet ont été utilisées pour calibrer le modèle et pour fixer certaines conditions aux frontières. L'objectif était d'obtenir un modèle avec une calibration approximative pour modéliser des solutions de drainage. Les sections suivantes présentent tout d'abord une description du modèle. Les détails de la calibration et une étude paramétrique de l'influence de la perméabilité des différentes unités hydrostratigraphiques est ensuite présentée. La modélisation de l'ajout de percements dans la partie ouest du tunnel sera présentée comme exemple d'application au chapitre 7.

5.2 Description du modèle

La Figure 75 présente la géométrie du modèle COMSOL. Le modèle s'étend du chaînage 28+71 dans la partie est du TVM, au chaînage 59+05 dans la partie ouest. Ces deux chainages correspondent à la position de deux obturateurs qui ont été utilisés pour mesurer la pression d'eau. La géométrie du modèle est basée sur les informations présentées au chapitre 2, dans les rapports précédents (Duhaime et al. 2018; 2019; Weber et al. 2017) et dans le rapport de la Ville de Montréal (1984) sur la géotechnique du centre-ville de Montréal. Pour simplifier la modélisation de la géométrie, le tunnel a été redressé et les voies A et B ont été superposées sur toute la longueur du tunnel. Les autres voies ne sont pas simulées. Les élévations sont données par rapport au niveau moyen de la mer. Dans une vue en plan, le modèle occupe un rectangle de 920 m par 200 m.

Le modèle simplifié comporte cinq unités hydrostratigraphiques : le sol naturel, le remblai de la tranchée, le roc fracturé en surface, le roc sain en profondeur et les parois moulées. L'épaisseur de sol naturel varie de 10,0 à 11,5 m entre les limites est et ouest du modèle. On suppose que le roc est fracturé en surface sur une épaisseur qui varie entre 3 m à la frontière ouest et 5 m à la frontière est. Le roc est moins fracturé et moins perméable entre des élévations de -20,0 et 5,0 m.

Le remblai est présent entre le tunnel et le roc ou le sol naturel sur les côtés du tunnel. La section du remblai est représentée par des trapèzes rectangulaires dont l'épaisseur varie entre 2 et 4 m (Figures 75b et 75c). Différents scénarios

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

ont été testés pour la perméabilité des remblais au-dessus du tunnel. Contrairement aux remblais sur les côtés du tunnel, la perméabilité des remblais au-dessus du tunnel a peu d'influence sur les résultats. Une perméabilité égale à la perméabilité du sol naturel a été supposée pour les remblais dans la partie supérieure de la tranchée.

Les parois moulées s'étendent de la tour 12 à la tour 11 dans le modèle numérique (Figures 75a et 76a). Elles sont appuyées sur le roc fracturé. La dimension et l'emplacement des parois moulées dans le modèle sont approximatifs. Les résultats présentés à la section 5.3 montrent que c'est surtout le contraste de perméabilité entre le sol naturel et le remblai de la tranchée qui contrôle les écoulements à l'échelle du tunnel pour le modèle 3D.

La section et l'élévation du tunnel ont été déduites des sections présentées dans les plans. L'élévation du radier du tunnel varie de -10 m à la frontière est du modèle, à -17 m au point bas du tunnel (chaînage 36+00), à 3 m à la frontière ouest du modèle.

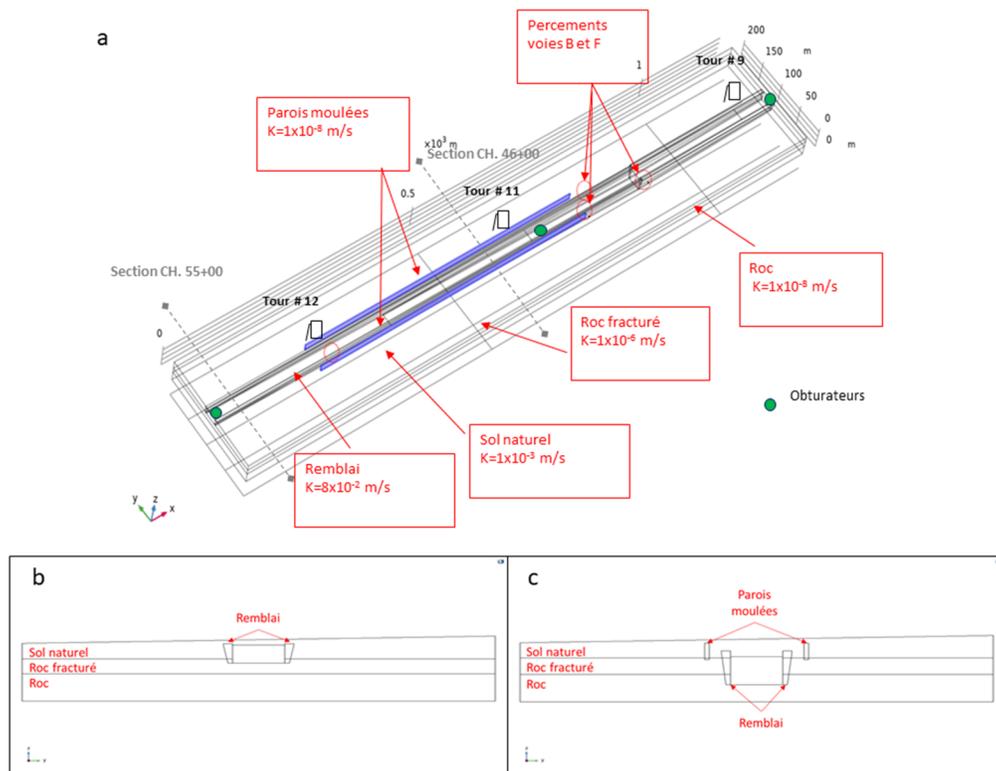


Figure 75 Modèle 3D simplifié de l'hydrogéologie du tunnel.

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

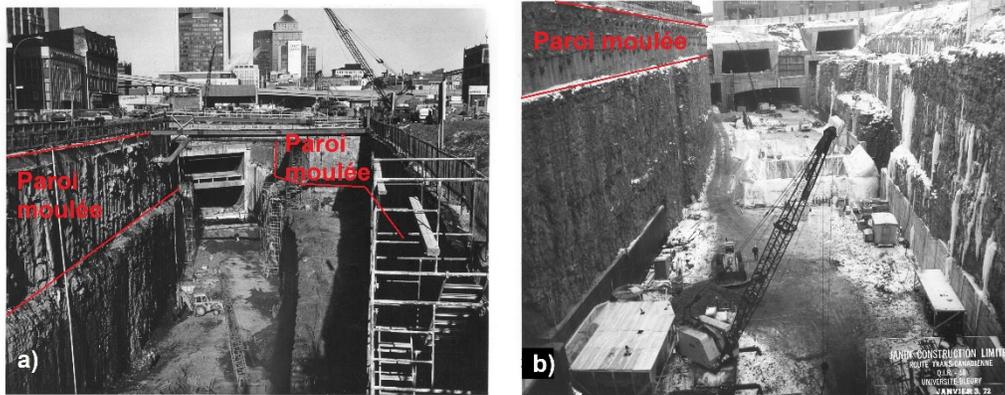


Figure 76 Photographies montrant la position des parois moulées a) entre les chainages 44+00 et 49+00, et b) entre les chainages 27+00 et 33+00.

Trois percements près du point bas du tunnel sous les voies A, B et F drainent la tranchée du tunnel (Figure 75). Ces percements ont été modélisés par des frontières à charge hydraulique constante appliquées sur des surfaces carrées de 1 m de côté. La charge hydraulique a été fixée par l'élévation des percements, soit -14,75 m pour les percements de la voie B et -14,00 m pour le percement de la voie F. Ces conditions aux frontières reviennent à supposer une charge de pression nulle aux percements. Les percements moins importants (p. ex. percement de la tour 12), n'ont pas été inclus dans le modèle.

Les conditions aux frontières du modèle (charge constante) ont été estimées à partir de la piézométrie qui a été présentée au chapitre 3 (Figure 45). Une charge de 1,1 m est imposée à la frontière est. La charge sur la frontière ouest varie entre 7,4 m au nord et 6,4 m au sud. Les charges hydrauliques sur les frontières nord et sud varient linéairement entre les valeurs données par les extrémités est et ouest. Les frontières inférieure et supérieure du modèle sont imperméables. Le modèle ne tient donc pas compte de la recharge et des précipitations.

Il est nécessaire de spécifier la relation entre la pression d'eau et la conductivité hydraulique pour simuler les écoulements non saturés. Le modèle de Van Genuchten (1980) a été utilisé. Les paramètres par défauts de COMSOL ont été utilisés ($\alpha = 1 \text{ m}^{-1}$ et $n = 2$). Comme mentionné par Duhaime et al. (2019), le choix de ces paramètres n'a pas une grande influence sur les résultats pour les écoulements à l'échelle du TVM.

Les maillages utilisés pour le modèle d'éléments finis comportent entre 354 622 et 658 256 éléments tétraédriques. Une taille maximale des éléments de 0,07 m a été imposée à proximité des percements. C'est la partie la plus critique du

modèle pour la convergence en raison des variations abruptes de la vitesse, de la charge hydraulique et de la conductivité hydraulique près des percements. Les charges hydrauliques aux obturateurs et les débits aux percements sont peu influencés par l'utilisation d'un maillage plus fin. Les résultats sont donc indépendants du maillage.

5.3 Étude paramétrique et calibrage

La piézométrie et les débits aux percements sont principalement contrôlés par la conductivité hydraulique des cinq unités hydrostratigraphiques. Le calibrage du modèle a été réalisé à partir d'une étude paramétrique semblable à celle qui a été réalisée pour le modèle 2D par Duhaime et al. (2019). Les charges de pression mesurées au droit des trois obturateurs des chainages 40+56, 48+93 et 56+32 et le débit total des trois percements ont été utilisés pour calibrer le modèle.

L'étude paramétrique a permis de quantifier l'influence des conductivités hydrauliques du sol naturel (K_s) et du remblai (K_r) sur les résultats du modèle 3D. Les valeurs de K_s et K_r ont respectivement été variées entre 1×10^{-5} et 1×10^{-4} m/s, et entre 5×10^{-3} et 2×10^{-2} m/s. Les valeurs de conductivité hydraulique du roc fracturé (1×10^{-6} m/s) et du roc sain (1×10^{-8} m/s) ont été maintenues constantes pour l'ensemble des simulations. Les valeurs de conductivité hydraulique utilisées dans l'étude paramétrique sont cohérentes avec celles de la littérature (p. ex. Carrier et al. 2013 pour le roc, voir aussi Duhaime et al. 2018) et celles de l'étude géotechnique qui a précédé la construction du tunnel (section 2.2).

Les Tableaux 7 et 8 donnent les résultats de l'étude paramétrique pour K_s et K_r . Dans les deux cas, les charges hydrauliques mesurées à l'emplacement de l'obturateur ouest entre les tours 9 et 11 (chainage 40+56), l'obturateur entre les tours 11 et 12 (chainage 48+93) et l'obturateur entre les tours 12 et 13 (chainage 56+32) sont comparées avec les valeurs du modèle numérique. Les débits mesurés à la station de pompage sont quant à eux comparés avec la somme des débits pour les percements. Cette somme est en réalité inférieure au débit total à la station de pompage. L'hypothèse d'un débit total aux percements égal au débit à la station de pompage permet de tenir compte des infiltrations qui se produisent ailleurs dans le tunnel.

Une calibration approximative pour le débit par temps sec après novembre 2019 (31 L/s) a été obtenue avec $K_r = 7 \times 10^{-3}$ m/s et $K_s = 4 \times 10^{-5}$ m/s. Ces résultats impliquent une perméabilité élevée pour le remblai à l'extrados du tunnel, de l'ordre de grandeur des valeurs qui seraient mesurées pour du sable grossier et du gravier. Les perméabilités du sol naturel sont cohérentes avec les valeurs des deux premiers quartiles pour les essais in situ (Figure 16).

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

Tableau 7 Influence de la conductivité hydraulique du remblai sur les résultats de la calibration ($K_s = 4 \times 10^{-5}$ m/s).

Paramètre de calibrage	Valeur mesurée	Modèle numérique (K_r en m/s)			
		5×10^{-3}	7×10^{-3}	1×10^{-2}	2×10^{-2}
Somme des débits aux percements (L/s)	31 - 54	25,2	34,6	48,7	95,5
Charge obturateur 40+56 (m)	-10,6	-7,1	-7,3	-7,5	-7,7
Charge obturateur 48+93 (m)	1,7	1,5	1,3	1,1	0,9
Charge obturateur 56+32 (m)	8,0	6,3	6,2	6,2	6,1

Tableau 8 Influence de la conductivité hydraulique du sol naturel sur les résultats de la calibration ($K_r = 7 \times 10^{-3}$ m/s).

Paramètre de calibrage	Valeur mesurée	Modèle numérique (K_s en m/s)		
		1×10^{-5}	4×10^{-5}	1×10^{-4}
Somme des débits aux percements (L/s)	54,0 – 31,0	34,0	34,6	35,5
Charge obturateur 40+56 (m)	-10,6	-7,6	-7,3	-6,9
Charge obturateur 48+93 (m)	1,7	0,9	1,3	1,8
Charge obturateur 56+32 (m)	8,0	6,1	6,2	6,4

Les résultats montrent que les débits sont surtout contrôlés par K_r . Une augmentation de K_r d'un ordre de grandeur mène à une augmentation du débit qui s'approche aussi d'un ordre de grandeur. L'influence de K_s sur le débit est beaucoup moins importante.

La valeur de K_s a surtout une influence sur les charges hydrauliques mesurées au droit des obturateurs des chainages 40+56 et 48+93. Le rapport entre K_s et K_r influence la propagation du rabattement de la nappe, surtout si K_s s'approche de K_r . Le rabattement se propage plus loin si l'écart entre K_s et K_r augmente. Les Figures 77 et 78 comparent la distribution des charges hydrauliques près du tunnel pour les valeurs de K_s et K_r obtenues par calibrage et pour $K_s = K_r$. On

INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS

remarque que le rabattement est très localisé pour $K_s = K_r$, comme c'était le cas avec le modèle de 3D de Duhaime et al. (2018). Cette observation est particulièrement importante pour la conception de nouvelles solutions de drainage. L'espacement optimal entre des percements additionnels devrait dépendre du rapport K_s/K_r . Des percements éloignés les uns des autres seront seulement efficaces si le rapport K_s/K_r est faible, en d'autres mots si une zone de perméabilité plus élevée est présente à proximité du TVM. Ce semble être le cas si on se fie aux valeurs de K_s et K_r qui permettent de calibrer approximativement le modèle.

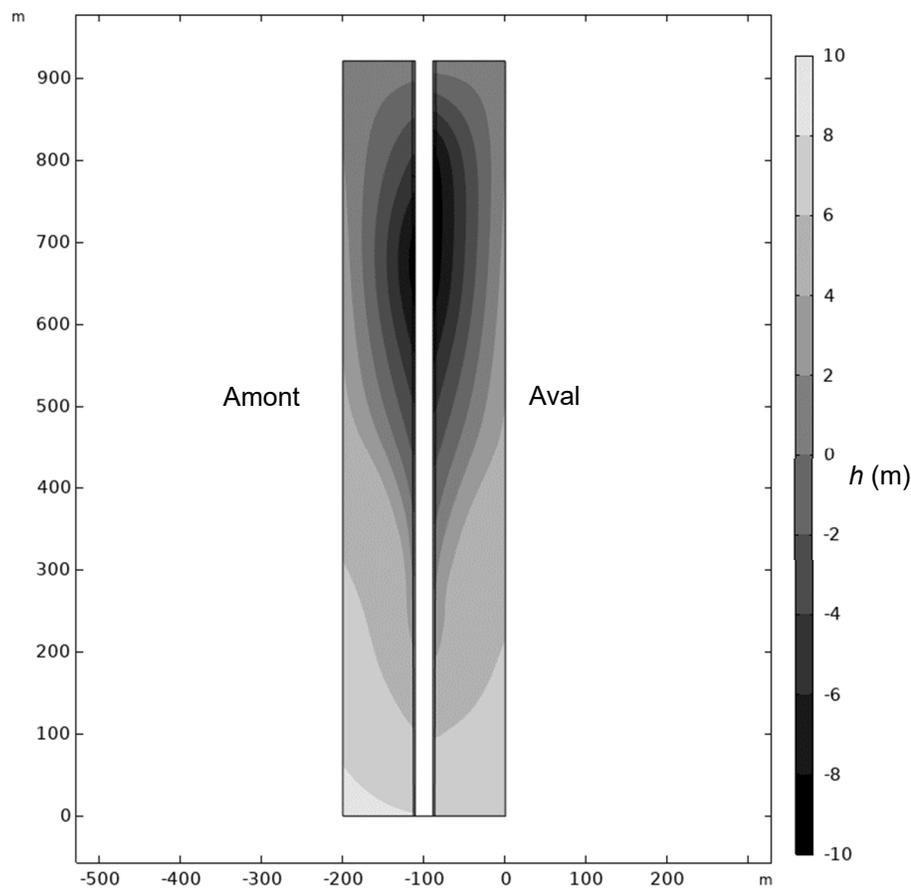


Figure 77 Distribution des charges hydrauliques (en m) pour $K_r = 7 \times 10^{-3}$ m/s et $K_s = 4 \times 10^{-5}$ m/s sur le plan $z = 0$ m. Le haut de la figure correspond à l'est du tunnel (chainage 28+71). Le bas de la figure correspond au chainage 59+05.

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

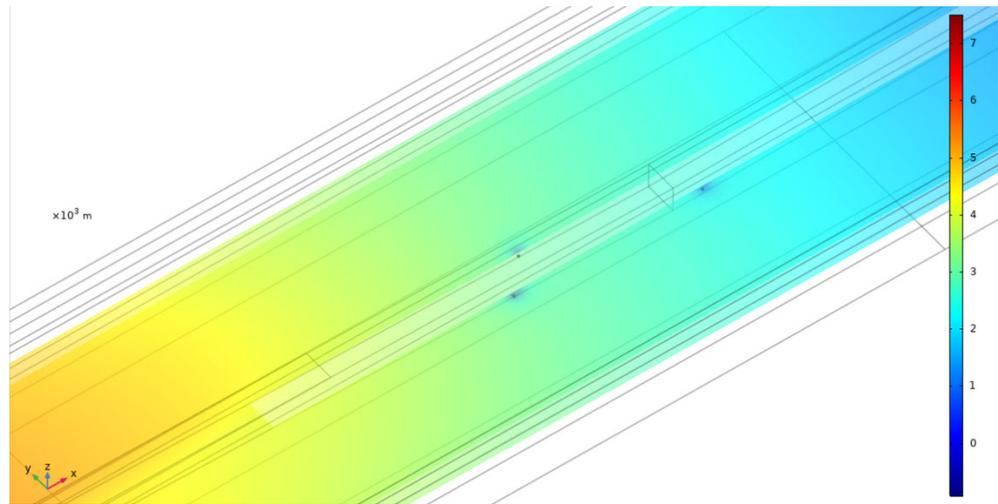


Figure 78 Rabattements très localisés à proximité des percements pour $K_s = K_r$.

Notons que la valeur élevée de K_r obtenue par calibrage est cohérente avec les débits élevés (de l'ordre du L/s) observés lors des forages pour l'installation des obturateurs (Duhaimé et al. 2018; 2019). La théorie des essais de perméabilité in situ en bout de tubage (p. ex. Hvorslev 1951) permet de relier approximativement le débit (Q), le diamètre d'un forage (D), la charge de pression à l'extrados du tunnel (H_p) et K_r :

$$Q = 2DK_r H_p \quad (5.1)$$

Cette relation est présentée graphiquement à la Figure 79. On remarque que des charges de pression de moins de 5 m mènent effectivement à des débits élevés semblables à ceux qui ont été observés lors des forages (de l'ordre du L/s) pour des valeurs de K_r de l'ordre de 10^{-2} ou 10^{-3} m/s.

La Figure 80 compare les surfaces piézométriques simulées pour l'amont et l'aval du TVM avec les mesures des capteurs de pression et l'élévation des percements. Les charges hydrauliques obtenues avec le modèle numérique sont généralement semblables à celles qui ont été observées sur le terrain pendant ce projet. Le modèle numérique ne reproduit pas la différence entre les charges hydrauliques amont et aval, surtout dans la partie ouest du tunnel et à la frontière est. L'écart plus important dans le modèle numérique entre les charges hydraulique amont et aval près du chainage 33+00 est dû à la présence du percement de la voie F en aval du tunnel. L'absence d'écart entre les charges hydraulique amont et aval près des extrémités du modèle est principalement dû au faible gradient hydraulique entre l'amont et l'aval dans les conditions aux frontières à $x = 0$ et 920 m.

INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS

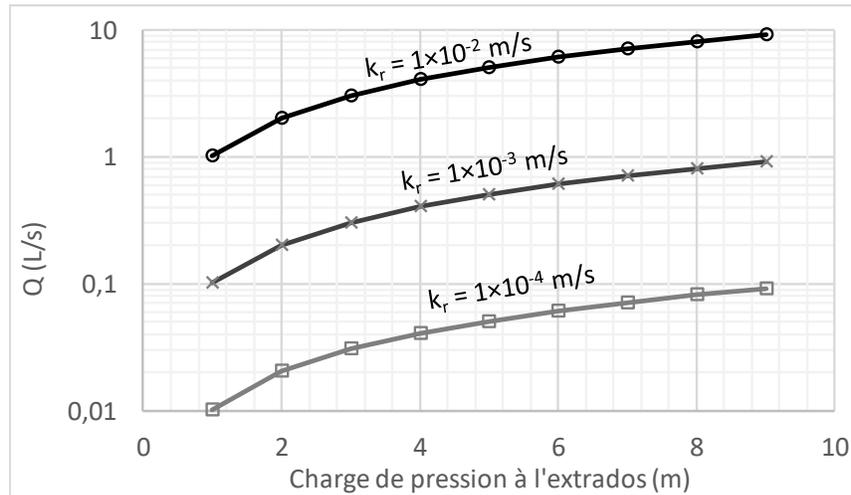


Figure 79 Relation entre le débit au bout d'un tubage et la charge de pression à l'extrados pour un forage de 5 cm de diamètre.

On remarque que les élévations des percements entre les tours 11 et 12 sont très près de la surface piézométrique obtenue avec le modèle numérique. Ce faible écart explique les faibles débits observés (p. ex. percement de la tour 12 au chaînage 51+62) et le caractère intermittent du débit observé pour certains de ces percements (p. ex. percement entre les tours 11 et 12 au chaînage 48+88).

Les différentes théories permettant de décrire les rabattements autour des puits de pompage présentent souvent une relation linéaire entre le rabattement ou la charge hydraulique et la distance par rapport au puits (p. ex. Chapuis 1999). Dans le cas présent, on pourrait s'attendre à observer une relation linéaire entre la charge hydraulique et la distance par rapport au percements principaux des voies B et F. Ce n'est pas le cas. La relation entre l'élévation du niveau d'eau et le chaînage est presque linéaire dans la partie ouest du tunnel. La variation graduelle du niveau d'eau est possiblement due à l'impact de la perméabilité plus élevée des matériaux de la tranchée par rapport au roc et au sol naturel qui favorise un écoulement 1D le long du tunnel et à la pente du tunnel.

