



Étude de faisabilité technique et des coûts sur le cycle de vie d'un tunnel entre les villes de Lévis et de Québec

Rapport final

2016-04-11



Dossier : 6605-15-AH01

Projet P5039

Étude de faisabilité technique et des coûts sur le cycle de vie d'un tunnel entre les villes de Lévis et de Québec

Rapport final

2016-04-11

Révision éditoriale

2016-09-12



Étude de faisabilité technique et des coûts sur le cycle de vie d'un tunnel entre les villes de Lévis et de Québec

Rapport final

Préparé par :

Bruno Massicotte, ing., Ph.D.
Professeur titulaire

Le Ministère n'assume aucune responsabilité quant aux erreurs linguistiques que ce rapport, rédigé par un tiers, pourrait contenir.

ÉTUDE DE FAISABILITÉ TECHNIQUE ET DES COÛTS SUR LE CYCLE DE VIE D'UN TUNNEL
ENTRE LES VILLES DE LÉVIS ET DE QUÉBEC
RAPPORT FINAL – 2016-04-11

SOMMAIRE

Le ministère des Transports, de la Mobilité durable et de l'Électrification des transports du Québec (MTMDET) a retenu les services de l'École Polytechnique de Montréal pour réaliser un mandat d'expertise visant à déterminer la faisabilité technique d'un tunnel sous le fleuve entre Québec et Lévis, et d'en estimer les coûts sur le cycle de vie à l'étape de préfaisabilité. Le mandat se concentre spécifiquement sur la faisabilité technique d'un tunnel sous le fleuve en présence de différents types de sols rencontrés, de la sensibilité de l'ouvrage en cas de séisme majeur et des coûts associés à la méthode d'excavation et aux dispositions constructives particulières nécessaires, sur la base des connaissances actuelles.

L'étude arrive à la conclusion qu'un tel projet est faisable techniquement, que les coûts de construction s'élèveraient à près de 4.0G\$ alors que les coûts totaux sur un cycle de vie de 100 ans sont évalués à environ 6.3G\$ (\$2016). Toutefois le manque d'information sur la nature des sols ne permet pas de conclure de manière définitive sur la solution technique devant être retenue.

À ce stade des études, seul le tracé sous le fleuve passant à l'ouest de la pointe de l'île d'Orléans a été retenu afin de compléter la ceinture périphérique autour des grandes villes des deux rives rejoignant l'autoroute A40 à l'autoroute A20. Rive nord, le tracé débute au niveau de l'échangeur des autoroutes 40/440 à Beauport passant à l'extrémité ouest de l'île d'Orléans à une profondeur d'environ 75 m pour émerger au sud de la route 132 à l'est de la route Lallemand assurant un raccordement avec l'autoroute 20 proche de l'échangeur Lallemand. D'une distance en tunnel d'environ 7.8 km, le choix d'un tunnel foré par un tunnelier s'avère la meilleure stratégie en tenant compte des critères géologiques et géotechniques du sol traversé, des exigences environnementales, des coûts et des délais.

Dans l'éventualité où le Gouvernement du Québec décidait de compléter les études de préfaisabilité, les étapes suivantes devraient être suivies :

1. réalisation d'investigations géotechniques visant à bien cartographier la nature des sols, la profondeur du roc et la mesure des propriétés des dépôts meubles et du roc sur le site;
2. détermination de l'amplitude du séisme de conception et évaluation du comportement du tunnel dans la zone des dépôts meubles dans l'éventualité d'un tel séisme;
3. réalisation d'une analyse exhaustive de la planification des transports;
4. établissement des besoins relativement à la configuration des voies et leur usage prévisible pour la moitié du cycle de vie;
5. évaluation des besoins en ventilation et systèmes de sécurité pour les usagers;
6. réalisation d'analyses plus raffinées de la circulation dans les échangeurs;
7. mise à jour du tracé et de la section du tunnel, de la localisation et de la géométrie des échangeurs.

TABLE DES MATIÈRES

SOMMAIRE.....	1
1 INTRODUCTION	1
1.1 Contexte de l'étude.....	1
1.2 Historique des liens routiers à Québec.....	1
1.3 Description du projet.....	3
1.3.1 Localisation.....	3
1.3.2 Choix du tracé	3
1.3.3 Exigences.....	4
1.3.4 Contraintes	5
1.3.5 Section type analysée.....	6
1.4 Mandat.....	7
1.5 Portée du présent rapport	8
1.6 Réalisation du mandat	10
1.6.1 Méthodologie	10
1.6.2 Choix des experts	10
1.7 Organisation du rapport	11
2 CONDITIONS GÉOLOGIQUES ET GÉOTECHNIQUES	12
2.1 Introduction	12
2.2 Informations géotechniques disponibles.....	12
2.3 Caractéristiques du site	14
2.3.1 Topographie et bathymétrie.....	14
2.3.2 Profils longitudinaux.....	15
2.3.3 Dépôts meubles.....	17
2.3.4 Socle rocheux et failles.....	19
2.3.5 Interprétation géologique	23