L'élimination des parois moulées dans le modèle permet de vérifier leur influence. L'effet des parois moulées est beaucoup moins important avec le modèle 3D par rapport aux sections 2D de Duhaime et al. (2019). La différence est principalement due aux discontinuités dans les parois moulées dans le modèle 3D. L'eau peut facilement contourner les parois moulées aux extrémités, ce qui n'est pas le cas avec les sections 2D qui représentent des parois infinies. Sur toute la longueur du tunnel, l'influence maximale des parois moulées sur les charges hydrauliques est de l'ordre de 1,7 cm pour les valeurs de K_r et K_s obtenues par calibrage.

INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS

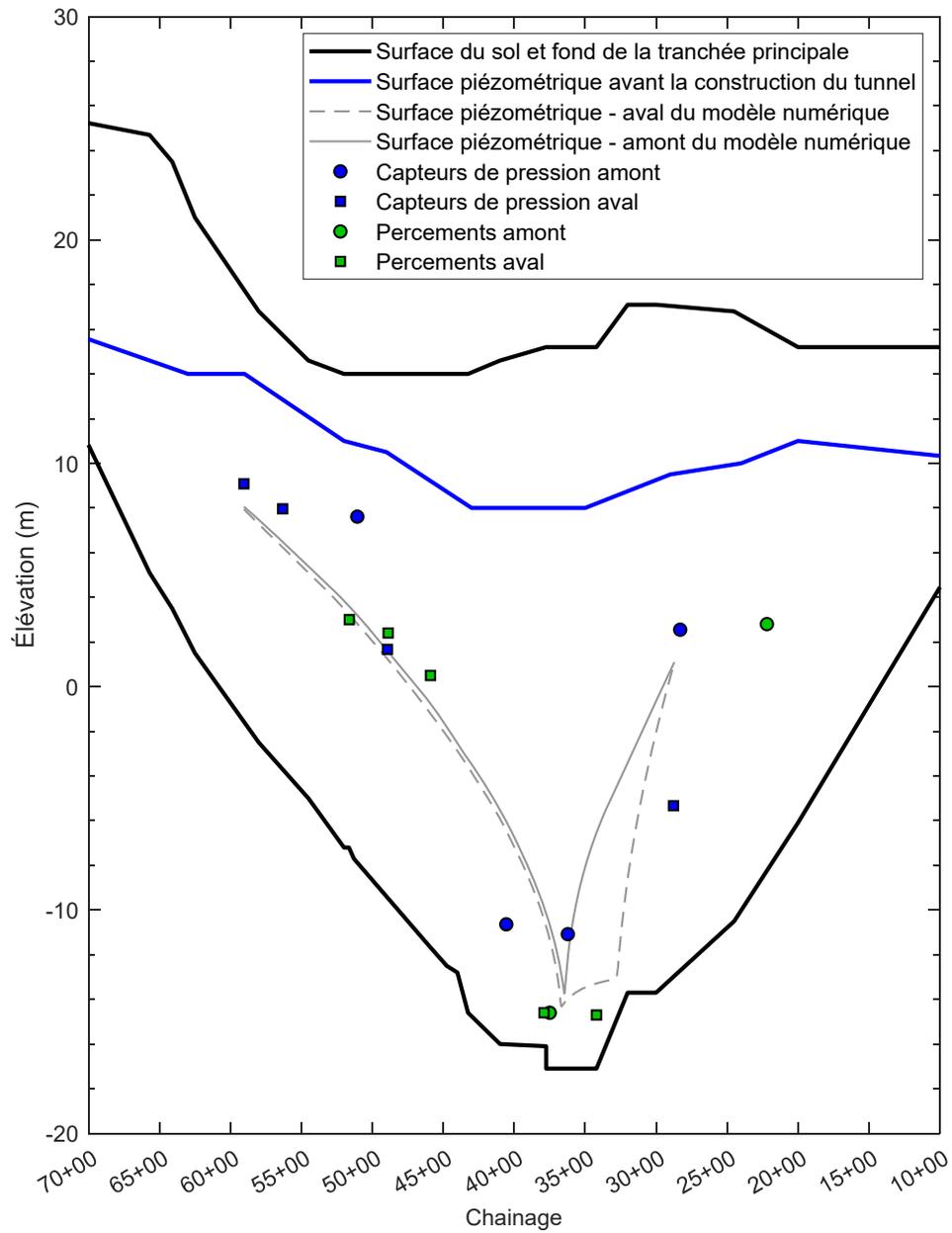


Figure 80 Comparaison des mesures de capteur de pression et de l'élévation des percements avec les surfaces piézométriques obtenues avec le modèle numérique.

6. MODÈLE RÉDUIT DE JOINT DE DILATATION

La construction d'un modèle physique de joints de dilatation avait deux objectifs principaux. Le premier objectif était de générer des données expérimentales pour la calibration d'un modèle numérique de joint. Le modèle numérique devait entre autres permettre d'améliorer la caractérisation des joints par thermographie infrarouge. Le deuxième objectif était d'utiliser le modèle réduit pour tester des méthodes de réparation des joints. Malheureusement, le modèle réduit n'a pas permis d'atteindre le deuxième objectif en raison de problèmes de fuites. Les essais réalisés avec ce premier modèle ont toutefois mené à une série de recommandations qui permettraient de construire un deuxième modèle physique permettant d'atteindre cet objectif.

Trois séries d'essais ont été réalisés avec le modèle. Un premier essai a été réalisé à l'été 2019 pour tester le modèle. Les résultats de cet essai préliminaire ont été présentés par Duhaime et al. (2019) et M'nasri (2020). Ce rapport présente le premier volet de l'essai principal réalisé à l'été 2020. Le deuxième volet a été présenté par M'nasri (2020).

Ce chapitre présente tout d'abord les développements récents pour les méthodes d'imagerie utilisées pour l'inspection des tunnels et des exemples de modèles réduits de joints présentés dans la littérature. La méthodologie et les résultats sont ensuite présentés. Les résultats sont finalement interprétés en lumière du modèle numérique préliminaire du comportement thermo-hydro-mécanique des joints.

6.1 Inspections et thermographie infrarouge

Les infiltrations d'eau nuisent à l'exploitation des tunnels et peuvent accélérer leur dégradation (Asakura et Kojima 2003; ITA 1991). Dans les climats nordiques, les infiltrations peuvent mener à la formation de glaçons et de plaques de glace qui nuisent à la sécurité des usagers. Ces infiltrations peuvent entraîner la dégradation du béton en raison des contraintes associées à l'expansion de l'eau durant le gel. Les infiltrations peuvent aussi mener à l'érosion de matériaux granulaires présents à l'extérieur du tunnel. Cette érosion peut entraîner la formation de vides à l'extrados et une redistribution des contraintes dans le béton. Les composés présents dans l'eau (p. ex. chlorures et sulfates) peuvent aussi avoir une action nuisible sur le béton. L'écoulement de l'eau au travers de la structure peut accélérer l'action de ces composés. Les infiltrations d'eau sont principalement associées aux joints de construction, aux joints de dilatation et aux fissures. Elles peuvent aussi être associées à des fuites du système de drainage.

Différents systèmes permettent de faire la classification des infiltrations d'eau et à prioriser leur réparation. (FHWA 2015; AFTES 2016). Ces systèmes sont

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

surtout qualitatifs. Ils utilisent habituellement des termes qui décrivent l'ordre de grandeur du débit d'infiltration (p. ex. surface humide, goutte à goutte). Le Tableau 9 présente par exemple le système de de l'AFTES (2016). Les débits sont calculés en supposant un volume de 0,05 mL par goutte. Les neuf niveaux couvrent quatre ordres de grandeur du débit.

Tableau 9 Classification des infiltrations d'eau selon l'AFTES (2016).

Niveau	Description de l'infiltration	Gamme de débits (L/min)
1	Support sec	0
2	Surface humide	≈0
3	Goutte à goutte léger	< 0,0015
4	Goutte à goutte conséquent	0,0015 – 1
5	Suintement léger	1 – 5
6	Suintement moyen	5 – 10
7	Suintement important	10 – 15
8	Écoulement moyen	15-25
9	Écoulement important	> 25

Beaucoup de travaux de recherche ont été réalisés au cours de la dernière décennie sur l'automatisation de l'inspection des tunnels. Attard et al. (2018) présentent une revue très complète des différentes méthodes utilisées. Ces méthodes sont surtout basées sur le traitement automatique de photographies, et, dans une moindre mesure, sur la thermographie infrarouge et le LIDAR. On retrouve un grand nombre de publications sur la détection automatique des fissures (Koch et al. 2015), la reconstruction du profil 3D des tunnels, et la détection automatique des changements dans le temps, par exemple la détection de nouvelles fissures (Stent et al. 2016).

Bien qu'on retrouve quelques publications sur l'utilisation de photographies pour la détection automatique des infiltrations d'eau (p. ex. Huang et al. 2018), c'est surtout la thermographie infrarouge qui est utilisée à cette fin. La thermographie infrarouge consiste à utiliser le rayonnement infrarouge émis par un corps pour évaluer sa température. L'intérêt de la thermographie infrarouge réside d'une part dans le contraste entre les températures de l'eau souterraine, du béton et de l'intérieur des tunnels et, d'autre part, dans l'influence de la présence d'eau sur les échanges de chaleur dans le béton. La présence d'eau dans le béton affecte sa conductivité thermique, soit sa capacité à conduire la chaleur, et sa capacité thermique, soit la quantité de chaleur nécessaire pour changer sa température de 1 °C. L'évaporation de l'eau à la surface du béton nécessite aussi un apport en chaleur qui entraîne une diminution de la température du béton (Barreira et al. 2015).

La thermographie infrarouge est basée sur la loi de Planck. Cette loi relie le rayonnement infrarouge d'un corps noir idéalisé ($N_{\lambda,b}$) à sa température (T) en K (Maldague 1992) :

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

$$N_{\lambda,b} = \frac{2h_{Planck}c^2}{\lambda^5} \frac{1}{\exp\left(\frac{h_{Planck}c}{\lambda kT}\right)-1} \quad (6.1)$$

où h_{Planck} est la constante de Planck, c est la vitesse de la lumière, λ est la longueur d'onde du rayonnement émis et k est la constante de Boltzmann. La valeur de $N_{\lambda,b}$ est exprimée en $W\ m^{-2}\ \mu m^{-1}\ sr^{-1}$, où l'unité sr (stéradian) est une unité pour les mesures d'angles en trois dimensions.

Un corps noir idéalisé absorbe tout le rayonnement incident. Le rayonnement d'un corps réel (N_{λ}) est relié au rayonnement d'un corps noir par l'émissivité (ϵ) (Maldague 1992) :

$$N_{\lambda} = \epsilon N_{\lambda,b} \quad (6.2)$$

L'émissivité varie entre 0 et 1 dépendamment du matériau, de la température et de la longueur d'onde du rayonnement émis. Un corps dont l'émissivité est inférieure à 1 réfléchit une partie du rayonnement ambiant. Les caméras infrarouges mesurent le rayonnement émis et réfléchi par la surface d'intérêt (Flir 2012). La température peut ensuite être calculée en supposant une valeur d'émissivité et une température ambiante.

Les méthodes thermographiques sont surtout utilisées pour identifier les surfaces mouillées et l'aire de celles-ci (Lu et al. 2019). À l'heure actuelle, ces méthodes ne permettent pas d'estimer le débit et de faire une classification des infiltrations selon celui-ci. La littérature présente quelques études réalisées au laboratoire visant à quantifier par thermographie infrarouge le degré de saturation du béton (Wang et al. 2020) ou le débit à travers des défauts ponctuels dans le béton (Inagaki et Okamoto 1997). Comme mentionné par Weber et al. (2017), d'autres études ont été réalisées pour vérifier le type de défauts dans le béton (p. ex. cavité, fissures) qui peuvent être identifiés par thermographie infrarouge (Wimsatt et al. 2014; Haack et al. 1995). L'ensemble des études de laboratoire ont toutefois été réalisées dans des conditions contrôlées au laboratoire et peuvent difficilement être transposées au terrain. Le développement de méthode quantitative en thermographie infrarouge est un axe de recherche important dans plusieurs domaines, notamment pour les bâtiments et en hydrologie (p. ex. Barreira et al. 2016; Baker et al. 2019).

La modélisation numérique offre le potentiel d'expliquer les températures obtenues sur les surfaces de béton au laboratoire, de généraliser les observations réalisées, et de transposer les connaissances acquises au laboratoire vers les tunnels. On retrouve toutefois très peu d'exemples de modèles numériques des transferts de chaleur dans le béton lors d'une infiltration d'eau. Klotoé et al. (2018) et Duhaime et al. (2019) ont montré que l'advection de chaleur et l'évaporation à la surface du béton peuvent être modélisées et peuvent expliquer les anomalies négatives de température observées à la surface du béton. Leurs modèles nécessitent toutefois un grand

nombre de paramètres qui doivent être calibrés avec des résultats expérimentaux. La calibration de ce type de modèle numérique est une avenue importante pour faire progresser le développement des méthodes quantitatives de thermographie infrarouge.

6.2 Modèles physiques de joints de dilatation et de fissures

On retrouve peu d'exemples de modèles physiques de joints ou de fissures dans la littérature. Les montages présentés dans la littérature visent à tester les coulis et les garnitures de joints.

La Figure 81a montre la représentation schématique d'un montage utilisé pour déterminer la perméabilité des garnitures entre les voussoirs en béton des tunnels (Ding et al. 2017; Gong et al. 2020). Le montage comporte deux voussoirs de béton avec des rainures pour l'installation d'une garniture carrée. Une pression d'eau est appliquée au centre des deux voussoirs, à l'intérieur de la garniture. Des vérins permettent de comprimer et de cisiller les garnitures. Ce modèle physique montre la grande influence de la contrainte normale sur la perméabilité des garnitures. Des essais à long terme ont aussi montré que cette contrainte normale diminue dans le temps en raison de la relaxation des contraintes dans le béton et dans les garnitures. Par conséquent, la perméabilité des joints augmente dans le temps. Gong et al. (2020) présentent un modèle pour décrire cette diminution de la contrainte normale. Il est probable que les contraintes sur les joints de dilatation diminuent aussi avec le temps.

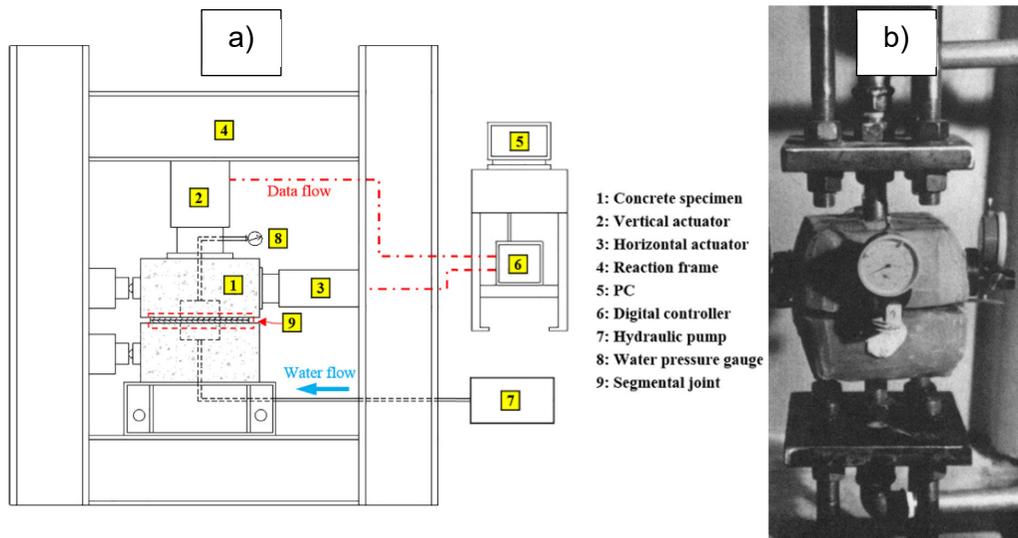


Figure 81 Exemples de modèles physiques a) de joints de dilatation (Ding et al. 2017) et b) de fissure (Haack 1991).

La Figure 81b montre un modèle physique similaire développé pour tester les injections d'imperméabilisation (Haack 1991). Le plan de la fissure est tout d'abord rempli avec la résine qui doit être testée. Une fois que la résine a durci, une pression d'eau est appliquée au centre de la fissure. Des boulons sont ensuite dévissés progressivement pour augmenter l'ouverture du plan et pour tester la résistance aux déformations des matériaux d'injection. Les travaux de Haack (1991) ont montré que les produits commerciaux d'injection présentent des performances variables pour ce test.

6.3 Méthodologie

La construction du modèle physique a été décrite en détail par M'nasri (2020). Cette section présente une synthèse des éléments importants. La section est divisée en deux parties principales. La première partie décrit le modèle physique. La deuxième partie décrit le déroulement des essais.

6.3.1 Modèle physique

La Figure 82 montre une représentation schématique du modèle réduit. Le modèle est un parallépipède de béton non armé de 60 × 45 × 45 cm. Le modèle comporte quatre joints sur les quatre faces verticales. Les joints ont été conçus de manière à avoir des perméabilités différentes. L'extérieur du modèle représente l'intrados du tunnel alors que l'intérieur représente l'extrados et l'eau souterraine. Pendant les essais, le modèle a été recouvert d'une plaque de PVC scellée avec du silicone.

Le dosage du béton est donné au Tableau 10. La composition du mélange de béton a été choisie de manière à avoir une résistance à la compression supérieure à 30 MPa. Du ciment à haute résistance initiale (HE) a été utilisé pour permettre un décoffrage rapide. Un superplastifiant et un agent entraîneur d'air ont été utilisés pour faciliter la mise en place du béton et pour une obtenir bonne résistance aux cycles de gel et dégel. Cette dernière caractéristique était nécessaire pour tester le modèle dans un congélateur pour étudier les infiltrations par temps froid. Ces essais n'ont malheureusement pas pu être réalisés en raison des problèmes de fuites entre le couvercle, le béton et la partie supérieure des joints.

Les propriétés du béton ont été mesurées sur des éprouvettes qui ont été produites lors de la mise en place du béton dans le montage. Deux essais de perméabilité ont été réalisés en perméamètre à paroi souple selon la norme ASTM D5084 (ASTM International 2016). Ces essais ont permis de mesurer une conductivité hydraulique moyenne de $4,2 \times 10^{-12}$ m/s. La résistance à la compression du béton a été mesurée selon la norme ASTM C39 (ASTM

INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS

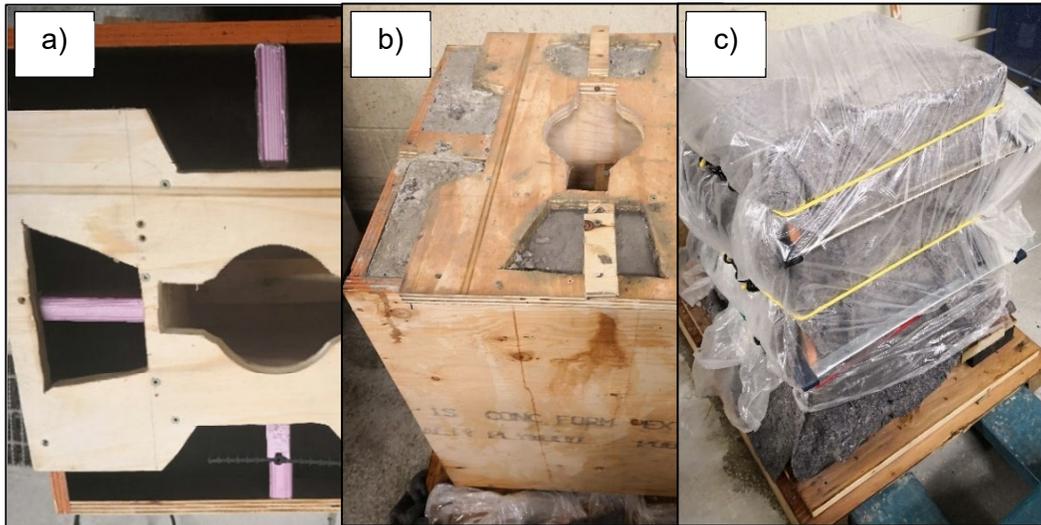


Figure 83 Étapes de la construction du modèle a) coffrage avant la mise en place du béton, b) coffrage après la mise en place du béton, c) feutres et pellicules plastiques utilisées pour les cinq premiers jours de cure.

Des thermocouples de type T ont été installés dans le béton après la cure. Ces thermocouples peuvent mesurer les températures à environ $\pm 0,5$ °C. Deux paires de thermocouples ont été installés à 5 et 10 cm de part et d'autre de chaque joint du modèle physique (Figures 84 et 85). Chaque paire de thermocouples a été scellée dans des forages de 6 mm de diamètre avec un coulis de ciment. Le rapport eau/ciment du coulis est identique à celui du béton utilisé pour la construction du modèle. La profondeur des thermocouples dans le béton est de 3 et 7 cm par rapport à l'extérieur du modèle physique (intrados du tunnel). Les thermocouples sont reliés à une carte d'acquisition et les lectures sont réalisées avec un programme LabVIEW. Un thermocouple supplémentaire a été placé à l'intérieur du modèle physique pour mesurer la température de l'eau à l'extrados.

Un fissuromètre modèle 4420 de Geokon a été installé sur chaque joint pour mesurer l'ouverture (Figure 85). L'objectif était de comparer l'ouverture des joints pour le modèle physique et les joints du tunnel (section 3.2) suite aux variations annuelles de la température. Comme le modèle n'a pas été testé à des températures sous le point de congélation, les fissuromètres n'ont pas été utilisés.

INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS

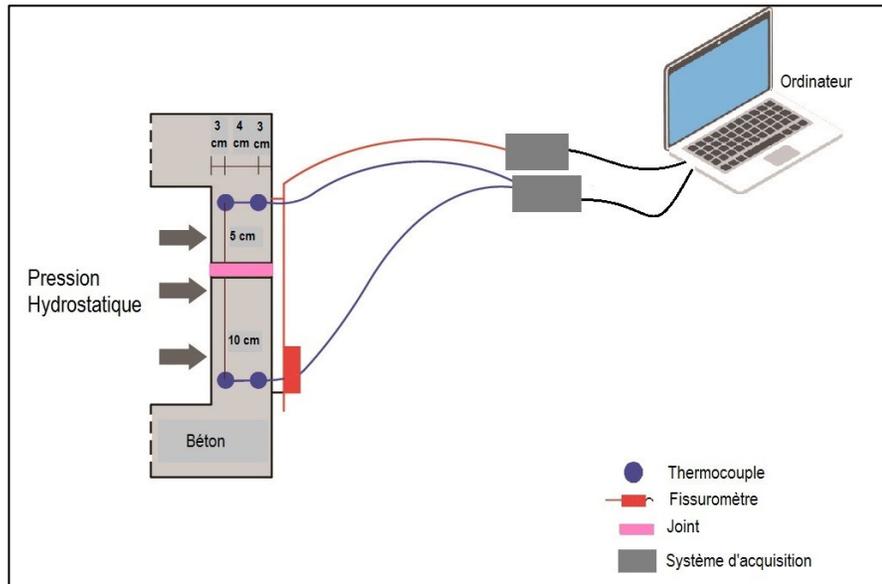


Figure 84 Disposition des thermocouples (M'nasri 2020).

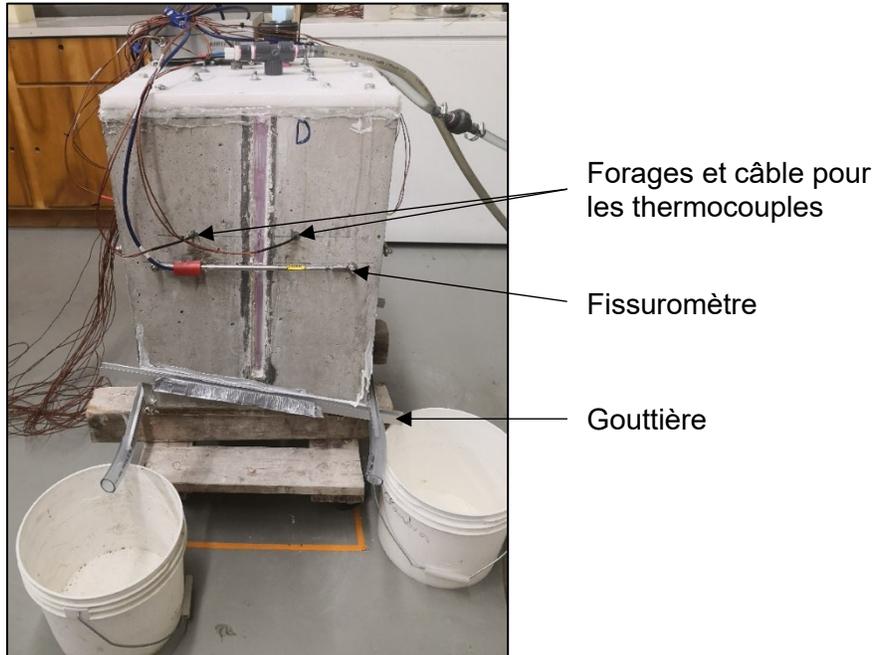


Figure 85 Thermocouples, fissuromètre et gouttière utilisée pour canaliser le débit pour le joint 4 (modifié de M'nasri 2020).

La Figure 86 montre les quatre joints. Chaque joint a une épaisseur de 2,54 cm. La Figure 86a montre le joint de référence (joint 1). Ce joint comporte une lame d'arrêt d'eau en PVC. Des feuilles de polystyrène extrudé sont placées de part et d'autre de la lame d'arrêt d'eau. Ce joint était censé produire le débit de fuite le plus faible. Notons que les bandes d'arrêt d'eau dans le tunnel sont plutôt en acier. La Figure 86b présente le joint 2. Celui-ci est formé d'une feuille de polystyrène extrudé sans lame d'arrêt d'eau. Le joint 3 est formé de trois feuilles parallèles de polystyrène extrudé (Figure 86c). Le joint 4 a initialement été rempli d'un mélange ciment-bentonite qui devait avoir une conductivité hydraulique de 1×10^{-6} m/s. Cette conductivité hydraulique devait mener à un débit d'infiltration de l'ordre de 0,1 L/h pour une surface du niveau d'eau au couvercle du montage. Malheureusement, le joint a séché avant les essais et a dû être remplacé par une feuille de polystyrène extrudé scellée avec du silicone (Figure 86d).

Une gouttière en aluminium a été installée sous chaque joint pour canaliser les débits de fuites vers des seaux. Les seaux ont été pesés à différents moments pendant les essais pour mesurer le débit de fuite qui ne s'évapore pas à la surface du béton.

6.3.2 Déroutement des essais

L'essai présenté dans ce chapitre a été réalisé le 25 juin 2020. L'essai comporte deux phases. Durant la première phase, l'eau dans le modèle a été maintenue à la température de la pièce. Durant la deuxième phase, l'eau a été refroidie à une température minimale de 13°C, une température semblable à celle de l'eau souterraine au centre-ville de Montréal.

Deux tuyaux traversent le couvercle du montage. Le premier tuyau a permis d'acheminer l'eau vers le montage. Le deuxième tuyau était censé permettre une circulation d'eau. Comme le débit des fuites était relativement élevé (12 L/h), le deuxième tuyau n'a pas été utilisé durant la journée d'essai décrite dans ce chapitre.

Durant la première phase de l'essai, l'eau circulait du bassin 1 vers le bas de la colonne de PVC, puis vers le montage (Figure 87). La colonne d'eau devait permettre d'appliquer des charges hydrauliques plus élevée à l'intérieur du montage avant les problèmes de fuites. Pour les essais présentés dans ce chapitre, elle agit comme un amortisseur. Elle permet de régulariser le niveau d'eau et dans le montage et le débit vers celui-ci. L'eau a été pompée avec la pompe péristaltique de gauche. Le débit a été ajusté pour maintenir le niveau d'eau au niveau du couvercle du montage. Le débit était entièrement équilibré par les fuites. La durée de la première phase était de 6 heures.

INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS

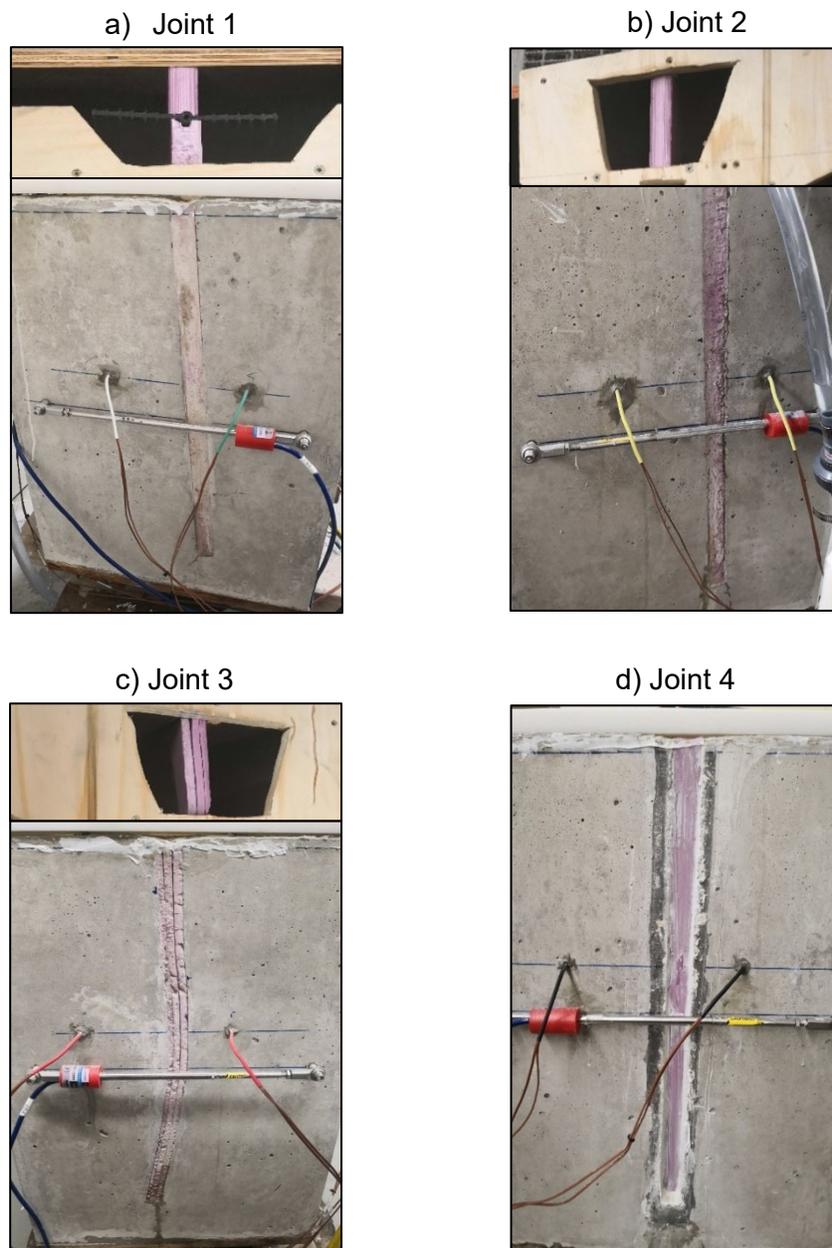


Figure 86 Les quatre joints du modèle physique a) joint de référence avec lame d'arrêt d'eau en PVC, b) feuille de polystyrène extrudé sans lame d'arrêt d'eau, c) trois feuilles minces de polystyrène extrudé, d) feuille de polystyrène extrudé scellée avec du silicone.

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

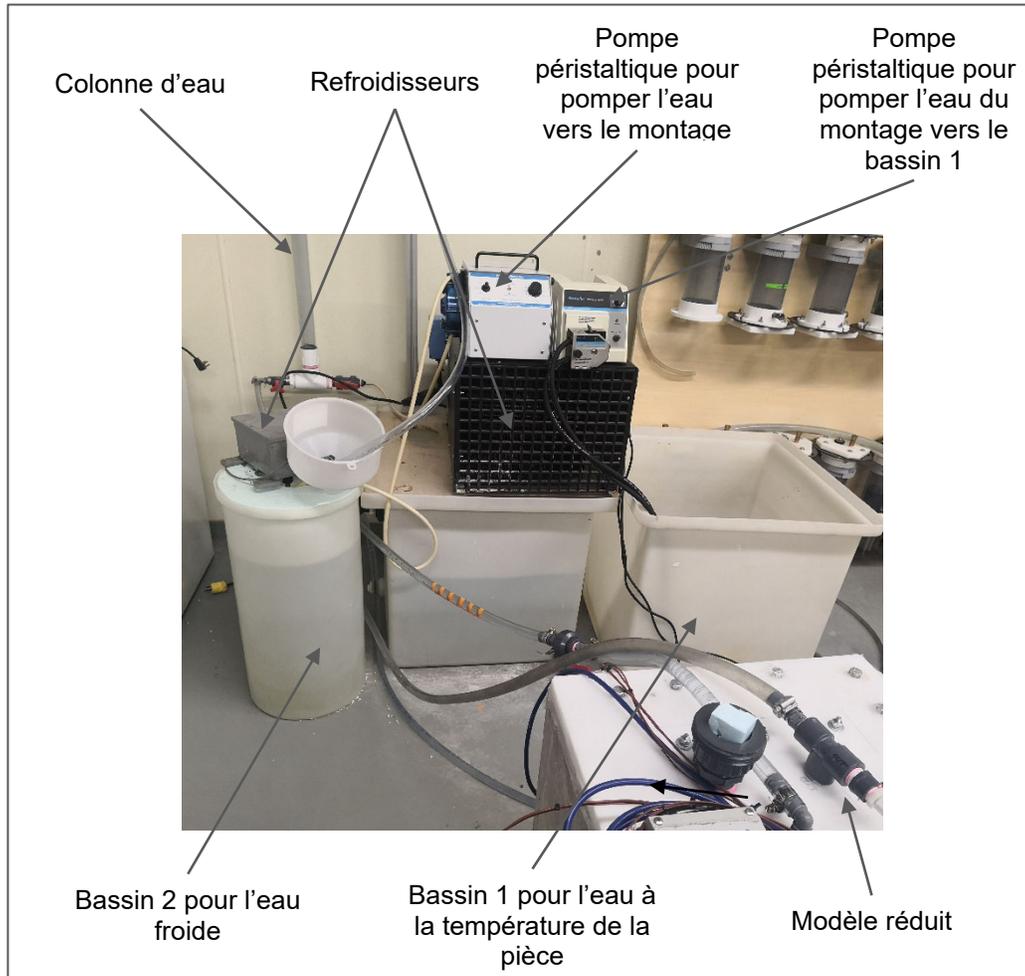


Figure 87 Circulation d'eau durant les deux phases de l'essai.

Un volume d'eau a été refroidi dans le bassin 2 avant la fin de la phase 1 avec le refroidisseur de la Figure 87. Pour démarrer la phase 2, le tuyau d'appel de la pompe péristaltique a été déplacé du bassin 1 vers le bassin 2. La pompe péristaltique de droite à la Figure 87 a été utilisée pour pomper l'eau à la température de la pièce au centre du montage vers le bassin 1 pour accélérer le changement d'eau. L'utilisation des deux pompes a entraîné une diminution du niveau d'eau pendant les 20 premières minutes de la deuxième phase. La durée de la deuxième phase était aussi de 6 heures.

Les mesures de débits ont été réalisées chaque 15 minutes pendant la première heure de chaque phase, puis à chaque heure. Les débits ont été calculés à partir de la masse d'eau recueillie pour chaque gouttière.

Les thermocouples ont été lus toutes les 10 minutes pendant la journée d'essai. La température de l'eau à l'intérieur du montage et dans le sceau utilisé pour mesurer le débit du joint 3 a aussi mesurée manuellement avec un thermocouple 1h00 et 4h40 après le début de chaque phase.

Des thermographies infrarouges des quatre faces verticales du montage ont été réalisées avec une caméra infrarouge FLIR E60. Cette caméra a une résolution de 320×240 pixels et une sensibilité de $0,05 \text{ °C}$ à 30 °C . La gamme spectrale de la caméra est de $7,5$ à $13 \text{ }\mu\text{m}$. La caméra a été placée à une distance de $1,73 \text{ m}$ de chaque joint. Des marqueurs ont été placés au sol pour positionner le trépied de la caméra au même endroit pour chaque thermographie. L'utilisation d'une distance constante facilite la comparaison des thermographies. Les thermographies ont été prises chaque 15 minutes pendant la première heure de chaque phase, puis à chaque heure.

Des essais préliminaires ont aussi été réalisés avec la caméra FLIR AX-8 qui a été décrite au chapitre 3. Cette caméra devait permettre d'automatiser la prise de thermographies infrarouges. Les thermographies obtenues avec cette caméra n'ont finalement pas été utilisées, notamment en raison de difficultés dans l'automatisation de la prise de mesures et en raison de la moins bonne sensibilité de ce type de caméra ($0,10 \text{ °C}$ à 30 °C). Comme les différences de température associées aux infiltrations d'eau sont faibles, la sensibilité de la caméra est très importante.

6.3.1 Modélisation numérique du comportement des joints

Le modèle numérique présenté par Klotoé et al. (2018) et Duhaime et al. (2019) a été utilisé pour analyser les températures présentées aux figures 90 à 92. Les conditions aux frontières présentées à la figure 54 ont été utilisées dans le modèle de base. Les équations différentielles et les constantes utilisées correspondent à celles présentées par Duhaime et al. (2019). Les conditions aux frontières fixent la charge de pression à l'intérieur et à l'extérieur du modèle (H_p) et la température au centre du modèle (T_{eau}) comme c'était le cas dans Duhaime et al. (2019). La seule différence concerne la définition de la condition sur le flux de chaleur (J_{ext} , en $\text{J m}^{-2} \text{ s}^{-1}$) à l'extérieur du modèle réduit. Ce flux de chaleur a deux composantes. La première composante correspond au flux de chaleur relié à la convection (J_{conv} en $\text{J m}^{-2} \text{ s}^{-1}$) :

$$J_{conv} = h_c(T_{air} - T_{béton}) \quad (6.3)$$

où T_{air} est la température de l'air à l'extérieur du modèle (intrados du tunnel) en K, $T_{béton}$ est la température à la surface du béton en K et h_c est le coefficient de convection en $\text{W m}^{-2} \text{ K}^{-1}$

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

La deuxième composante (J_{evap}) tient compte de l'évaporation de l'eau à la surface du béton. Cette composante a tout d'abord été calculée en supposant que la totalité du flux Darcien à la surface du béton s'évapore :

$$J_{evap} = \Delta h_v \rho_w K_{béton} \frac{\partial h}{\partial y} \quad (6.4)$$

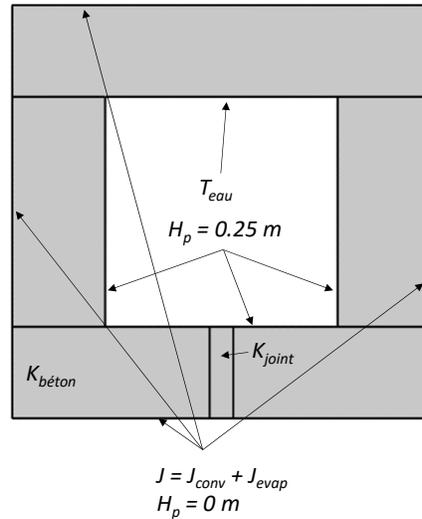


Figure 88 Conditions aux frontières du modèle numérique

où Δh_v est l'enthalpie de vaporisation, soit l'énergie nécessaire pour vaporiser un kg d'eau, ρ_w est la masse volumique de l'eau (1000 kg m^{-3}), $K_{béton}$ est la conductivité hydraulique du béton et $\partial h/\partial y$ est le gradient hydraulique à la surface du béton. L'enthalpie de vaporisation varie en fonction de la température (Liu et al. 2013) :

$$\Delta h_v = 3.156 \times 10^6 - 2400 T_{air} \quad (6.5)$$

Si le débit est grand, il ne peut pas s'évaporer complètement à la surface. Le flux donné par l'équation 6.4 doit donc être limité en fonction du taux d'évaporation maximum. Le flux de chaleur maximum a été calculé à partir de l'équation suivante (Liu et al. 2013) :

$$J_{evap} = 610,5 \frac{\Delta h_v h_c}{R_v \rho_a c_p} \left(\frac{HR \exp\left(\frac{17,269 T_{air} - 4717}{T_{air} - 35,85}\right)}{T_{air}} - \frac{\exp\left(\frac{17,269 T_{béton} - 4717}{T_{béton} - 35,85}\right)}{T_{béton}} \right) \quad (6.6)$$

où R_v est la constante des gaz pour la vapeur d'eau ($462 \text{ J kg}^{-1} \text{ K}^{-1}$), ρ_a est la masse volumique de l'air ($1,204 \text{ kg/m}^3$ à 20 °C et $101,3 \text{ kPa}$) et c_p est la capacité thermique massique de l'air ($1005 \text{ J kg}^{-1} \text{ K}^{-1}$).

6.4 Résultats

La Figure 89 montre les débits mesurés pour chaque joint pendant les deux phases de l'essai. Les débits varient entre 0 et 7 L/h. En ordre décroissant, les débits sont associés aux joints suivants : joint avec plusieurs feuilles minces de polystyrène (joint 3) > joint avec une feuille de polystyrène sans lame d'arrêt d'eau (joint 2) > joint avec une feuille de polystyrène sans lame d'arrêt d'eau, mais scellée avec du silicone (joint 4) > joint avec lame d'arrêt d'eau (joint 1). La diminution de débit qui suit le changement de température à $t = 390$ minutes est due à une baisse du niveau d'eau dans le montage lors du changement d'eau. Le débit est donc très sensible au niveau d'eau à l'extrados. Si on exclut la première heure de chaque phase, on remarque une très légère diminution (13 %) des débits moyens pour la deuxième phase de l'essai. Ce changement peut être expliqué par la variation de la viscosité dynamique de l'eau avec la température. Le changement de température de 20,5 à 13 °C implique un changement de viscosité dynamique et de conductivité hydraulique de 17 % (Dorsey 1968).

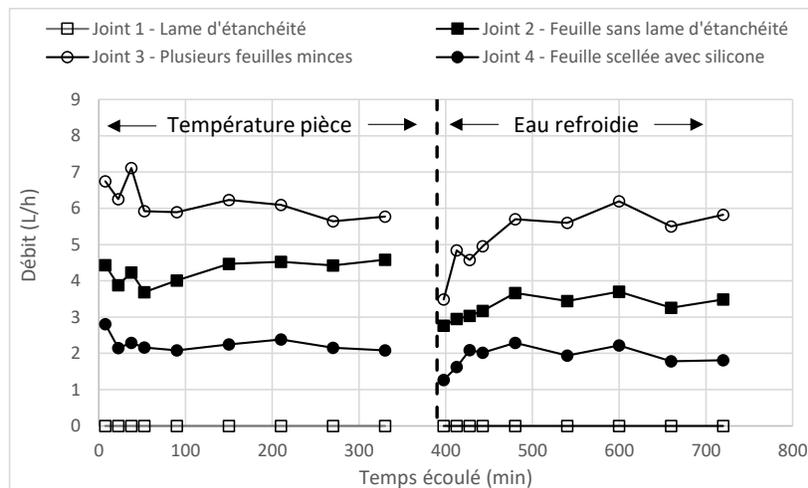


Figure 89 Débit pour chaque joint pendant l'essai

Les Figures 90 et 91 présentent les températures mesurées pour les joints 1 (lame d'arrêt d'eau en PVC) et 3 (trois feuilles de polystyrène extrudé). Ces deux joints correspondent aux valeurs minimum et maximum du débit à la Figure 89. La ligne verticale représente la fin de la phase 1 (eau à la température de la pièce) et le début de la phase 2 (eau refroidie). Les températures sont approximativement constantes pour la phase 1 et décroissante pour la phase 2.

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

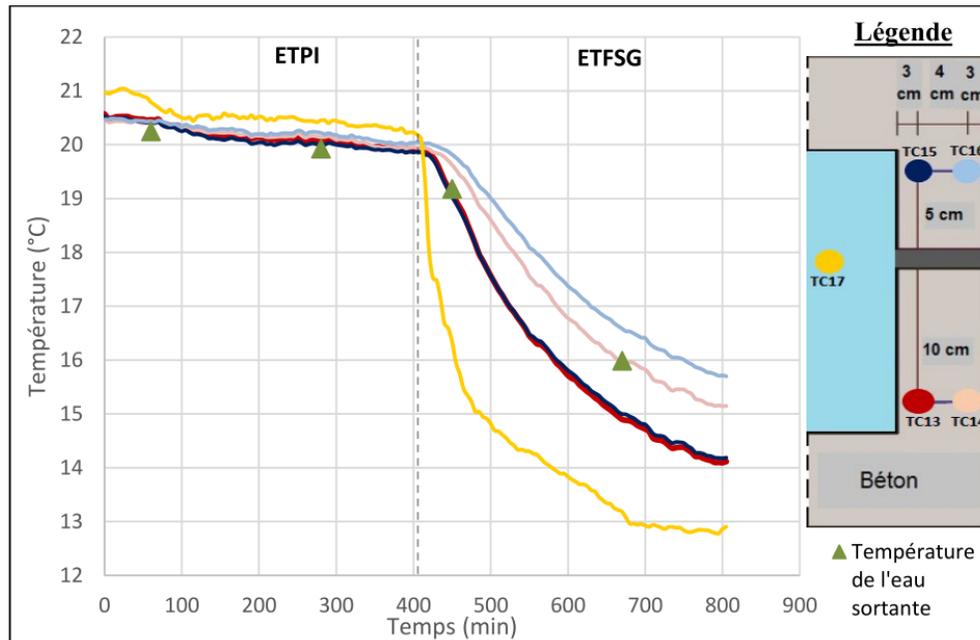


Figure 90 **Température de l'eau dans le modèle et du béton pour le joint 1 (joint avec lame d'arrêt d'eau)**

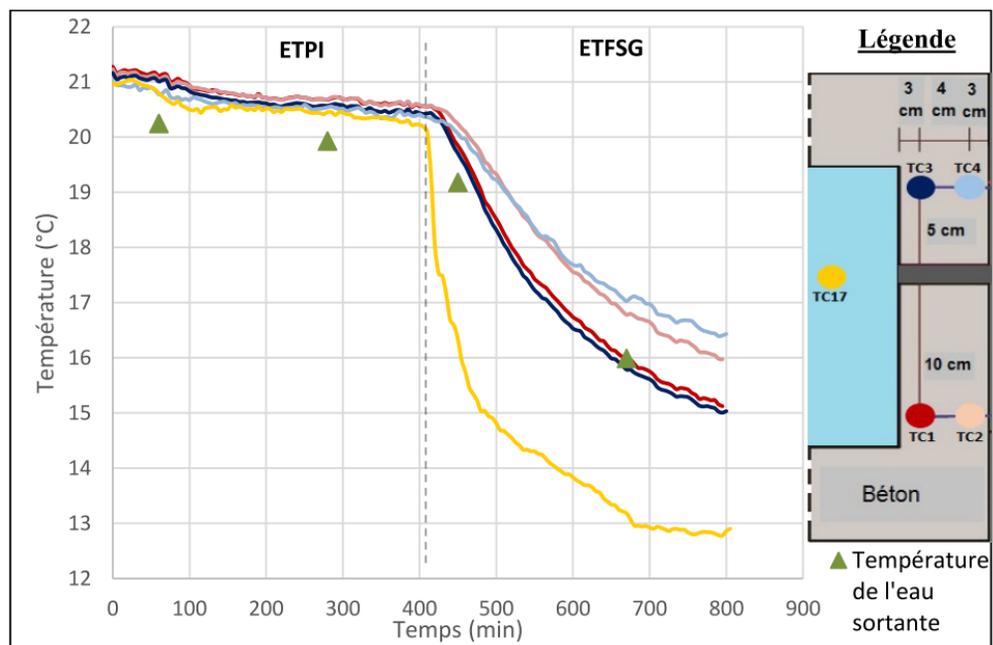


Figure 91 **Température de l'eau dans le modèle et du béton pour le joint 3 (joint avec feuilles minces)**

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

L'écart entre les températures mesurées pour chaque joint durant la première phase est faible et de l'ordre de la précision des thermocouples (environ 0,5 °C). Les températures mesurées pour le joint 1 (19,9 à 20,5 °C) sont légèrement plus faibles que celles du joint 3 (20,4 à 21,2 °C). Les températures mesurées pour les deux joints sont semblables à la température de l'air mesurée au cours de la journée (entre 19,5 et 20,5 °C, M'nasri 2020).

L'écart entre les températures mesurées par les thermocouples est beaucoup plus grand pour la phase 2. Pour les deux joints, la température augmente progressivement entre la surface intérieure du modèle, les thermocouples à 7 cm de profondeur et les thermocouples à 3 cm de profondeur. La température de l'eau au centre du montage atteint un plateau pendant la dernière heure de la phase 2. Les températures mesurées à 7 cm de profondeur de part et d'autre de chaque joint sont confondues. On observe toutefois un écart entre les températures mesurées à 3 cm de profondeur. Les températures sont plus faibles à 10 cm du joint d'environ 0,5 °C.

La Figure 92 présente trois séries de thermographies infrarouges prises à la fin de la première phase, 45 minutes après le début de la deuxième phase et à la fin de la deuxième phase. Une émissivité de 90 % et une température ambiante de 20 °C ont été supposées pour les calculs de température. Les joints sur la figure sont classés en ordre décroissant de débit (joint 3 > joint 2 > joint 4 > joint 1).

L'intensité des anomalies de température (écart entre la température du joint et la température du béton à 10-15 cm du joint) est approximativement corrélée aux valeurs du débit à la fin de la phase 1. Les surfaces foncées qui correspondent à des températures plus faibles sont plus importantes pour le joint 3 que pour le joint 1. Par conséquent, des anomalies de température liées aux infiltrations d'eau peuvent être observées même si l'eau souterraine et l'air à l'intérieur du tunnel ont la même température. Les anomalies peuvent être expliquées par l'effet de l'évaporation de l'eau qui nécessite de l'énergie pour le passage de la phase liquide à la phase gazeuse. Pour le joint 1, on remarque que la température du polystyrène est légèrement plus élevée que celle du béton. Cet écart peut être expliqué par la conductivité thermique plus faible du polystyrène et par l'hypothèse d'une émissivité égale pour le béton et le polystyrène.

Les thermographies de la phase 2 montrent une diminution graduelle des températures suite au remplacement de l'eau à la température de la pièce par de l'eau plus froide. Comme c'était le cas à la fin de la phase 1, les anomalies de température sont corrélées avec le débit à la fin de la phase 2. La distribution des anomalies est par contre différente pour les joints avec un débit important. Pour les joints 2 et 3, les anomalies à la fin de la phase 2 sont plus importantes dans le bas du joint par rapport à la phase 1. Pour le joint 4, l'anomalie la plus claire à la fin de la phase 1 est à droit du joint alors que l'anomalie la plus claire

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

à la fin de la phase 2 est plutôt du côté gauche du joint. La distribution des anomalies de température varie donc avec le contraste entre T_{eau} et T_{air} .

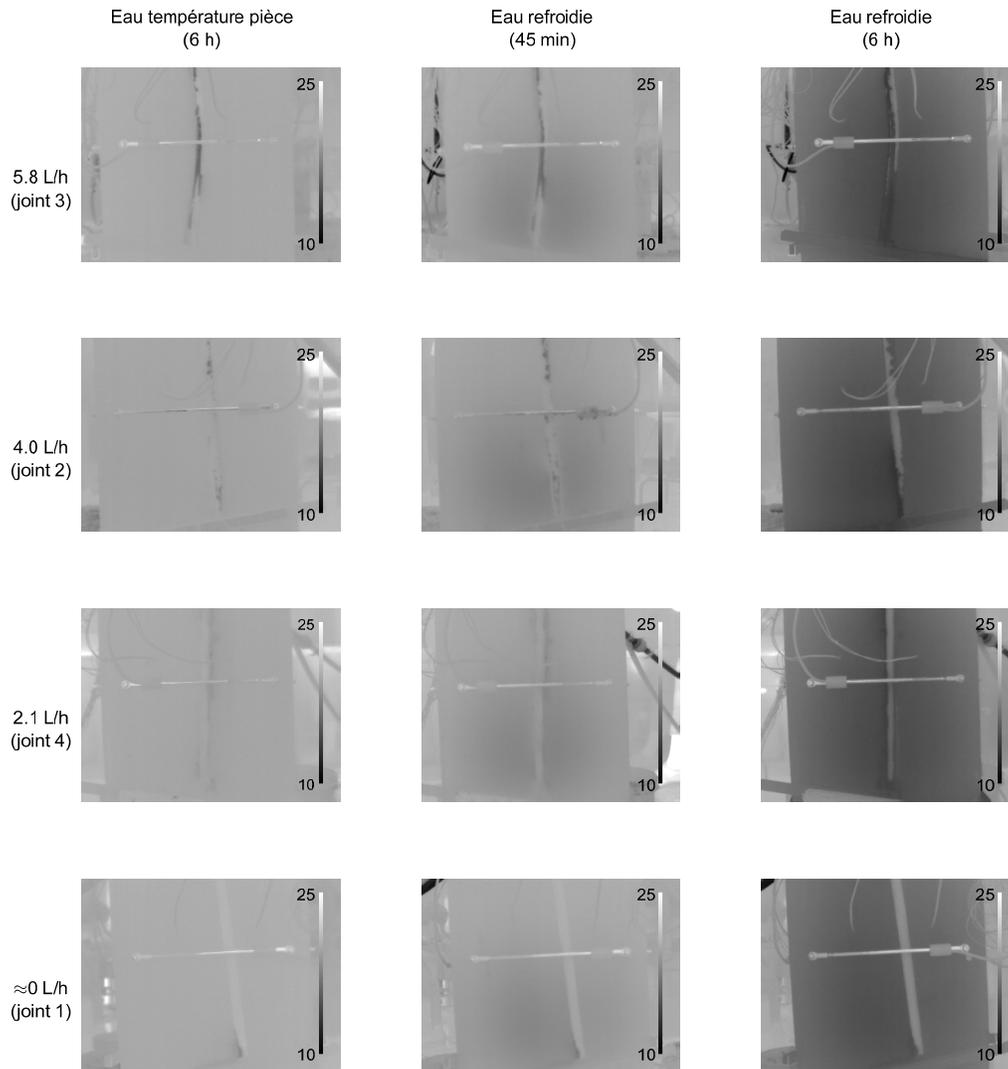


Figure 92 **Température à la surface du modèle réduit par thermographie infrarouge.**

Le modèle numérique a été calibré pour le joint 3 à la fin des phases 1 et 2. Les températures à la surface du béton au niveau du joint et à 5 cm de celui-ci ont été utilisées pour le calibrage avec les mesures des 4 thermocouples dans le béton. Le calibrage a seulement été réalisé en régime permanent en ajustant les valeurs de h_c et K_{joint} , la conductivité hydraulique du joint. Les valeurs de

INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS

$h_c=3,5 \text{ W m}^{-2} \text{ K}^{-1}$ et $K_{joint}=1\times 10^{-7} \text{ m/s}$ ont permis de reproduire les résultats expérimentaux (Figure 93). Notons que cette valeur de K_{joint} ne permet pas de reproduire le débit mesuré lors de l'essai. Le débit simulé est beaucoup plus faible (0,006 L/hr). Ce résultat sera expliqué dans la prochaine section. Des valeurs constantes de $T_{air} = 20,5 \text{ °C}$ et $HR = 56 \text{ %}$ ont été utilisées pour le calibrage. Ces valeurs correspondent approximativement aux conditions mesurées au laboratoire.

La Figure 94 compare les températures à la surface du béton du joint 3 déterminées par thermographie infrarouge avec les températures à la surface du béton déterminées avec le modèle numérique. On remarque que les températures sont généralement cohérentes.

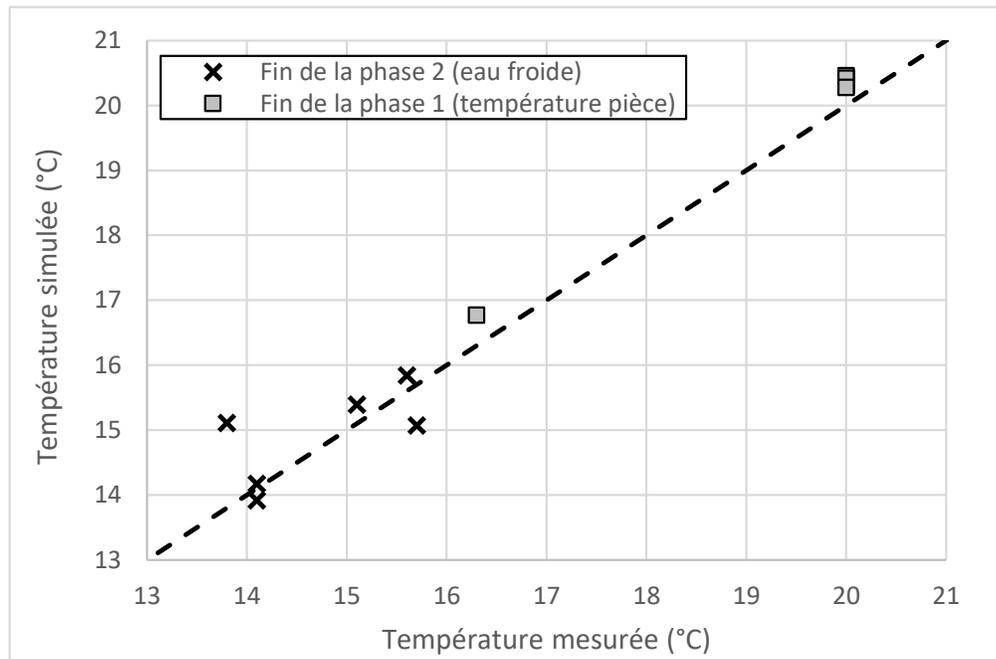


Figure 93 Calibrage des températures pour le modèle numérique de joints.

INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS

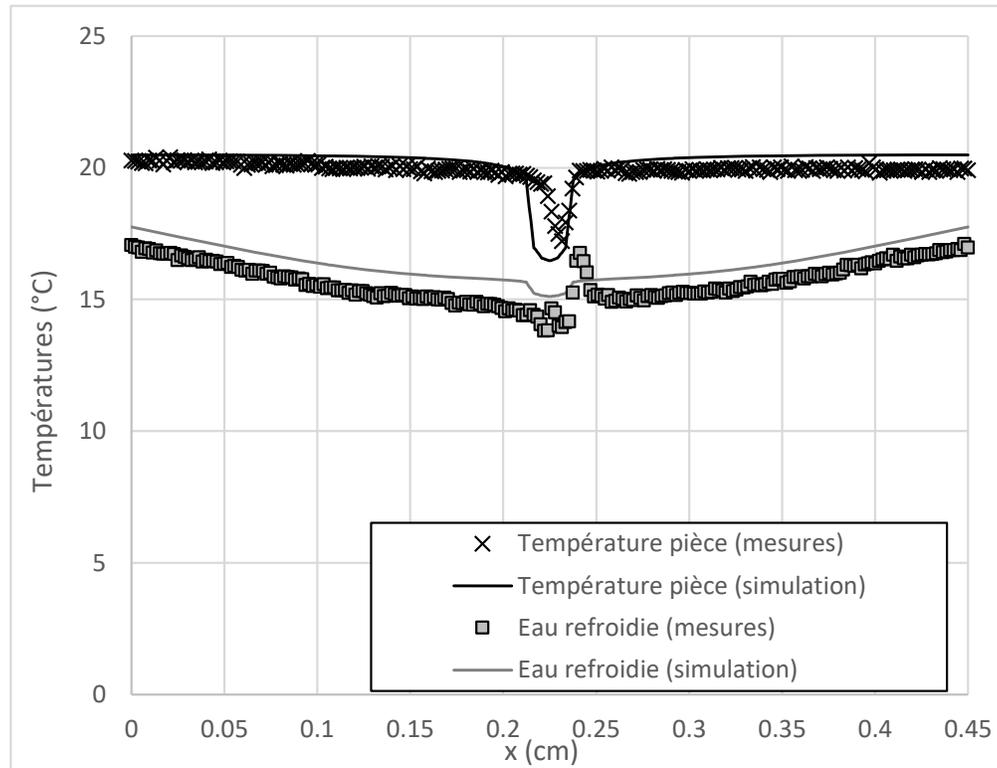


Figure 94 Comparaisons des mesures de températures et des résultats de simulations pour la surface du modèle.

6.5 Analyse et discussion

La Figure 95 présente la relation entre la température minimale des joints et le débit calculé avec le modèle numérique pour différentes valeurs de K_{joint} . Des courbes sont présentées pour différentes valeurs de T_{eau} et HR . Les valeurs de T_{eau} correspondent à celles qui ont été utilisées dans le modèle physique. Pour HR , des valeurs extrêmes de 15 % et 90 % ont été utilisées. Les débits ont été calculés à partir du modèle 2D en supposant une longueur de joint de 50 cm (Figure 82).

Les courbes de la Figure 95 présentent trois parties. Tout d'abord, pour les débits supérieurs à 3 L/h, la température minimale du joint correspond à la température de l'eau souterraine. Ensuite, pour les débits inférieurs à 0,03 L/h, ce sont plutôt les conditions climatiques qui contrôlent le débit. La température de l'air, l'humidité relative et le coefficient de convection contrôlent le taux d'évaporation et les échanges de chaleur entre l'air et le joint. La température observée à la surface du joint pour une eau souterraine à 13 °C peut être

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

supérieure à celle qui est observée pour une eau souterraine à 20,5 °C si les conditions climatiques favorisent l'évaporation de l'eau à 20,5 °C. Une humidité relative plus faible favorise l'évaporation et des températures plus faibles à la surface. Finalement, entre 0,03 et 3 L/h, on observe une zone de transition où la température varie selon le débit entre la température de l'eau souterraine et la température contrôlée par l'évaporation et les conditions climatiques.

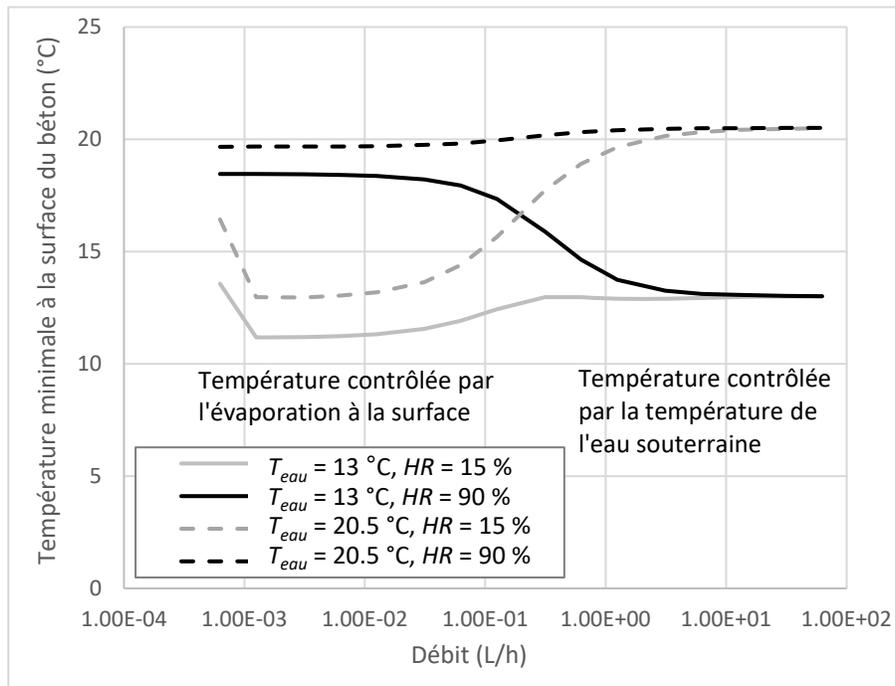


Figure 95 Influence de la température de l'eau et de l'humidité relative sur la température minimale observée à la surface du béton pour $T_{air} = 20,5\text{ °C}$.

La Figure 96 présente l'influence du coefficient de convection h_c sur la température minimale du joint. L'influence de ce paramètre est plus complexe, mais elle se limite aux faibles débits comme c'était le cas pour l'humidité relative. On peut noter que la forte variation de la température à la surface qui est observée pour les débits inférieurs à 0,003 L/h avec $h_c = 20\text{ W m}^{-2}\text{ K}^{-1}$ correspond à des flux d'évaporation limités par le flux darcien (équation 6.4). Pour des débits plus importants, c'est plutôt l'équation 6.6 qui contrôle le flux de chaleur lié à l'évaporation.

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

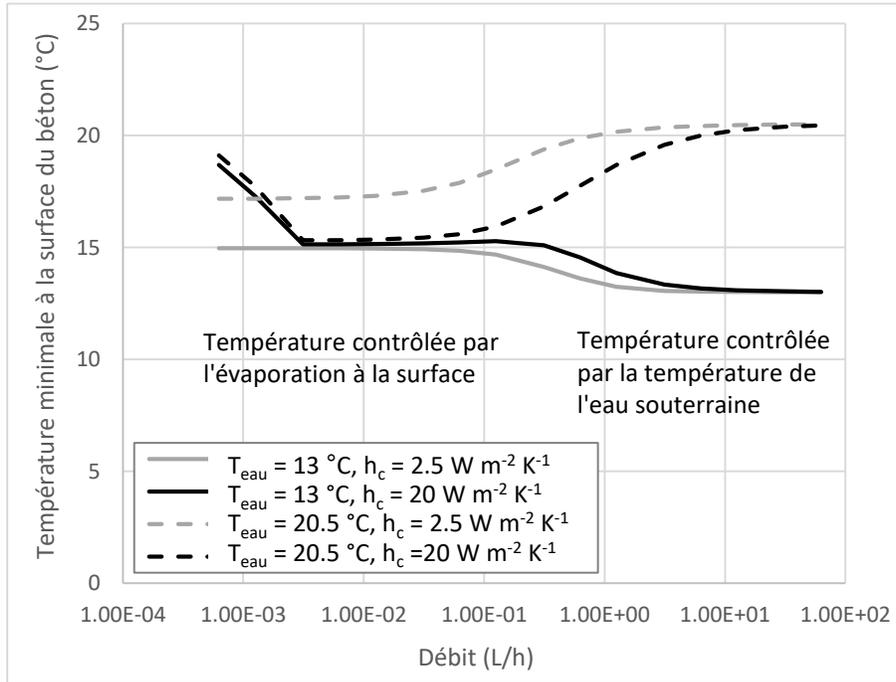


Figure 96 Influence du coefficient de convection sur la température minimale observée à la surface du béton pour $T_{air} = 20,5\text{ °C}$.

Les observations précédentes permettent d'expliquer les tendances observées pour les thermographies du modèle réduit (Figure 92) et la faible valeur de K_{joint} obtenue lors du calibrage du modèle numérique.

Le déplacement des anomalies de température entre $T_{eau} = 20,5\text{ °C}$ et $T_{eau} = 13\text{ °C}$ pour les joints 2, 3 et 4 peut être expliqué par le fait que les anomalies ne correspondent pas aux mêmes gammes de débits selon la valeur de T_{eau} . Pour les courbes avec $HR = 15\%$ à la Figure 95, quand la température de l'eau est de 20,5 °C, ce sont seulement les faibles débits qui peuvent mener à des anomalies de température importantes. En d'autres mots, seules les surfaces de béton où l'évaporation contrôle la température seront associées à des températures plus faibles. Un débit plus élevé donne la température de l'eau (20,5°C) à la surface du béton. Quand la température de l'eau est de 13 °C, les anomalies sont associées à la fois aux zones d'évaporation et aux zones de forts débits. Cette observation est très importante. Elle indique qu'il peut y avoir un avantage à faire un suivi thermographique à différents moments de l'année pour déterminer les zones d'évaporation et les zones de ruissellement.

La valeur très faible de K_{joint} nécessaire pour le calibrage peut être expliquée par l'importance relative des zones de fuites avec un débit élevé et des zones

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

d'évaporation. Le débit moyenne de 6 L/h pour le joint 3 peut probablement être associé à un nombre limité de fuites ponctuelles. Les surfaces où la température est contrôlée par l'évaporation sont donc beaucoup plus grandes que les surfaces associées à des débits très élevés. Aussi, il faut remarquer que le point à la surface du joint qui a été utilisé pour le calibrage avec $T_{eau} = 20,5\text{ °C}$ présentait une anomalie de température. Une zone d'évaporation a donc été utilisée pour le calibrage.

La corrélation entre le débit et les anomalies de température observée à la Figure 92 pour la fin de la phase 1 est reliée à la corrélation entre l'évaporation et le débit. Plus le débit est élevé, plus il y aura une grande de surface de béton où l'évaporation est grande. Quand le contraste de température entre l'eau souterraine et l'air est plus grand, le lien entre les anomalies de température et le débit est plus direct.

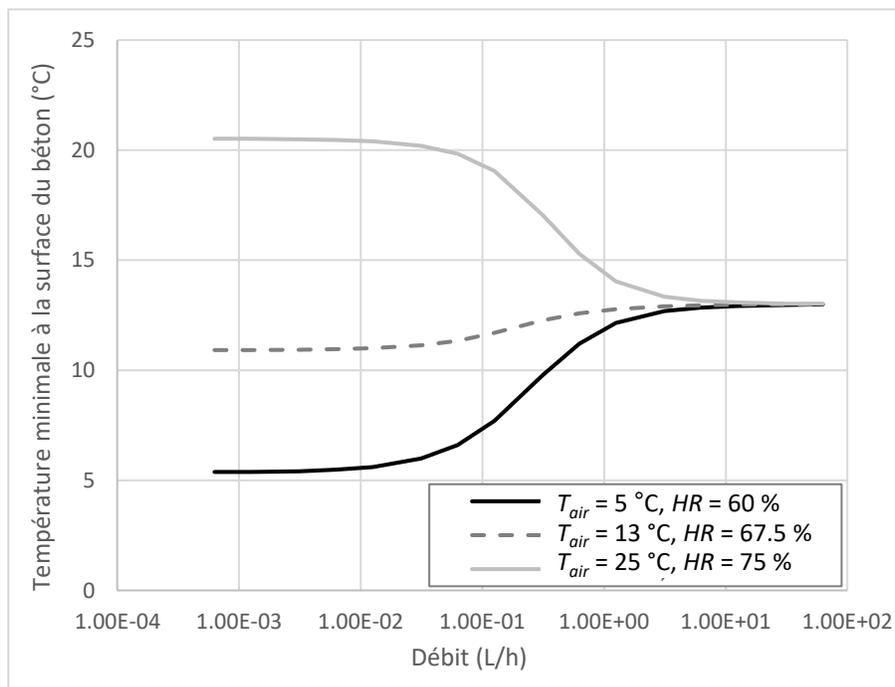


Figure 97 Relations entre le débit et la température minimale à la surface d'un joint pour des conditions atmosphériques représentatives des conditions dans le TVM en hiver, au printemps et en été.

La Figure 97 présente des courbes de la température minimale à la surface du joint pour des valeurs de T_{air} et HR représentatives des conditions climatiques dans le TVM à l'hiver, au printemps et à l'été (voir la section 3.3). On remarque

que les courbes présentent les trois parties mentionnées précédemment (température contrôlée par T_{eau} , zone de transition et température contrôlée par les conditions climatiques). La température des surfaces très perméables associées à un débit élevé devraient être constante durant l'année. La température des zones d'évaporation devrait varier selon les saisons.

6.6 Recommandations

Plusieurs fuites non contrôlées entre le couvercle et le béton ont été observées pendant les essais préliminaires. Ces fuites représentaient la majeure partie du débit lorsqu'une colonne d'eau avec une élévation supérieure au niveau du couvercle était appliquée. Ces fuites ont limité la gamme d'essais pouvant être réalisés avec le montage. La Figure 98 présente un exemple de montage qui permettrait d'éliminer les fuites entre le couvercle et les côtés verticaux du montage. La solution proposée consiste à couler un couvercle de béton au-dessus des joints. Le montage pourrait être coulé en deux étapes. La Figure 98 présente le montage après la première étape. Le montage après la première étape serait semblable au montage actuel, mais avec du béton au-dessus des joints et une lame d'étanchéité dans la partie supérieure. Les coffrages de la partie intérieure du montage seraient retirés après avoir coulé la première partie. Une plaque horizontale traversée de deux tuyaux serait utilisée comme coffrage permanent au-dessus de la partie centrale du montage.

Il serait pertinent de remplacer un des joints linéaires par un défaut ponctuel circulaire avec une perméabilité contrôlée. Un défaut circulaire permettrait d'étudier les méthodes de caractérisation par thermographie infrarouge pour les surfaces de suintement verticales sous les défauts.

Des joints ou des défauts ponctuels préparés avec un coulis ciment-bentonite, si on les empêche de sécher, permettraient de produire un débit intermédiaire entre ceux des joints 1 et 4 du modèle actuel. Ce débit serait aussi distribué plus uniformément sur la surface du joint.

L'ouverture des joints n'a pas été mesurée pour l'essai qui a été présenté dans ce chapitre. Les déplacements attendus sont très faibles lorsque le montage est maintenu à la température de la pièce. Pour reproduire l'ouverture et la fermeture des joints, il serait préférable d'adopter une approche semblable à celle de Ding et al. (2017) et de créer un montage qui peut être installé sur une presse. D'après les essais sur les garnitures pour les segments de tunnel, il y a un lien entre la contrainte et la perméabilité. Le même montage pourrait être utilisé pour réaliser des essais cycliques qui permettraient d'étudier l'augmentation de la perméabilité des joints dans le temps et l'efficacité à long-terme des techniques de réparation pour différentes sollicitations cycliques.

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

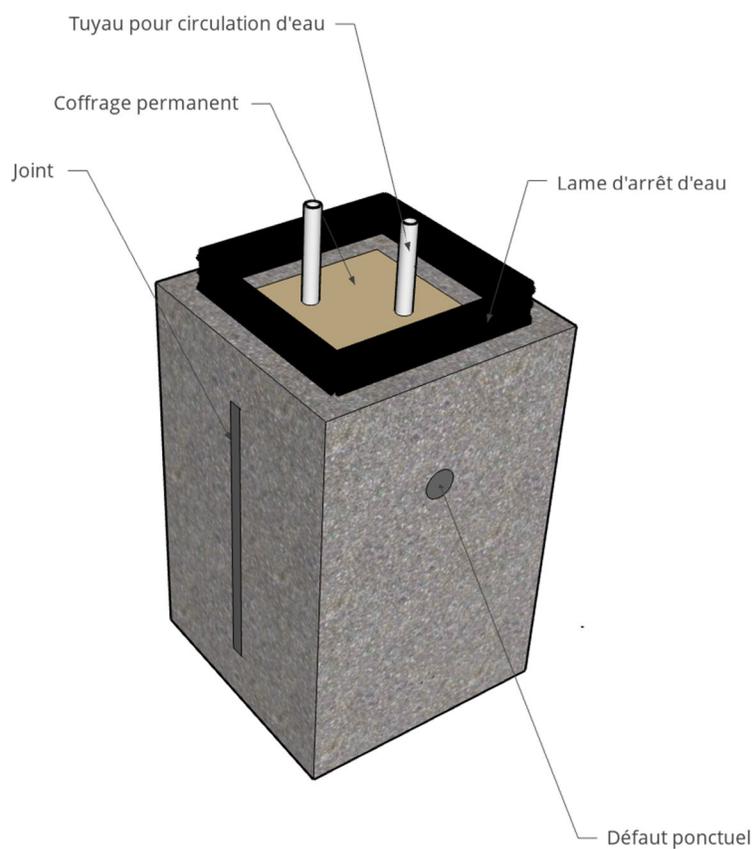


Figure 98 Deuxième version du montage montré après avoir coulé la partie du bas et avant de couler le couvercle de béton.

7. DISCUSSION DES RÉSULTATS ET DE LEUR IMPACT SUR LES SOLUTIONS AUX PROBLÈMES D'INFILTRATION D'EAU

Les résultats présentés dans les chapitres précédents permettent de titrer certaines conclusions sur les travaux à réaliser pour diminuer les volumes d'eau qui s'infiltrent dans le TVM, pour diriger les eaux d'infiltration vers la station de pompage principale et assurer le bon fonctionnement du système de drainage à long terme. Ce chapitre présente une discussion de la portée des résultats pour le drainage des extrémités du TVM, la réparation des joints de dilatation et de construction et l'instrumentation permanente du TVM.

7.1 Drainage des extrémités du TVM

La carte et le profil piézométrique qui ont été présentés à la section 3.2 (Figures 45 et 99) montrent que les percements de la partie centrale du TVM (voies B et F) sont très efficaces pour rabattre la nappe près du point bas du tunnel. Par exemple, la colonne d'eau par rapport au radier est inférieure à 6 m entre les obturateurs des chainages 36+22 et 40+56, malgré la grande profondeur du tunnel à cet endroit. Les colonnes d'eau sont plus grandes lorsqu'on s'éloigne des percements principaux, surtout en amont du TVM, du côté du mont Royal. Par exemple, des colonnes d'eau par rapport au radier d'environ 16 m ont été observées en amont du tunnel aux chainages 28+30 et 51+06 (Figure 99). Les percements mineurs qui sont présents plus près des extrémités du tunnel (chainages 45+90, 48+88 et 51+62) sont trop hauts pour rabattre la nappe significativement vers les extrémités du TVM. C'est le cas notamment du percement de la tour 12 qui est situé au-dessus de la voie B. Les charges hydrauliques plus importantes près des extrémités du TVM sont aussi associées à des températures plus froides qui favorisent la formation de glaçons. Comme il a été mentionné à la section 2.3, la formation de glaçons est un problème particulièrement important à l'ouest du chainage 55+00, une partie du tunnel où les températures sont froides en hiver et la colonne d'eau par rapport au radier est importante.

Le modèle numérique présenté au chapitre 5 peut être utilisé pour vérifier l'influence de nouveaux percements sur la piézométrie. Trois scénarios ont été étudiés :

- Percements amont et aval au chainage 51+00;
- Percements amont et aval au chainage 55+00;
- Percements amont et aval aux chainages 51+00 et 55+00.

Les percements ont été modélisés de la même façon que ceux du point bas du tunnel au chapitre 5. Des charges hydrauliques de -5 et -2 m ont été appliquées pour les percements des chainages 51+00 et 55+00, respectivement. Ces élévations correspondent approximativement à l'élévation du radier pour ces deux chainages. La représentation des percements dans le modèle numérique

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

suppose que leur diamètre est suffisamment grand pour que les pertes de charge dans la conduite du percement soient faibles.

La Figure 99 présente la piézométrie obtenue avec le modèle numérique en amont du tunnel pour les trois scénarios de percements et pour le modèle calibré. La Figure 99 présente aussi l'élévation du radier du tunnel. Une comparaison des résultats des modèles numériques montre que l'ajout d'une paire de percements diminue significativement la charge hydraulique (plus de 5 m de rabattement) sur plusieurs centaines de mètres du tunnel. Le modèle indique aussi que l'ajout de percements plus à l'ouest est plus efficace pour rabattre la nappe. Le rabattement qui a été obtenu avec le percement du chaînage 55+00 est plus important que celui du chaînage 51+00. Cet effet est possiblement causé en partie par la condition à la frontière qui fixe la charge à au chaînage 59+05. L'utilisation de percements supplémentaires à la fois aux chainages 55+00 et 51+00 a peu d'impact supplémentaire en comparaison avec l'ajout de percements seulement au chaînage 55+00.

Le Tableau 11 présente le débit total pour l'ensemble des percements pour chaque scénario, incluant les percements au point bas du tunnel. On remarque que l'ajout de nouveaux percements a relativement peu d'impact sur le débit total par rapport au modèle calibré avec les charges hydrauliques réelles. L'augmentation du débit en raison de l'ajout de deux percements représente seulement 27 % du débit du modèle calibré. Cette variation est plus faible que la variation du débit par temps sec qui a été observée à la section 3.1 en raison des travaux et des fuites du réseau d'aqueduc (54 L/s avant les travaux et 31 L/s après).

L'ajout de percements pourrait aussi être modélisé pour la partie est du tunnel, près du chaînage 28+30 par exemple. Il semble par contre plus important de drainer la partie ouest du tunnel en raison du problème de glaçons souligné à la section 2.3 et en raison de la salinité très élevée de l'eau à l'extrados du tunnel à l'ouest de la tour 12. Rappelons que la valeur maximale de TDS atteinte lors des trois campagnes d'échantillonnage était de 5710 mg/L pour le point d'échantillonnage le plus à l'ouest. Des valeurs élevées de TDS ont été obtenues à l'ouest de la tour 12 pour les trois échantillonnages entre mai et septembre. La salinité ne semble donc pas être diluée au cours de l'été. L'effet à long terme sur le béton et les armatures de la concentration élevée de chlorure et de sulfate dans l'eau à l'ouest de la tour 12 est difficile à évaluer.

Il est important de noter que la géométrie réelle du TVM est plus complexe que celle du modèle numérique simplifié du chapitre 5. Entre autres, le modèle ne tient pas compte de l'effet de confinement produit par la structure dans la partie ouest du tunnel. La Figure 100 montre deux exemples de sections où une partie du remblai est confiné par la structure. La section entre les chainages 65+50 et 71+00 est confinée par la voie K au sud, la voie A et le couloir d'évacuation au nord, la voie B en dessous et la tour 13 à l'est. Comme la pente de la voie B est dirigée vers la tour 13, l'eau est piégée par ces structures de béton. Une situation semblable prévaut du côté est de la tour 13 entre les chainages 56+00 et 62+00,

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

mais l'eau à l'est n'est pas aussi confinée parce que la pente de la voie B dirige l'eau vers le point bas du tunnel. Il est important de souligner que les deux points d'échantillonnage où l'eau était la plus salée pendant les campagnes d'échantillonnage sont associés à la zone de confinement entre les chainages 56+00 et 62+00. Notons que l'eau à l'extrados du tunnel n'a pas pu être échantillonnée dans la zone confinée à l'ouest de la tour 13. Il est possible que la salinité élevée rencontrée entre les tours 12 et 13 soit en partie due à l'effet de confinement et que la salinité soit aussi très élevée à l'ouest de la tour 13.

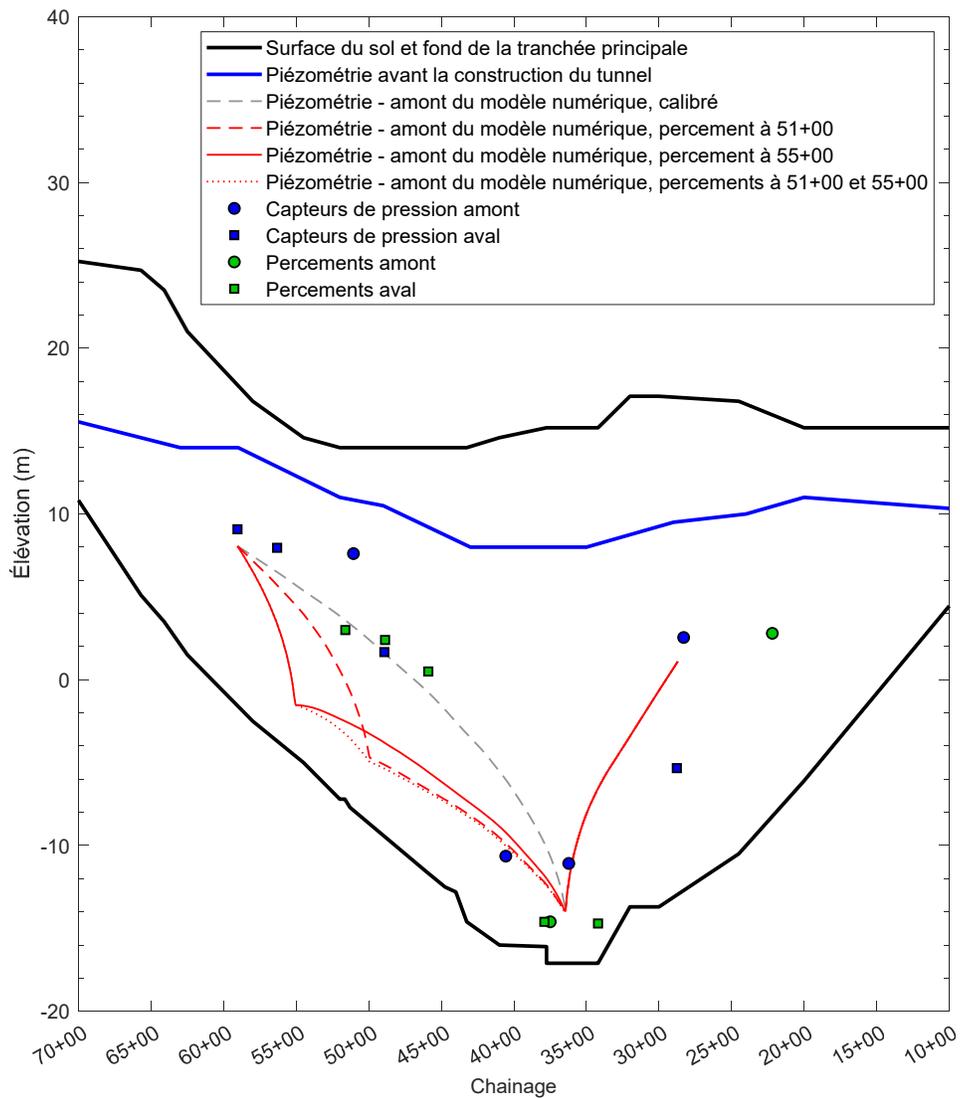


Figure 99 Profil de la charge hydraulique le long tunnel pour trois scénarios d'ajout de percements aux chainages 51+00 et 55+00.

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

Tableau 11 Débit pour les scénarios avec de nouveaux percements

Scénario	Débit (L/s)
Calibrage – situation actuelle	34,6
Percement additionnel au chainage 51+00	37,8
Percement additionnel au chainage 55+00	43,8
Percements additionnels aux chainages 51+00 et 55+00	43,9

Il serait préférable de drainer l'eau des deux zones de remblai confinées par la structure dans la partie ouest du TVM. Des percements pourraient être réalisés à partir de la tour 13 pour la zone complètement confinée à l'ouest et à partir des plénums de ventilation pour la zone partiellement confinée entre les tours 12 et 13. L'effet de ces percements supplémentaires sur la piézométrie globale du TVM serait toutefois moins important que l'effet des percements au radier simulés avec le modèle numérique. En effet, les zones confinées sont au-dessus de la voie B, assez près du niveau actuel de la nappe.

Comme c'est toujours le cas avec les solutions de drainage, il est possible qu'un drainage additionnel au radier ou pour les zones confinées produise des tassements si des couches de sols compressibles qui supportent des structures subissent une baisse de la pression interstitielle. La littérature présente de nombreux exemples de tassements associés au drainage (p. ex. Forth et al. 1994; Yoo et al. 2012). On peut toutefois noter que mis à part les tours de ventilation, il n'y a pas de structures directement au-dessus du tunnel dans la partie ouest du TVM. Aussi, la plupart des structures à proximité du TVM sont posées sur le roc ou supportées par des fondations profondes. On retrouve de plus petites structures près de la tour 13 qui reposent probablement sur des fondations superficielles (rues Lusignan, Versailles et Lucien-L'Allier), mais les forages réalisés à proximité durant l'étude géotechnique qui a précédé la construction du TVM (p. ex. forages 1029 et 1040) montrent la présence de dépôts granulaires avec des résultats d'essais de pénétration standard (SPT) qui indiquent de bonnes propriétés géotechniques.

Les différents modèles numériques développés dans le projet montrent que les rabattements se propagent latéralement à partir du tunnel (Figure 77). Par exemple, près du point bas du tunnel, un rabattement de la nappe de 4 m se propage jusqu'à 70 m de l'axe du tunnel pour le modèle présenté au chapitre 5. Par contre, ce résultat est fortement influencé par les conditions aux frontières du modèle et on dispose de très peu d'informations sur la variation réelle des niveaux d'eau lorsqu'on s'éloigne du tunnel. L'ensemble des équipements installés dans le cadre de ce projet ont mesuré la pression d'eau directement à l'extrados du tunnel. Comme mentionné par Duhaime et al. (2018), une étude géotechnique et l'installation de piézomètres à partir de la surface seraient nécessaires pour caractériser la propagation du rabattement lorsqu'on s'éloigne du tunnel. Les données recueillies dans le cadre de forages additionnels permettraient aussi d'améliorer le modèle numérique en ajoutant des détails sur la stratigraphie et le gradient transversal. La prochaine version du modèle

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

numérique pourrait aussi inclure plus de détails sur la structure du tunnel, entre autres à partir du modèle 3D obtenu par le Ministère par lidar.

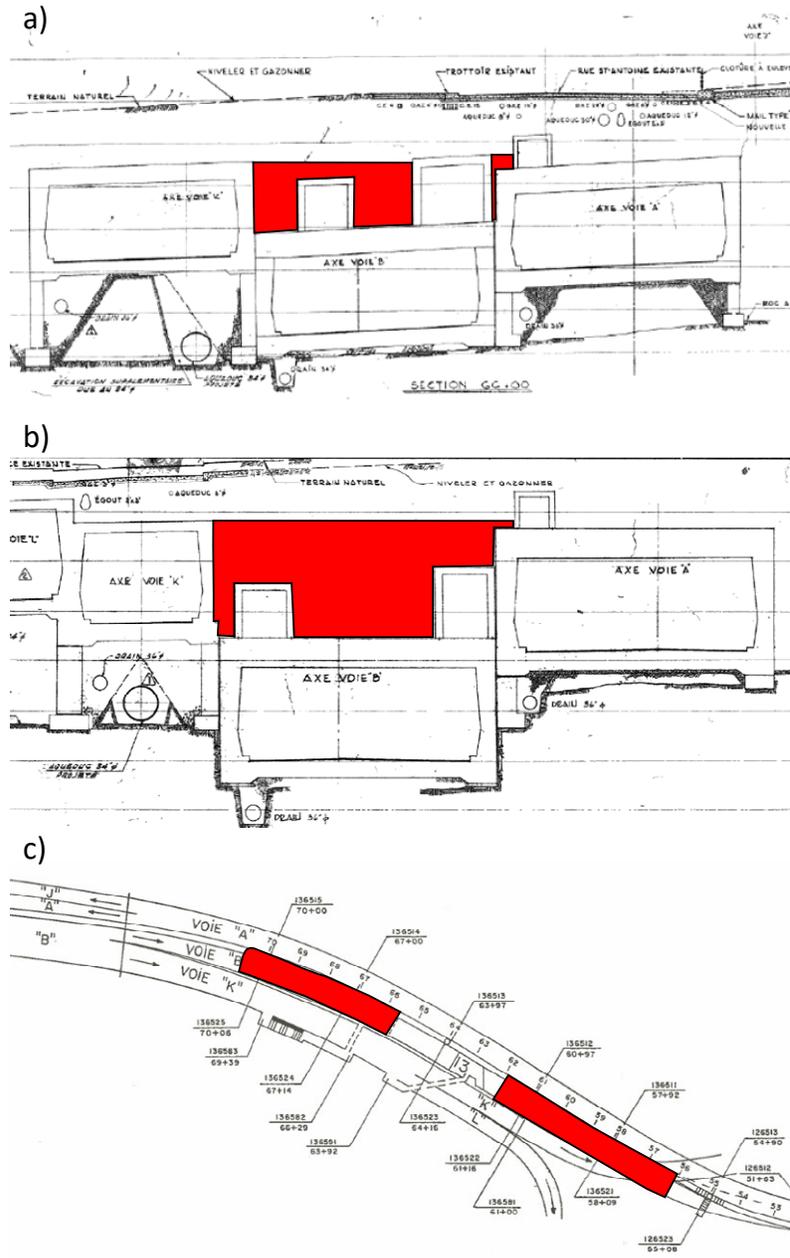


Figure 100 Secteurs où l'eau souterraine est confinée par la structure du TVM, a) secteur à l'ouest de la tour 13, b) secteur à l'est de la tour 13 et c) vue en plan présentant les deux secteurs.

La réalisation de forages supplémentaires à proximité du tunnel doit être envisagée si de nouveaux percements au radier sont forés dans la partie ouest du tunnel. L'installation d'une vanne pour contrôler le débit du percement et le suivi des niveaux d'eau à l'aide de piézomètres lors de l'ouverture graduelle de la vanne permettrait de déterminer l'influence du percement sur la piézométrie, un peu comme un essai de pompage. Les tassements des bâtiments avoisinants pourraient être suivis à peu de coûts dans les mois qui suivent l'ouverture du nouveau percement par interférométrie radar (p. ex. Reinders et al. 2021).

Dans le cas du TVM, une augmentation du niveau de la nappe pourrait aussi avoir des conséquences négatives sur les structures avoisinantes. L'augmentation des niveaux d'eau pourrait par exemple être causée par une meilleure imperméabilisation du tunnel, un colmatage progressif des remblais qui assurent la propagation des rabattements le long du tunnel ou la perte d'efficacité des percements existants. Comme l'indiquent les photos aériennes de la Figure 17, un grand nombre de structures ont été construites depuis la mise en service du TVM en 1974. Ces structures ont été conçues et construites alors que la nappe était déjà rabaissée par le système de drainage du TVM. Il est possible que des infiltrations d'eau soient observées dans les structures à proximité du tunnel si des modifications sont apportées au système de drainage ou si ses performances se détériorent. L'augmentation de la colonne d'eau de 25 cm observée durant la fuite d'aqueduc du 14 novembre 2019 avec le capteur de pression du chaînage 28+30 a clairement montré le lien entre les pressions d'eau à l'extrados du TVM et les infiltrations d'eau dans d'autres structures, comme le métro de Montréal.

7.2 Réparation des joints de dilatation, des joints de construction et des fissures

Plusieurs guides proposent des méthodes pour la réparation des joints de dilatation, des joints de construction et des fissures (p. ex. NCHRP 2010; FHWA 2015; AFTES 2016). Ces méthodes combinent l'injection, le drainage permanent, le calfeutrage et l'isolation. Deux exemples de réparations pour des joints sont présentés à la Figure 101.

L'injection de résine dans les fissures et les joints est très fréquente. Par contre, les réparations ne doivent pas être basées seulement sur l'injection, car cette approche est souvent peu durable. Par exemple, les périodes de garantie mentionnées dans le guide de l'AFTES (2016) pour les injections varient entre 3 et 5 ans seulement.

Les principaux résultats expérimentaux qui ont une influence sur la réparation des joints de dilatation concernent les valeurs de déplacement des joints présentées à la section 3.4. Les déplacements pour les fissuromètres qui ont été installés dans le TVM sont relativement faibles. Les cycles annuels de déplacements ont une amplitude de l'ordre de 1 mm. Par contre, il est important

INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS

de souligner que les trois joints qui ont été instrumentés dans ce projet sont situés dans des portions du TVM où les variations de température sont relativement faibles, plus faibles que celles qui sont observées dans les voies de circulation. Il pourrait être pertinent de déplacer un des fissuromètres du tunnel sur un joint de dilatation qui est influencé par des variations de température plus grandes, par exemple dans le couloir entre les tours 9 et 11.

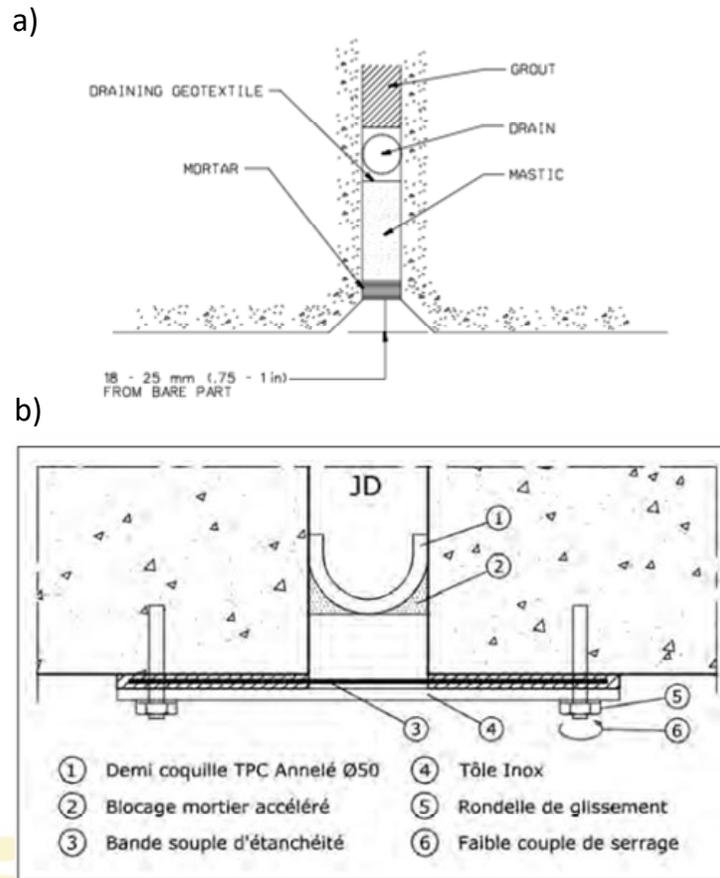


Figure 101 Exemple de réparation a) pour les joints de construction (NCHRP (2010) et b) pour les joints de dilatation (AFTES 2016).

Les guides de l'AFTES (2016) et de FHWA (2015) distinguent les méthodes de réparation applicables aux joints actifs avec des déplacements importants des méthodes qui sont applicables aux discontinuités avec des déplacements plus faibles. Ces guides ne définissent pas explicitement le seuil de déplacement qui amène un joint à être considéré comme actif. Par contre, une bonne connaissance des déplacements permet de tester les matériaux proposés pour

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

les réparations avec des sollicitations réalistes au laboratoire. Quelques essais de laboratoire ont été présentés dans la littérature. Les essais de Vrignaud (2000) et Haack (1991) permettent respectivement de tester les propriétés mécaniques et la perméabilité des matériaux de réparation (p.ex. polyuréthane) suite à l'application d'une déformation prédéterminée. Il serait pertinent de valider les méthodes de réparation proposées pour le TVM au laboratoire, surtout s'il est prévu d'appliquer les mêmes méthodes à un grand nombre de joints. Les propriétés mécaniques et la perméabilité des matériaux proposés pour les réparations pourraient être testées suite à l'application de déformations d'au moins 1 mm.

La Figure 102 présente un exemple de travaux d'injection réalisés dans l'ouest du tunnel avant le début de ce projet de recherche. Des travaux d'injection ont notamment été réalisés autour des ouvertures qui relient les plénums de la tour 13 et la voie A pour sceller le joint de construction entre les deux structures. Ces ouvertures font partie des endroits relevés à la section 2.3 où des infiltrations d'eau menant à la formation de glaçons sont souvent observées. De nouvelles campagnes d'injection devraient être réalisées aux endroits où la formation de glaçons peut être reliée directement à un joint ou à une fissure.



Figure 102 Exemple d'injections dans un plénum de ventilation de la tour 13 (près du chaînage 61+00)

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

L'injection du joint de construction entre le plénum et la voie A pourrait être intégrée au programme de recherche en cours à l'ÉTS sur la caractérisation des fissures et des joints et sur le développement de méthodes d'injection en collaboration avec la STM. Un site dans le métro de Montréal (El Mekari et al. 2022) a été instrumenté pour faire des injections d'eau, de mélanges eau-glycérol et de polyuréthane (Figure 103). Les injections d'eau et de mélanges eau-glycérol ont été utilisées pour déterminer l'ouverture de la fissure dans le but d'optimiser le choix de la résine pour l'injection. Un carottage a été réalisé pour faire un CT scan du joint de construction après l'injection. Des travaux pour le développement d'un deuxième site expérimental dans le TVM pour le joint de construction entre les pléniums de la tour 13 et la structure de la voie A ont été réalisés en 2020, mais le site n'a pas pu être utilisé en raison de travaux à la tour 13.

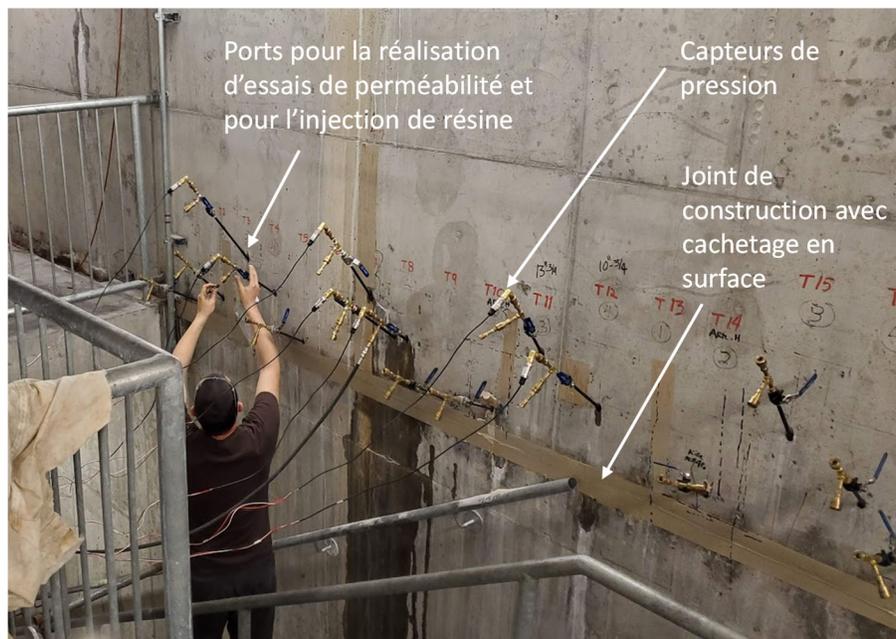


Figure 103 Joint de construction instrumenté au PVN Saint-Claude dans le métro de Montréal.

7.3 Instrumentation permanente du tunnel

Le projet de recherche a permis d'obtenir un grand nombre de mesures de débit et de pression interstitielle à l'extrados du tunnel. Ces mesures présentent des variations importantes qui peuvent être reliées a posteriori à des opérations au

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

réseau d'aqueduc et à des événements climatiques. Par exemple, la baisse marquée des débits à la station de pompage de la tour 9 en 2019 peut être expliquée par les travaux sur la conduite d'aqueduc de 2.1 m à proximité du TVM. L'augmentation des pressions pour le capteur du chainage 28+30 avant l'inondation de la station de métro Square Victoria-OACI le 14 novembre 2019 est un deuxième exemple.

La prise de mesures et le calcul des débits devraient être automatisés pour assurer la pérennité du système de mesure. Les capteurs devraient être reliés à internet pour faciliter la gestion des données. Des capteurs de pression à corde vibrante devraient être utilisés pour les mesures de pression interstitielle pour fournir des données plus stables avec une meilleure résolution. À court terme, les données pourraient continuer à être interprétées a posteriori, comme dans ce projet, mais éventuellement les mesures pourraient être utilisées pour définir des alarmes en se basant sur des algorithmes d'intelligence artificielle utilisant l'ensemble des mesures de même que des données climatiques.

Les mesures de débit (percements et station de pompage) et de pression devraient éventuellement être utilisées pour vérifier le bon fonctionnement du réseau de drainage du TVM. Les chapitres 3 et 5 ont montré la grande influence des percements majeurs et des remblais plus perméables à l'extrados sur les niveaux d'eau à proximité du TVM. Le colmatage progressif du remblai en raison de la précipitation de minéraux ou l'érosion interne dans les sols et les remblais pourrait entraîner une augmentation ou une diminution graduelle des pressions interstitielles. La période de mesure de ce projet est trop courte pour étudier l'évolution à long terme des propriétés du remblai.

Comme suggéré par Duhaime et al. (2019) et comme mentionné au chapitre 3, il serait pertinent de discuter des variations du débit et de la piézométrie avec des représentants du service de l'eau de la ville de Montréal. Il est probable que certaines variations de la pression d'eau et des débits puissent être expliquées par l'opération des réseaux d'égout et d'aqueduc.

8. CONCLUSION ET RÉSUMÉ DES RECOMMANDATIONS

Les résultats présentés dans ce rapport visaient les quatre objectifs suivants :

1. Caractériser les débits d'infiltration et leurs variations dans le temps;
2. Caractériser les propriétés chimiques des eaux d'infiltration;
3. Modéliser les écoulements d'eau souterraine responsables des infiltrations;
4. Proposer des solutions pour capter, freiner ou rediriger l'eau afin de protéger l'infrastructure;

Différentes méthodes ont été développées dans le cadre du projet de recherche pour évaluer les débits à la station de pompage principale du TVM à partir du temps d'opération des pompes et à partir des variations du niveau d'eau dans le bassin de pompage. Les résultats présentés au Chapitre 3 montrent l'influence du réseau d'aqueduc sur les débits mesurés à la station de pompage de la tour 9 par temps sec. Les travaux sur la conduite d'eau potable de 2,1 m ont mené à une diminution du débit à partir de janvier 2019. Le débit par temps sec s'est stabilisé à 31 L/s depuis le début du mois d'octobre 2019. Le débit par temps sec était plutôt 54 L/s au début du projet. Les précipitations produisent une augmentation du débit qui peut atteindre quelques centaines de L/s pour les pluies intenses.

Les analyses d'eau dépendent fortement du point d'échantillonnage. Dans la partie ouest du tunnel, l'eau a une teneur en solides dissous plus élevée et une signature isotopique près de celle qui est observée dans la région de Montréal pour l'eau souterraine. L'eau dans la partie est du tunnel a généralement une signature isotopique plus près de celle de l'eau potable et de l'eau du fleuve Saint-Laurent, mais elle ne contient pas toujours de sous-produits de chloration (THM) ou de chlore total. Le percement au nord de la voie B, celui qui présente le débit le plus élevé, est le point d'échantillonnage dont la signature isotopique et la concentration de THM montrent le plus clairement la présence d'une proportion élevée d'eau potable. La proportion d'eau potable dans le bassin de pompage est difficile à estimer précisément et elle varie selon le paramètre utilisé. Les isotopes stables de la molécule d'eau indiquent une proportion plus élevée d'eau potable que les THM et le chlore total. Il est probable qu'une partie du chlore et des THM réagissent entre le moment où l'eau quitte le réseau d'eau potable et le moment où elle atteint le bassin de pompage.

Une des caractéristiques importantes de la distribution des niveaux d'eau à proximité du TVM est la présence d'un cône de rabattement centré sur les percements au point bas du tunnel. Les charges hydrauliques sont plus élevées près des extrémités du TVM, surtout en amont du tunnel, du côté du mont Royal. Les capteurs de pression présentent aussi des variations dans le temps qui peuvent être corrélées avec les précipitations et certains événements reliés à

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

l'opération du réseau d'eau potable (p. ex. fuite majeure ou fermeture de conduite).

Le modèle numérique par éléments finis qui a été présenté au Chapitre 5 est en mesure de reproduire le cône de rabattement mesuré avec les capteurs de pression installés durant le projet et les débits mesurés à la station de pompage principale. Le modèle numérique suggère la présence de remblais plus perméables que le sol naturel et le roc à l'extrados du tunnel. Ces remblais permettent au rabattement de se propager le long du tunnel. Le modèle a été utilisé pour simuler l'effet de percements additionnels dans la partie ouest du tunnel. Le modèle montre qu'une paire de percements suffirait pour créer un rabattement de 5 m sur plusieurs centaines de mètres du tunnel. Ce résultat suppose toutefois que la perméabilité des matériaux à l'extrados du tunnel est élevée dans la partie ouest du TVM par rapport à celle du sol et du roc.

La formation de glaçons en hiver est un problème important associé aux infiltrations d'eau dans le TVM. La distribution des glaçons varie avec les infiltrations d'eau et la température. Cette dernière varie considérablement dans le tunnel selon l'emplacement. L'écart entre les températures dans le TVM et à l'extérieur est plus faible près des extrémités du tunnel. Les faibles variations de la température dans certaines portions du tunnel expliquent probablement l'amplitude relativement faible des déplacements observés pour les trois joints de dilatation qui ont été instrumentés avec des fissuromètres dans ce projet (amplitude des déplacements de l'ordre de 1 mm). Les transferts de chaleur ont aussi été étudiés dans le but de développer des méthodes de caractérisation des infiltrations d'eau par thermographie infrarouge. La température d'une surface qui présente des infiltrations d'eau varie avec les conditions atmosphériques, ce qui complique l'interprétation des thermographies. Les mesures d'humidité relative réalisées dans le TVM montrent que les infiltrations d'eau ont aussi une certaine influence sur les conditions atmosphériques dans le TVM.

Les résultats obtenus dans le projet permettent de formuler plusieurs recommandations. Une des principales recommandations est de drainer l'eau souterraine avec des concentrations élevées de chlorure et de sulfate au-dessus de la voie B à l'ouest et à l'est de la tour 13. Cette recommandation est relativement facile à mettre en application. Ces percements pourraient réduire les infiltrations d'eau et la formation de glaçons dans la partie ouest du tunnel et ralentir la corrosion des armatures dans le béton. L'ajout d'un percement plus près du radier dans l'ouest du tunnel devrait aussi être considéré. L'ajout de ce percement nécessite par contre la réalisation de forages pour caractériser les remblais, l'installation de piézomètres à partir de la surface et un suivi des niveaux d'eau lors de l'ouverture du percement. Finalement, il est recommandé d'instrumenter le tunnel de façon permanente pour mesurer les débits et les pressions d'eau à l'extrados. Ces mesures permettront entre autres de s'assurer du bon fonctionnement du système de drainage du TVM et des percements au point bas du tunnel à long terme.

9. LISTE DES RÉFÉRENCES

- AFTES. (2016). Recommandations de l'AFTES relatives aux traitements d'arrêts d'eau dans les ouvrages souterrains. *Tunnels et Espace Souterrain*, 257, 1–81.
- ASTM International (2016). *Standard Test Methods for Measurement of Hydraulic Conductivity of Saturated Porous Materials Using a Flexible Wall Permeameter*. Norme D5084, ASTM International.
- ASTM International. (2018). *Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens*. Norme C39, ASTM International.
- Asakura, T., & Kojima, Y. (2003). Tunnel maintenance in Japan. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 18(2–3), 161–169.
- Attard, G., Winiarski, T., Rossier, Y., & Eisenlohr, L. (2016). Review: Impact of underground structures on the flow of urban groundwater. *Hydrogeology Journal*, 24(1), 5–19.
- Attard, L., Debono, C. J., Valentino, G., & Di Castro, M. (2018). Tunnel inspection using photogrammetric techniques and image processing: A review. *ISPRS Journal of Photogrammetry and Remote Sensing*, 144, 180–188.
- Baker, E. A., Lutz, L. K., McKenzie, J. M., & Aubry-Wake, C. (2019). Improving the accuracy of time-lapse thermal infrared imaging for hydrologic applications. *Journal of Hydrology*, 571, 60–70.
- Barreira, E., Almeida, R. M. S. F., & Delgado, J. M. P. Q. (2016). Infrared thermography for assessing moisture related phenomena in building components. *Construction and Building Materials*, 110, 251–269.
- Bériault, A., & Simard, G. (1978). *Carte hydrogéologique de l'île de Montréal et des îles Perrot et Bizard*. Québec: Ministère de l'Énergie et des Ressources, Service des eaux souterraines. Carte O-43.
- Boivin, V., Gagné, B., Campeau, A., Tremblay, M., & Dubeau, S. (2013). Tunnelling in Montréal's limestones: a geotechnical characterization. Article présentés à la 66^e conférence annuelle de la Société canadienne de géotechnique. Montréal, QC.
- Bordeleau, S. (2019). La Ville de Montréal doit réparer d'urgence sa principale conduite d'eau potable. *Radio-Canada*. Disponible en ligne à <https://ici.radio-canada.ca/nouvelle/1347823/montreal-reparation-principale-conduite-eau-potable>.
- Boyer, L., Bensoussan, A., Durand, M., Hugh Grice, R. & Bérard, J. (1985). Geology of Montréal, Province of Québec, Canada. *Bulletin of the Association of Engineering Geologists*, 22(4), 330–394.

INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS

- Brun, J. (1977). *Étude géologique et géochimique des formations du Black River et du Trenton du Québec*. Québec: Ministère des Richesses Naturelles. Rapport DP 498.
- Carrier, M.-A., Lefebvre, R., Rivard, C., Parent, M., Ballard, J.-M., Benoit, N., Vigneault, H., Beaudry, C., Malet, X., Laurencelle, M., Gosselin, J.-S., Ladevèz, P., Thériault, R., Beaudin, I., Michaud, A., Pugin, A., Morin, R., Crow, H., Gloaguen, E., Bleser, J., Martin, A., & Lavoie, D. (2013). *Portrait des ressources en eau souterraine en Montérégie Est, Québec, Canada*. Projet réalisé conjointement par l'INRS, la CGC, l'OBV Yamaska et l'IRDA dans le cadre du Programme d'acquisition de connaissances sur les eaux souterraines, rapport final INRS R-1433.
- Chabot, N., & Crevier-Chabot, C. (2017). *OTransit – Rapport d'acquisition de données*. Rapport 1213-O2K7/TT_MTQ_Ville-Marie.
- Chapuis, R. P. (1999). *Guide des essais de pompage et leurs interprétations*. Québec : Les publications du Québec.
- Clark, T. H. (1972). *Région de Montréal*. Québec. Rapport géologique 152, Ministère des Richesses Naturelles, 244 p.
- Clark, I., & Fritz, P. (1997). *Environmental Isotopes in Hydrogeology*. Boca Raton, USA: CRC Press.
- Debs, A. & Viger, G. (2010). Exploitation hivernale des tunnels routiers au Québec: les cas des tunnels Ville-Marie et Louis-Hippolyte Lafontaine. Article présenté au *Congrès international de la viabilité hivernale*, Québec.
- Desjardins, R., Jutras, L., & Prévost, M. (1997). Évolution de la qualité de l'eau dans le réseau de distribution de la ville de Montréal. *Revue des sciences de l'eau*, 10(2), 167-183.
- Ding, W., Gong, C., Mosalam, K. M., & Soga, K. (2017). Development and application of the integrated sealant test apparatus for sealing gaskets in tunnel segmental joints. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 63, 54–68.
- Dorsey, R. B. (1968). *Properties of Ordinary Water-Substance*. New York, NY : Hafner Publications.
- Duhaime, F., Pirnia, P., Klotoé, C., St-Laurent, X., M'Nasri, S., & Chapuis, R. P. (2019). *Infiltrations d'eau dans le tunnel Ville-Marie : caractérisation et pistes de solutions*. Montréal: École de technologie supérieure. Projet R793.1 – Phase 3.
- Duhaime, F., Weber, S., Klotoé, C., St-Laurent, X., M'Nasri, S., & Chapuis, R. P. (2018). *Infiltrations d'eau dans le tunnel Ville-Marie : caractérisation et pistes de solutions*. Montréal: École de technologie supérieure. Projet R793.1 – Phase 2.
- Durand, M. (1979). Les venues d'eau souterraines dans les tunnels à Montréal, *Research Seminar on Tunnelling and Underground Construction*. Société canadienne de géotechnique, Montréal, Qc, pp.16-17.

INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS

- Durand, M. (2022). The analysis of water inflow in shallow tunnels and the characterization of rock mass quality. *Géotechnique canadienne*. Sous presse.
- Eggboro, M. D. (1976). *Geochemical zoning of the ground water of Montreal Island*. Mémoire de maîtrise, Université McGill, Montréal.
- El Mekari, K., Duhaime, F., Colorado, L. (2022). Development of a physical model and in situ test for the study of polymer injections in concrete fractures for waterproofing. Article présenté à la *Conférence annuelle de la Société canadienne de génie civil*. Whistler, BC.
- FHWA. (2015). *Tunnel Operations, Maintenance, Inspection, and Evaluation (TOMIE) Manual*. Rapport FHWA-HIF-15-005.
- Flir. (2012). *The Ultimate Infrared Handbook for R&D Professionals*, Flir, Boston, Ma.
- Forth, R. A., & Thorley, C. B. B. (1994). Ground movements due to dewatering for the construction of deep excavations en tunnels in Hong Kong. Tiré de *Groundwater problems in urban areas* (pp. 401–414). London, UK: Thomas Telford.
- Gagnon, R. (2006). *Questions d'égouts – Santé publique, infrastructures et urbanisation à Montréal au XIX^e siècle*. Montréal, CA : Boréal.
- Gélinas, P., & Locat, J. (1987). *Effets des sels déglaçants sur la qualité de l'eau de l'aquifère de Trois-Rivières-Ouest*. Rapport RTQ-87-05, Ministère des Transports.
- Gonfiantini, R. (1986). Environmental isotopes in lake studies. Tiré de P. Fritz & J. C. Fontes (Eds.), *The Terrestrial Environment, B, Handbook of Environmental Isotope Geochemistry* (pp. 113–168). Elsevier.
- Gong, C., Ding, W., & Mosalam, K. M. (2020). Performance-based design of joint waterproofing of segmental tunnel linings using hybrid computational/experimental procedures. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 96, Article 103172.
- Grice, R. H., & Eggboro, M. D. (1978). Ground Water of the Island of Montreal, Canada. *JAWRA Journal of the American Water Resources Association*, 14(6), 1466–1480.
- Haack, A., Schreyer, J., & Jackel, G. (1995). Report to ITA Working Group on Maintenance and Repair of underground structures: State-of-the-art of non-destructive testing methods for determining the state of a tunnel lining. *Tunnelling and Underground Space Technology Incorporating Trenchless*, 10(4), 413-431.
- Haack, A. (1991). Water leakages in subsurface facilities: Required watertightness, contractual matters, and methods of redevelopment. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 6(3), 273–282.

- Huang, H., Li, Q., & Zhang, D. (2018). Deep learning based image recognition for crack and leakage defects of metro shield tunnel. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 77, 166–176.
- Hunkeler, D., Laier, T., Breider, F., & Jacobsen, O. S. (2012). Demonstrating a natural origin of chloroform in groundwater using stable carbon isotopes. *Environmental Science and Technology*, 46(11), 6096–6101.
- Hvorslev, M.J. (1951). *Time lag and soil permeability in ground-water observations*. Bulletin 36. Vicksburg, MS: Waterways Experiment Station, USACE.
- IAEA/WMO (2018). Global Network of Isotopes in Precipitation. The GNIP Database. <https://nucleus.iaea.org/wiser>.
- Inagaki, T., & Okamoto, Y. (1997). Diagnosis of the leakage point on a structure surface using infrared thermography in near ambient conditions. *NDT and E International*, 30(3), 135–142.
- ITA. (1991). Report on the damaging effects of water on tunnels during their working life. *Tunnelling and Underground Space Technology Incorporating Trenchless*, 6(1), 11–76.
- Kayhanian, M., Fruchtmann, B. D., Gulliver, J. S., Montanaro, C., Ranieri, E., & Wuertz, S. (2012). Review of highway runoff characteristics: Comparative analysis and universal implications. *Water Research*, 46(20), 6609–6624.
- Klotoé, C. H., Duhaime, F., & Guizani, L. (2018). Thermal and hydraulic modelling of road tunnel joints thermal and hydraulic modelling of road tunnel joints. Article présenté à la *Conférence COMSOL 2018*. Boston, MA.
- Koch, C., Georgieva, K., Kasireddy, V., Akinci, B., & Fieguth, P. (2015). A review on computer vision based defect detection and condition assessment of concrete and asphalt civil infrastructure. *Advanced Engineering Informatics*, 29(2), 196–210.
- Kosmatka, S., Kerkhoff, B., Panarese, W. C., MacLeod, N., McGrath, R. J. (2004). *Dosage et contrôle des mélanges de béton (7^e édition canadienne)*. Ottawa, ON : Association Canadienne du Ciment.
- Larocque, M., Meyzonnat, G., Ouellet, M. A., Graveline, M. H., Gagné, S., Barnette, D., & Dorner, S. (2015). *Projet de connaissance des eaux souterraines de la zone de Vaudreuil-Soulanges - Rapport scientifique*, ministère du Développement durable, de l'Environnement et de la Lutte contre les Changements Climatiques.
- Lasalle, P. (1981). Géologie des dépôts meubles de la région de Saint-Jean-Lachine. Rapport DPV-780, Ministère de l'Énergie et des Ressources, 13 p.
- Lepage, N. (1996). *Modélisation tridimensionnelle régionale et locale de l'écoulement de l'eau souterraine sur l'île de Montréal et au Centre de Tri et d'Élimination des Déchets de la Ville de Montréal*. Mémoire de maîtrise, INRS, Québec.

INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS

- Lerner, D. N. (2002). Identifying and quantifying urban recharge: A review. *Hydrogeology Journal*, 10(1), 143–152.
- Leroueil, S., Tavenas, F., Le Bihan, J.-P. (1983). Propriétés caractéristiques des argiles de l'est du Canada. *Revue canadienne de géotechnique*, 20, 681–705.
- Liu, Y., Wang, Y., Wang, D., & Liu, J. (2013). Effect of moisture transfer on internal surface temperature. *Energy and Buildings*, 60, 83–91.
- Linteau, R. (2006). *Réhabilitation du système de drainage du tunnel Ville-Marie*. Service de l'exploitation du réseau, Rapport non numéroté.
- Lu, Z., Zhu, F., Shi, L., Wang, F., Zeng, P., Hu, J., Liu, X., Xu, Y., & Chen, Q. (2019). Automatic seepage detection in cable tunnels using infrared thermography. *Measurement Science and Technology*, 30(11), article 115902.
- Mahaut, V. (2016). *Recensement cartographique des anciens cours d'eau de l'île de Montréal et tracé des creux et des crêtes*. Université de Montréal, <https://papyrus.bib.umontreal.ca/xmlui/handle/1866/16311>.
- Maldague, X. (1992). *Nondestructive Evaluation of Materials by Infrared Thermography*. London, UK: Springer-Verlag.
- Mander, P. (2012). *How to convert relative humidity to absolute humidity*, Disponible en ligne à <https://carnotcycle.wordpress.com/2012/08/04/how-to-convert-relative-humidity-to-absolute-humidity/>
- Martinez Avilés, E. (2017). *Campagne de mesure des débits du réseau d'égout pluvial de l'autoroute 720 sur l'ensemble du segment desservi par un réseau d'égout du portail Ouest du tunnel Ville-Marie (rue Guy) jusqu'au portail Est du tunnel Viger (rue Panet) à Montréal*. Les services EXP, Projet MTQ 3107-17-AC01.
- Martinez Avilés, E. (2019). *Campagne de mesure des débits, de l'échantillonnage et caractérisation pour la détection d'infiltration d'eau potable dans le réseau d'égout pluvial de l'autoroute 720 dans un segment situé à l'intérieur du tunnel Ville-Marie (rue de la Montagne) à Montréal*. Les services EXP, Projet MTQ 3106-19-AC01.
- Ministère des Transports. (1999). *Autoroute 40 - Cap-de-la-Madeleine - Étude de la contamination de la nappe aquifère par les sels déglacants*. Projet 20-6373-9501, Ministère des Transports.
- Ministère des Transports. (2002). *Manuel d'opération Tour 9 – Station de pompe*. Rapport GM-2470 TS-2. Ministère des Transports.
- M'nasri, S. (2020). *Construction d'un modèle physique de joints de dilatation pour l'étude de la relation entre la température du béton et la perméabilité des joints*. Mémoire de maîtrise, École de technologie supérieure, Montréal.

INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS

- Mori, L. (2016). *An investigation of the ambient temperature field and thermal response of the Calgary Airport Trail Tunnel*. Mémoire de maîtrise, University of Alberta, Edmonton.
- NCHRP. (2010). *Development of guidelines for rehabilitation of existing highway and rail transit tunnels*. Transportation Research Board.
- Occhietti, S. (1989). Quaternary Geology of St. Lawrence Valley and Adjacent Appalachian Subregion. Tiré de *Quaternary Geology of Canada and Greenland*, édité par R. Fulton. Ottawa, ON: Geological Survey of Canada.
- Oster, J. B., & Rhoades, J. D. (1985). Water Management for Salinity and Sodicity Control. Tiré de *Irrigation with Reclaimed Municipal Wastewater – A Guidance Manual*, édité par G. Pettygrove. Boca Raton, FL: CRC Press.
- Parlardy, D., Ballivy, G., Vrignaud, J.-P., & Ballivy, C. (2004). Injection of a Ventilation Tower of an Underwater Road Tunnel Using Cement and Chemical Grouts. Article présenté à la *Third international conference on Grouting and Ground Treatment*, New Orleans, LA, ASCE Geotechnical Special Publication 120, pp. 1605–1616.
- Pauffer, S., Grischek, T., Adomat, Y., Herlitzius, J., Hiller, K., & Metelica, Y. (2018). Effective range of chlorine transport in an aquifer during disinfection of wells: From laboratory experiments to field application. *Journal of Hydrology*, 559, 711–720.
- Pavelic, P., Dillon, P. J., & Nicholson, B. C. (2006). Comparative evaluation of the fate of disinfection byproducts at eight aquifer storage and recovery sites. *Environmental Science and Technology*, 40(2), 501–508.
- Pilote, I. (2011). Rapport Annuel 2010 - Analyse de la qualité des eaux brutes et de l'eau traitée à la Station d'épuration et évaluation du rendement des installations. Montréal – Station d'épuration des eaux usées, http://ville.montreal.qc.ca/pls/portal/docs/PAGE/EAU_FR/MEDIA/DOCUMENTS/RAPPORT_ANNUEL_2010.PDF.
- Piper, A. M. (1944). A graphic procedure in the geochemical interpretation of water-analyses. *Eos, Transactions American Geophysical Union*, 25(6), 914–928.
- Pollitt, E. I. K. (1953). *Données non publiées*. Commission géologique du Canada.
- Presse Canadienne. (2019). Station de métro inondée: le service rétabli sur la ligne orange. *La Presse*. Disponible en ligne à <https://www.lapresse.ca/actualites/grand-montreal/2019-11-14/station-de-metro-inondee-le-service-retabli-sur-la-ligne-orange>.
- Prest, V.K., & Hode-Keyser, J. (1982). *Caractéristiques géologiques et géotechniques des dépôts meubles de l'île de Montréal et des environs, Québec*. Ottawa: Étude 7527 – Commission géologique du Canada, 29 p.
- Qualivac. (2018). *Rapport d'inspection télévisée de conduites*. Rapport 154110109_Tunnel Ville-Marie_2018-06-26, 226 p.

INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS

- Reinders, K. J., Hanssen, R. F., van Leijen, F. J., & Korff, M. (2021). Augmented satellite InSAR for assessing short-term and long-term surface deformation due to shield tunnelling. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 110, article 103745.
- Rémillard, M., Joseph, M., & Laroche, L. (2017). *Qualité de l'eau potable produite par les usines Atwater et Charles-J.-Des-Baillets et distribuée aux réseaux de Montréal (X0008084), Montréal-Ouest (X0008899) et Ville Mont-Royal (X000892)*, Montréal – Division de l'expertise technique.
- Richards, L. A. (1931). Capillary conduction of liquids through porous mediums. *Physics*, 1, 318-333.
- Rosa, E., Hillaire-Marcel, C., Hélie, J.-F., & Myre, A. (2016). Processes governing the stable isotope composition of water in the St. Lawrence River system, Canada. *Isotopes in Environmental and Health Studies*, 52(4–5), 370–379.
- Schué, R. (2019). Montréal perd encore trop d'eau, mais la situation s'améliore. *Radio-Canada*. Disponible en ligne à <https://ici.radio-canada.ca/nouvelle/1115752/eau-potable-montreal-pertes-diminution>.
- Schulze-Makuch, D., Carlson, D. A., Cherkauer, D. S., & Malik, P. (1999). Scale Dependency of Hydraulic Conductivity in Heterogeneous Media. *Ground Water*, 37(6), 904–919.
- Service d'incendie de la Ville de Montréal. (1981). *Autoroute Ville-Marie – Plan d'intervention*.
- SIMCO. (2019). *Rapport d'étape A3 – Projection de la dégradation des dalles dans le temps – Tunnels Ville-Marie et Viger, Montréal, QC*. 181 p.
- Stent, S., Gherardi, R., Stenger, B., Soga, K., & Cipolla, R. (2016). Visual change detection on tunnel linings. *Machine Vision and Applications*, 27(3), 319–330.
- St-Laurent, X. (2022). *Instrumentation pour la caractérisation de la pression d'eau, la température et l'humidité de l'air en lien avec les infiltrations au tunnel Ville-Marie*. Mémoire de maîtrise, École de technologie supérieure, Montréal.
- Todd, D. K., & Mays, L. W. (2005). *Groundwater Hydrology (third edition)*. Hoboken, NJ : John Wiley & Sons.
- Trempe, R. (1978). *Précisions nécessaires sur la lithologie, la stratigraphie et la sédimentologie de la formation d'Utica dans les Basses Terres du St-Laurent - novembre 1978 - rapport #9736*. SIGPEG. Rapport 1978TA000-07, 17 p.
- Vander Noot, H. J. (1971). Problèmes de Fondations sur la Route Transcanadienne. *L'ingénieur*, 272, 41–48.

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

- van Genuchten, M. T. (1980). Closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil Science Society of America Journal*, 44(5), 892–898.
- Ville de Montréal. (1984). *Étude géotechnique, Partie du secteur Centre-Ville. Montréal: Service des Travaux Publics, module technique, laboratoire de contrôle et recherche. Rapport 80F86.*
- Vrignaud, J.-P. (2000). *Contribution à l'étude des résines polyuréthannes d'injection utilisées pour le traitement des infiltrations d'eau dans les tunnels en service.* Mémoire de maîtrise, Université de Sherbrooke, Sherbrooke
- Wang, D., Feng, J., Zhao, X., Bai, Y., Wang, Y., & Liu, X. (2020). Simulation and Recognition of Concrete Lining Infiltration Degree via an Indoor Experiment. *Geofluids*, 2020, Paper 8873315.
- Weber, S., Duhaime, F., Lovric, Q., & Chapuis, R. P. (2017). *Infiltrations d'eau dans le tunnel Ville-Marie : caractérisation et pistes de solutions.* École de technologie supérieure, Projet R793.1 – Phase 1.
- Wimsatt, A., White, J., Leung, C., Scullion, T., Hurlebaus, S., Zollinger, D., Grasley, Z., Nazarian, S., Azari, H., Yuan, D., Shokouhi, P., Saarenketo, T., Tonon, F. (2014). *Mapping Voids, Debonding, Delaminations, Moisture, and Other Defects Behind or Within Tunnel Linings.* Rapport S2-R06G-RR-1, Transportation Research Board.
- Yoo, C., Lee, Y. J., Kim, S. H., & Kim, H. T. (2012). Tunnelling-induced ground settlements in a groundwater drawdown environment - A case history. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 29, 69–77.

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

ANNEXE A
VALEURS MOYENNES ET ÉCARTS DE TEMPÉRATURE ET
D'HUMIDITÉ ABSOLUE

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

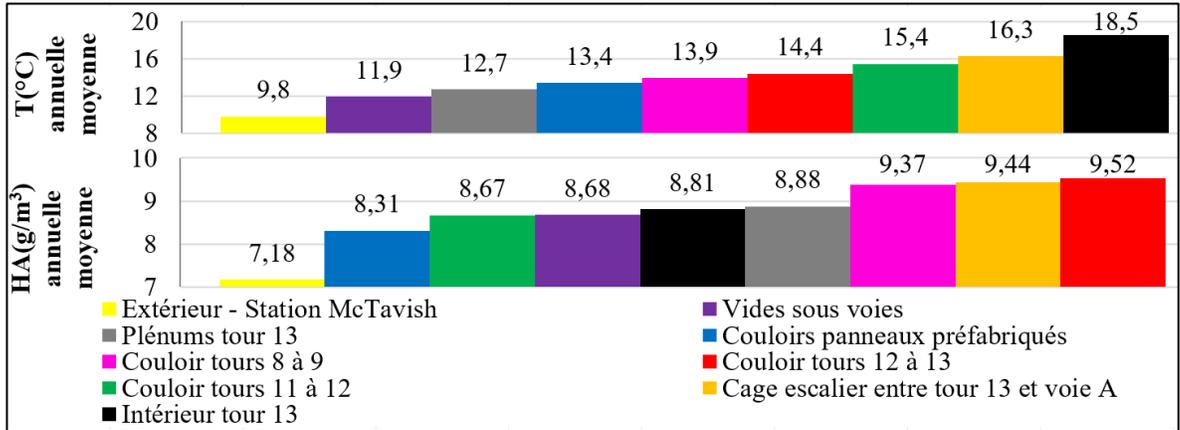


Figure A.1 Moyennes annuelles de T et HA

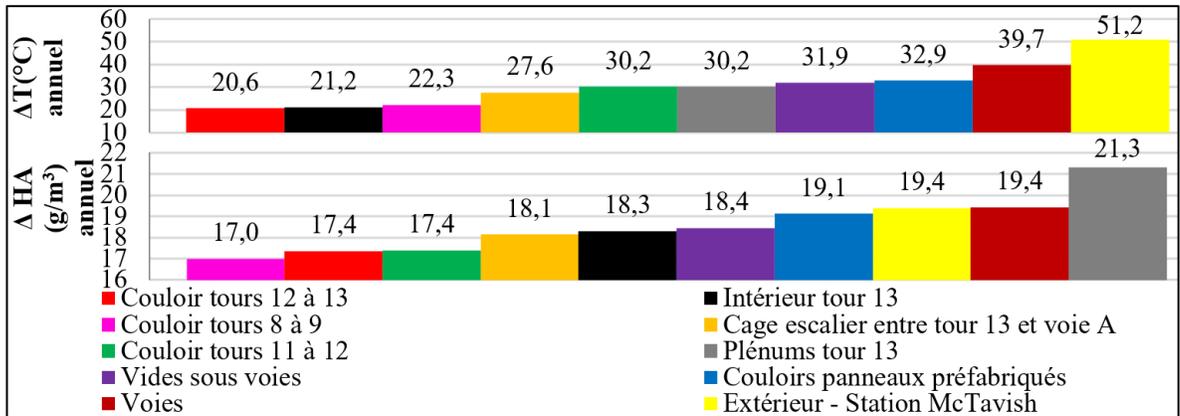


Figure A.2 Écart annuel des moyennes quotidiennes de T et HA

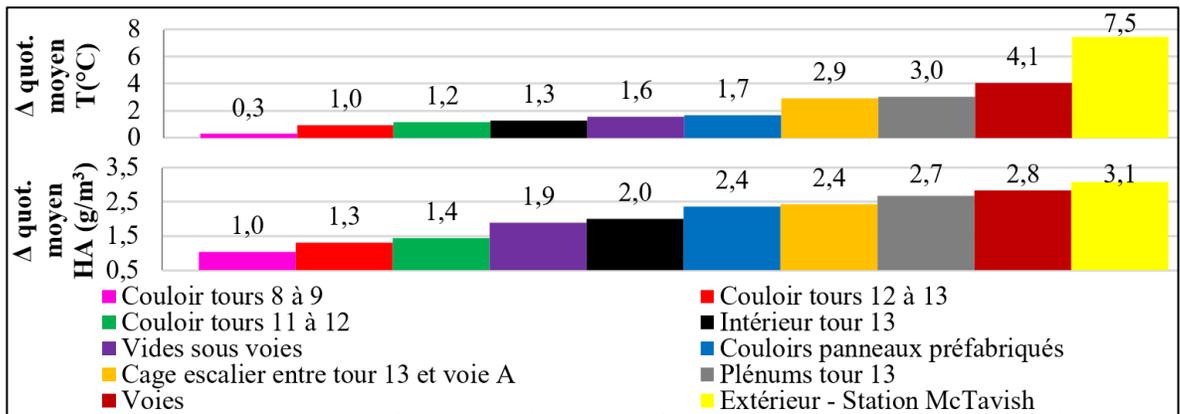
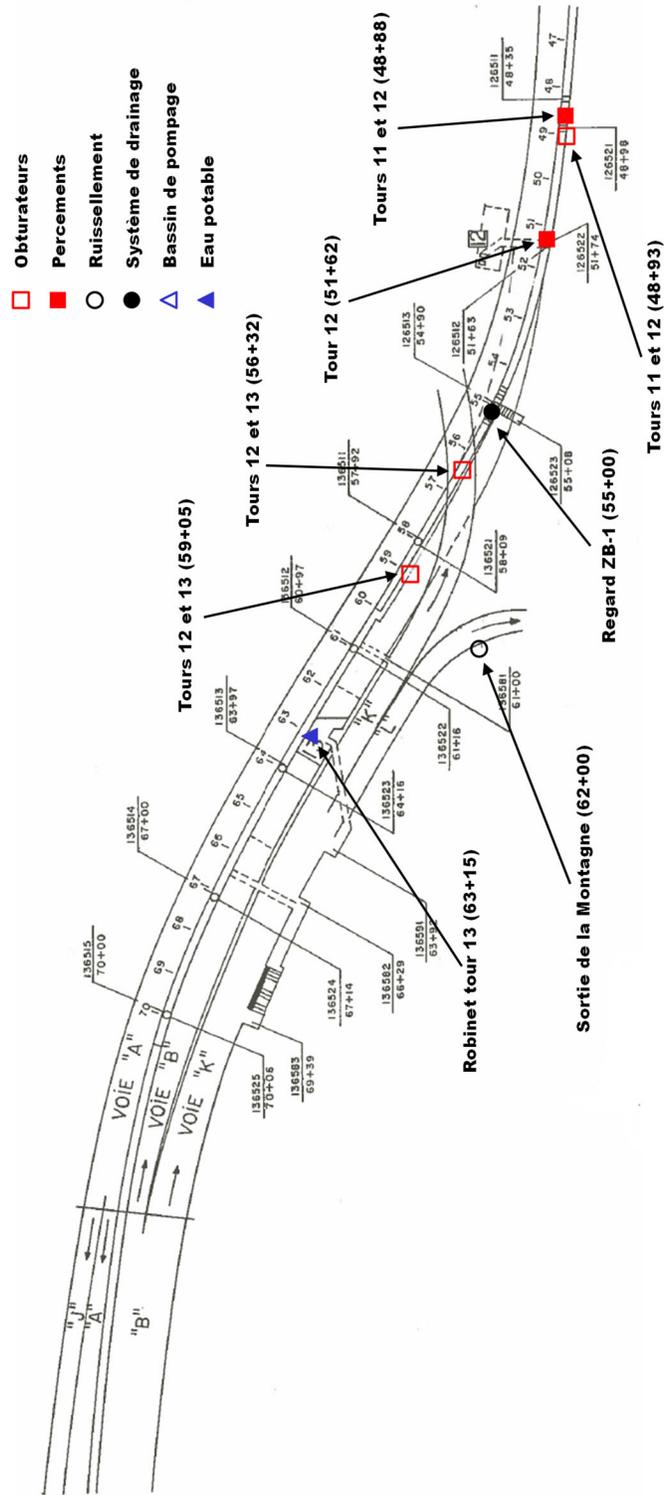


Figure A.3 Écart quotidiens moyens de T et de HA.

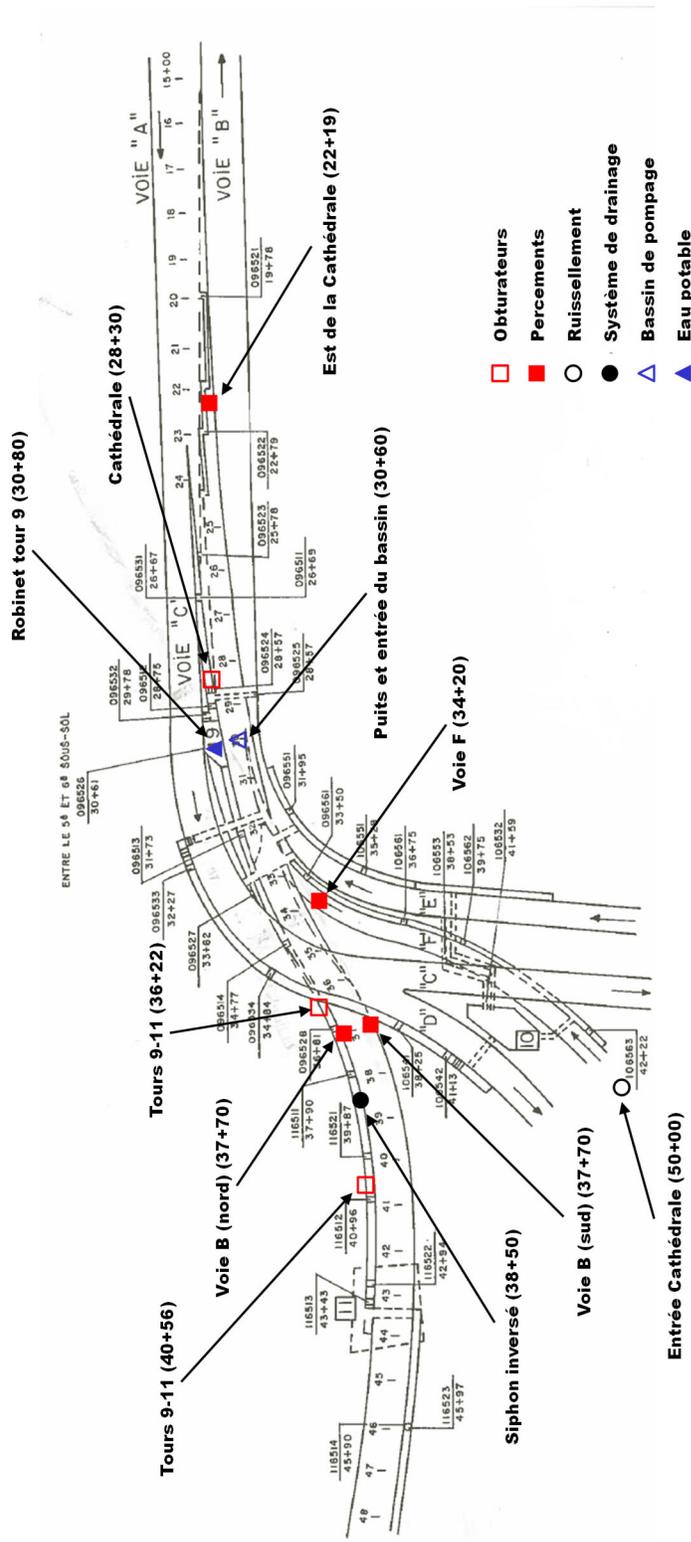
**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

ANNEXE B
POINTS D'ÉCHANTILLONNAGE D'EAU

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**



**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**



ANNEXE C
RÉSULTATS DES ANALYSES D'EAU

**INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS**

Date	14-mai-18	25-juil-18	26-sept-19	12-juin-20	12-juin-20	12-juin-20
Point d'échantillonnage	Eau potable (tour 9, sans laisser couler)	Eau potable (tour 9)	Eau potable (tour 13)	Eau potable (tour 13)	Obturateur tours 12-13 (59+01)	Obturateur tours 11-12 (48+93)
Na ⁺ (mg/L)	12,9	16,5	15,0	13,8	1 600	195,0
K ⁺ (mg/L)	1,37	1,40	1,45	1,34	43,0	29,4
Ca ²⁺ (mg/L)	35,3	45,9	29,3	28,3	189,0	12,7
Mg ²⁺ (mg/L)	7,45	8,82	7,94	7,22	80,3	14,4
Zn (µg/L)		< 3	5	3	0,01	< 3
Alcalinité (mg/L - CaCO ₃)	89	87	92	88	297	332
HCO ₃ ⁻ (mg/L)	52	53	56	54	181	202
Cl ⁻ (mg/L)	23,7	28,0	26,9	26,9	2370	98,2
SO ₄ ²⁻ (mg/L)	20,7	23,7	24,3	21,3	1100	146
Conductivité (µS/cm)	156		324	320	8830	1205
pH	8,07		7,99	7,53	7,95	9,39
Solide totaux (mg/L)	174	174	174	196	5710	722
Chlore total (mg/L)	0,08	0,35	1,07	0,22	0,01	0,21
Chlore libre (mg/L)	0,06	0,19	0,86	0,11	< 0,01	< 0,01
Trihalométhanes totaux (µg/L)	49,5	33,0	40,3	43,8	< 1,0	< 1,0
Chloroforme (µg/L)	37,5	18,9	22,4	28,2	< 1,0	< 1,0
Bromodichlorométhane (µg/L)	9,7	8,8	10,4	10,9	< 1,0	< 1,0
Dibromochlorométhane (µg/L)	2,3	5,3	6,2	4,7	< 1,0	< 1,0
Bromoforme (µg/L)	< 1,0	< 1,0	1,3	< 1,0	< 1,0	< 1,0
Coliformes fécaux (ufc/mL)			ND	ND	ND	ND
² H (‰ VSMOW)	-56,1	-49,3	-48,2	-53,0	-73,0	-59,1
¹⁸ O (‰ VSMOW)	-7,5	-6,6	-6,2	-7,0	-10,5	-8,2

INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS

Date	12-juin-20	12-juin-20	14-mai-18	2018-07-25 17h40	2018-07-25 17h50	2018-07-25 18h00
Point d'échantillonnage	Percement tours 11 et 12 (48+88)	Sortie du siphon inversé (38+50)	Bassin station de pompage (puits)	Bassin station de pompage (puits)	Bassin station de pompage (puits)	Bassin station de pompage (puits)
Na ⁺ (mg/L)	345	426	183	118		113
K ⁺ (mg/L)	14,1	1,89	5,94	5,20		5,30
Ca ²⁺ (mg/L)	167,0	132,0	99,4	68,0		66,0
Mg ²⁺ (mg/L)	66,8	44,5	30,7	21,2		20,3
Zn (µg/L)	< 3	4	5	31		34
Alcalinité (mg/L - CaCO ₃)	333	243	173	127		122
HCO ₃ ⁻ (mg/L)	203	148	98	77		74
Cl ⁻ (mg/L)	523	745	334	231		222
SO ₄ ²⁻ (mg/L)	500	261	189	132		125
Conductivité (µS/cm)	3070	3290	1600	1141	1078	1102
pH	7,32	8,02	7,93	8,10	8,10	8,10
Solide totaux (mg/L)	1950	2020	1030	736		788
Chlore total (mg/L)	0,06	0,09	0,03			
Chlore libre (mg/L)	0,03	0,06	< 0,01			
Trihalométhanes totaux (µg/L)	< 1,0	< 1,0	13,2			
Chloroforme (µg/L)	< 1,0	< 1,0	10,2			
Bromodichlorométhane (µg/L)	< 1,0	< 1,0	3,0			
Dibromochlorométhane (µg/L)	< 1,0	< 1,0	< 1,0			
Bromoforme (µg/L)	< 1,0	< 1,0	< 1,0			
Coliformes fécaux (ufc/mL)	ND	2				
² H (‰ VSMOW)	-65,0	-63,6	-58,6	-47,3	-47,1	-47,1
¹⁸ O (‰ VSMOW)	-9,1	-8,7	-8,0	-6,4	-6,4	-6,4

INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS

Date	2018-07-25 18h10	2018-07-25 18h20	2018-07-25 18h30	26-sept-19	12-juin-20	26-sept-19
Point d'échantillonnage	Bassin station de pompage (puits)	Bassin station de pompage (puits)	Bassin station de pompage (puits)	Bassin station de pompage (entrée)	Bassin station de pompage (puits)	Bassin station de pompage (puits)
Na ⁺ (mg/L)			105	141	231	147
K ⁺ (mg/L)			5,1	5,4	2,1	5,9
Ca ²⁺ (mg/L)			52	86	94	87
Mg ²⁺ (mg/L)			15,5	28,5	36,6	29,3
Zn (µg/L)			64	7	4	6
Alcalinité (mg/L - CaCO ₃)			101	166	174	163
HCO ₃ ⁻ (mg/L)			62	101	106	99
Cl ⁻ (mg/L)			203	242	424	246
SO ₄ ²⁻ (mg/L)			104	173	229	170
Conductivité (µS/cm)	1013	991	985	1560	2180	1540
pH	8,00	8,10	8,00	7,80	8,11	8,00
Solide totaux (mg/L)			662	858	1350	886
Chlore total (mg/L)				0,04	0,05	0,09
Chlore libre (mg/L)				0,02	0,03	0,04
Trihalométhanes totaux (µg/L)				2,2	2,5	1,4
Chloroforme (µg/L)				2,2	2,5	1,4
Bromodichlorométhane (µg/L)				< 1,0	< 1,0	< 1,0
Dibromochlorométhane (µg/L)				< 1,0	< 1,0	< 1,0
Bromoforme (µg/L)				< 1,0	< 1,0	< 1,0
Coliformes fécaux (ufc/mL)				9	5	> 500
² H (‰ VSMOW)	-48,3	-48,5	-48,2	-51,4	-58,1	-51,0
¹⁸ O (‰ VSMOW)	-6,5	-6,3	-6,2	-6,7	-7,9	-6,6

INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS

Date	14-mai-18	14-mai-18	08-août-18	26-sept-18	12-juin-20	14-mai-18
Point d'échantillonnage	Regard ZB1 (55+00)	Percement voie B (nord)	Percement voie B (nord)	Percement voie B (nord)	Percement voie B (nord)	Percement voie B (sud)
Na ⁺ (mg/L)	50,1	80,3	64,9	128	107	287
K ⁺ (mg/L)	1,82	2,71	3,39	< 5	3,86	9,96
Ca ²⁺ (mg/L)	42,8	47,7	41,7	93	70	185
Mg ²⁺ (mg/L)	10,8	11,9	16,5	31	23,1	67,2
Zn (µg/L)	< 3	< 3	< 3	< 3	< 3	< 3
Alcalinité (mg/L - CaCO ₃)	116	111	119	157	131	260
HCO ₃ ⁻ (mg/L)	67	63	73	96	80	148
Cl ⁻ (mg/L)	86,7	147	113	233	205	609
SO ₄ ²⁻ (mg/L)	46,9	85,4	76,4	193	134	400
Conductivité (µS/cm)	607	822	750	1494	1153	
pH	7,99	7,59	7,70	7,25	7,92	7,13
Solide totaux (mg/L)	334	534	460	940	736	1910
Chlore total (mg/L)	0,31	0,21	0,47	0,15	0,13	0,03
Chlore libre (mg/L)	0,19	0,22	0,39	0,02	0,10	0,02
Trihalométhanes totaux (µg/L)	18,5	59,0	29,6	12,4	28,4	3,1
Chloroforme (µg/L)	13,0	36,6	17,5	6,4	18,8	3,1
Bromodichlorométhane (µg/L)	3,9	14,3	7,3	3,6	6,9	< 1,0
Dibromochlorométhane (µg/L)	1,6	6,7	4,8	2,4	2,7	< 1,0
Bromoforme (µg/L)	< 1,0	1,4	< 1,0	< 1,0	< 1,0	< 1,0
Coliformes fécaux (ufc/mL)					ND	
² H (‰ VSMOW)	-56,3	-57,7	-50,3	-51,6	-54,0	-59,7
¹⁸ O (‰ VSMOW)	-7,6	-7,7	-6,6	-6,8	-7,0	-8,1

INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS

Date	26-sept-18	12-juin-20	14-mai-18	26-sept-19	12-juin-20	26-sept-19
Point d'échantillonnage	Percement voie B (sud)	Percement voie B (sud)	Percement voie F (est)	Percement voie F	Percement voie F	Plénum voie B. infiltration odeur de soufre
Na ⁺ (mg/L)	219	258	312	119	128	304
K ⁺ (mg/L)	7,70	8,36	8,74	5,48	5,26	11,90
Ca ²⁺ (mg/L)	166	180	200	102	122	106
Mg ²⁺ (mg/L)	54,0	54,8	74,3	40,0	38,0	40,0
Zn (µg/L)	< 3	< 3	< 3	< 3	< 3	< 3
Alcalinité (mg/L - CaCO ₃)	236	240	274	187	180	251
HCO ₃ ⁻ (mg/L)	144	146	162	114	110	153
Cl ⁻ (mg/L)	431	502	626	196	279	430
SO ₄ ²⁻ (mg/L)	388	370	486	234	242	291
Conductivité (µS/cm)	2520	2660	2760	1504	1584	2430
pH	7,13	7,37	7,27	7,20	7,73	7,41
Solide totaux (mg/L)	1660	1760	2030	922	1110	1410
Chlore total (mg/L)	0,10	0,09	0,01	< 0,01	0,07	0,07
Chlore libre (mg/L)	0,03	0,01	0,01	< 0,01	0,06	0,06
Trihalométhanes totaux (µg/L)	1,6	3,7	1,0	4,3	5,0	< 1,0
Chloroforme (µg/L)	1,6	3,7	1,0	4,3	5,0	< 1,0
Bromodichlorométhane (µg/L)	< 1,0	< 1,0	< 1,0	< 1,0	< 1,0	< 1,0
Dibromochlorométhane (µg/L)	< 1,0	< 1,0	< 1,0	< 1,0	< 1,0	< 1,0
Bromoforme (µg/L)	< 1,0	< 1,0	< 1,0	< 1,0	< 1,0	< 1,0
Coliformes fécaux (ufc/mL)	ND	ND		ND	ND	ND
² H (‰ VSMOW)	-55,7	-58,6	-59,3	-50,7	-55,1	-56,3
¹⁸ O (‰ VSMOW)	-7,6	-8,0	-8,1	-6,6	-7,5	-7,6

INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS

Date	14-mai-18	26-sept-19	12-juin-20	26-sept-19	12-juin-20	08-août-18
Point d'échantillonnage	Perçement tour 12	Perçement tour 12	Perçement tour 12	Perçement à l'est de la Cathédrale	Perçement à l'est de la Cathédrale	Obturbateur tours 9-11 (36+22)
Na ⁺ (mg/L)	423	401	340	104	100	731
K ⁺ (mg/L)	11,0	14,8	3,8	< 5	< 5	22
Ca ²⁺ (mg/L)	207	161	136	58	68	119
Mg ²⁺ (mg/L)	72,7	59,1	59,6	23,0	23,6	68,1
Zn (µg/L)	6	< 3	< 3	< 3	< 3	15
Alcalinité (mg/L - CaCO ₃)	411	397	361	203	161	209
HCO ₃ ⁻ (mg/L)	237	242	220	124	98	127
Cl ⁻ (mg/L)	792	568	502	142	200	1240
SO ₄ ²⁻ (mg/L)	416	392	354	82,9	88,7	384
Conductivité (µS/cm)	3400	3420	2810	1050	1105	4790
pH	7,22	7,16	7,44	7,51	7,88	7,48
Solide totaux (mg/L)	2330	2010	1760	582	682	2870
Chlore total (mg/L)	0,31	0,14	0,42	0,09	0,04	0,05
Chlore libre (mg/L)	0,11	0,07	0,04	0,06	0,03	< 0,01
Trihalométhanes totaux (µg/L)	< 1,0	< 1,0	< 1,0	2,3	1,7	< 1,0
Chloroforme (µg/L)	< 1,0	< 1,0	< 1,0	2,3	1,7	< 1,0
Bromodichlorométhane (µg/L)	< 1,0	< 1,0	< 1,0	< 1,0	< 1,0	< 1,0
Dibromochlorométhane (µg/L)	< 1,0	< 1,0	< 1,0	< 1,0	< 1,0	< 1,0
Bromoforme (µg/L)	< 1,0	< 1,0	< 1,0	< 1,0	< 1,0	< 1,0
Coliformes fécaux (ufc/mL)		1	ND			
² H (‰ VSMOW)	-69,3	-65,3	-69,2	-50,6	-53,4	-57,2
¹⁸ O (‰ VSMOW)	-9,7	-9,2	-9,8	-6,4	-7,1	-7,8

INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS

Date	08-août-18	26-sept-19	12-juin-20	26-sept-19	12-juin-20	26-sept-19
Point d'échantillonnage	Obturbateur tours 9-11 (40+56)	Obturbateur tours 9-11 (40+56)	Obturbateur tours 9-11 (40+56)	Obturbateur Cathédrale (28+30)	Obturbateur Cathédrale (28+30)	Obturbateur tours 12-13 (56+32)
Na ⁺ (mg/L)	237	292	14,4	54,6	68,6	958
K ⁺ (mg/L)	9,70	8,41	1,37	5,44	2,75	17,9
Ca ²⁺ (mg/L)	105	123	29,6	40,0	32,4	165
Mg ²⁺ (mg/L)	53,6	61,0	7,45	13,8	13,7	60,8
Zn (µg/L)	16	17	3	< 3	6	4
Alcalinité (mg/L - CaCO ₃)	214	238	207	152	143	409
HCO ₃ ⁻ (mg/L)	130	145	126	93	87	249
Cl ⁻ (mg/L)	392	443	496	76,4	88,8	1250
SO ₄ ²⁻ (mg/L)	284	371	320	46,7	56,8	673
Conductivité (µS/cm)	2060	2640	2510	651	687	5960
pH	7,38	7,30	7,56	7,80	7,93	7,11
Solide totaux (mg/L)	1360	1610	1520	358	356	3580
Chlore total (mg/L)	0,02	0,10	0,16	0,04	0,05	0,13
Chlore libre (mg/L)	< 0,01	0,02	0,14	< 0,01	0,03	0,16
Trihalométhanes totaux (µg/L)	2,7	2,3	2,7	< 1,0	< 1,0	< 1,0
Chloroforme (µg/L)	2,7	2,3	2,7	< 1,0	< 1,0	< 1,0
Bromodichlorométhane (µg/L)	< 1,0	< 1,0	< 1,0	< 1,0	< 1,0	< 1,0
Dibromochlorométhane (µg/L)	< 1,0	< 1,0	< 1,0	< 1,0	< 1,0	< 1,0
Bromoforme (µg/L)	< 1,0	< 1,0	< 1,0	< 1,0	< 1,0	< 1,0
Coliformes fécaux (ufc/mL)		ND	ND	ND	ND	ND
² H (‰ VSMOW)	-52,5	-53,9	-56,6	-49,7	-54,1	-69,0
¹⁸ O (‰ VSMOW)	-7,1	-7,4	-7,4	-6,4	-7,1	-9,7

INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS

Date	12-juin-20	2018-07-25 17h40	2018-07-25 17h50	2018-07-25 18h00	2018-07-25 18h10	2018-07-25 17h40
Point d'échantillonnage	Obturbateur tours 12-13 (56+32)	Ruissellement (Entrée Cathédrale)	Ruissellement (Entrée Cathédrale)	Ruissellement (Entrée Cathédrale)	Ruissellement (Entrée Cathédrale)	Ruissellement (Sortie de la Montagne)
Na ⁺ (mg/L)	1160	5,58		5,2	3,22	2,77
K ⁺ (mg/L)	0,95	1,30		1,05	0,94	1,08
Ca ²⁺ (mg/L)	174	10,3		12,1	36,7	7,23
Mg ²⁺ (mg/L)	73,7	1,15		0,953	4,59	0,434
Zn (µg/L)	4	22		57	107	36
Alcalinité (mg/L - CaCO ₃)	450	23,2		32,7	40,7	21,8
HCO ₃ ⁻ (mg/L)	274	14,1		19,9	24,8	13,3
Cl ⁻ (mg/L)	1350	10,5		10,8	8,5	6,5
SO ₄ ²⁻ (mg/L)	1210	10,2		7,8	6,2	5
Conductivité (µS/cm)	6660	85	76	86	62	60
pH	7,2	8,8	8,7	8,7	9	7,4
Solide totaux (mg/L)	4370	314		142	304	106
Chlore total (mg/L)	0,07					
Chlore libre (mg/L)	0,04					
Trihalométhanes totaux (µg/L)	<1,0					
Chloroforme (µg/L)	<1,0					
Bromodichlorométhane (µg/L)	<1,0					
Dibromochlorométhane (µg/L)	<1,0					
Bromoforme (µg/L)	<1,0					
Coliformes fécaux (ufc/mL)	ND					
² H (‰ VSMOW)	-78,9	-52,4	-48,5	-53,7	-50,6	-53,5
¹⁸ O (‰ VSMOW)	-11,4	-7,0	-6,5	-7,6	-7,2	-7,5

INFILTRATIONS D'EAU DANS LE TUNNEL VILLE-MARIE :
CARACTÉRISATION ET PISTES DE SOLUTIONS

Date	2018-07-25 17h50	2018-07-25 18h00	2018-07-25 18h10	2018-07-25 18h20	2018-07-25 18h30
Point d'échantillonnage	Ruissellement (Sortie de la Montagne)				
Na ⁺ (mg/L)		10,4			26
K ⁺ (mg/L)		1,04			1,77
Ca ²⁺ (mg/L)		7,27			12,6
Mg ²⁺ (mg/L)		0,346			0,541
Zn (µg/L)		37			53
Alcalinité (mg/L - CaCO ₃)		17,2			32,4
HCO ₃ ⁻ (mg/L)		10,5			19,7
Cl ⁻ (mg/L)		20,6			41,9
SO ₄ ²⁻ (mg/L)		8,7			19,7
Conductivité (µS/cm)	99	101	137	162	218
pH	8,1	8,7	8,3	8,1	7,8
Solide totaux (mg/L)		68			130
Chlore total (mg/L)					
Chlore libre (mg/L)					
Trihalométhanes totaux (µg/L)					
Chloroforme (µg/L)					
Bromodichlorométhane (µg/L)					
Dibromochlorométhane (µg/L)					
Bromoforme (µg/L)					
Coliformes fécaux (ufc/mL)					
² H (‰ VSMOW)	-48,3	-52,1	-53,7		-54,5
¹⁸ O (‰ VSMOW)	-6,9	-7,4	-7,8		-7,7