2.4	Comportement en cas de séisme majeur	24
2.4.1	Exigences de conception parasismique.....	24
2.4.2	Magnitude de conception.....	24
2.4.3	Modes de rupture et stabilité sismique du tunnel.....	26
2.4.4	Potentiel de liquéfaction des sols.....	26
2.4.5	Projets de tunnel avec des conditions géotechniques similaires	27
2.4.6	Mitigation des effets de la liquéfaction	28
2.4.7	Sommaire.....	29
3	CARACTÉRISTIQUES DU TUNNEL.....	31
3.1	Introduction	31
3.2	Description de l'ouvrage souterrain	32
3.2.1	Section transversale	33
3.2.2	Tracé en plan – Alignement horizontal.....	37
3.2.3	Profil en long – Alignement vertical	39
3.2.4	Capacité pratique d'une chaussée du tunnel	40
3.2.5	Axes d'optimisation de la section.....	41
3.3	Construction	46
3.3.1	Méthode d'excavation et construction	46
3.3.2	Structures de génie civil	49
3.3.3	Ventilation temporaire	54
3.3.4	Puits de ventilation intermédiaire	54
3.3.5	Gestion des déblais.....	55
3.3.6	Planning prévisionnel des travaux.....	55
3.4	Exigences opérationnelles et de sécurité	56
3.4.1	Approche intégrée	56
3.4.2	Classification du tunnel et exigence de sécurité	60
3.4.3	Ventilation.....	63
3.4.4	Système de signalisation et comportement humain	68
3.4.5	Infiltration d'eau souterraine et système de drainage	70
3.4.6	Éclairage – Visibilité	71
3.4.7	Système de données et de contrôle	72

3.4.8	Alimentation électrique	72
3.4.9	Contexte climatique québécois	72
3.5	Aspects environnementaux.....	73
4	ÉVALUATION DES COÛTS	74
4.1	Coûts de construction	74
4.1.1	Généralités	74
4.1.2	Travaux d'excavation et de soutènement	74
4.1.3	Structure du tunnel.....	78
4.1.4	Systèmes mécaniques et électriques	80
4.1.5	Aménagements routiers.....	81
4.1.6	Autres coûts.....	84
4.1.7	Sommaire des coûts	85
4.1.8	Comparaison avec les coûts d'autres tunnels.....	87
4.2	Coûts annuels.....	89
4.2.1	Coûts d'opération	89
4.2.2	Coûts de maintenance.....	89
4.3	Coûts sur le cycle de vie	91
4.3.1	Principes	91
4.3.2	Coûts du projet	92
5	ÉVALUATION DU CONCEPT PROPOSÉ.....	93
5.1	Risques de construction d'un tunnel	93
5.1.1	Risques de variation des coûts de construction	93
5.1.2	Risques de variation des coûts d'opération	93
5.2	Études géotechniques additionnelles	94
5.2.1	Situation.....	94
5.2.2	Investigations géotechniques	95
5.2.3	Comportement sismique des sols liquéfiables	96
5.2.4	Mitigation de l'effet des séismes	96

5.3	Études techniques additionnelles.....	97
5.3.1	Besoins et critères de conception	97
5.3.2	Tracé	99
5.3.3	Comportement d'un tunnel dans un sol lors d'un séisme majeur	99
5.3.4	Ventilation.....	100
5.3.5	Sécurité des usagers	100
5.3.6	Conditions d'opération.....	100
5.4	Échéancier.....	101
6	CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS	102
6.1	Conclusions.....	102
6.2	Recommandations	103
	ANNEXE 1 – LISTE DES DOCUMENTS CONSULTÉS	104
	ANNEXE 2 – HYPOTHÈSES DE CALCUL DES COÛTS DU TUNNEL.....	109



1 INTRODUCTION

1.1 CONTEXTE DE L'ÉTUDE

L'historique du développement des liens routiers entre les rives sud et nord à Québec présenté dans la section suivante permet de situer cette étude dans le continuum des études et projets réalisés afin d'assurer la fluidité de la circulation dans la région de Québec. Le rapport permet d'actualiser l'ensemble des études réalisées depuis presque un demi-siècle sur l'élaboration d'un troisième lien entre Québec et Lévis à la lumière des informations récentes disponibles sur la particularité du site et des avancées technologiques récentes.

Dans le contexte spécifique du développement d'un troisième lien routier, l'étude présentée dans ce rapport répond à la question de la faisabilité technique de la construction d'un tunnel autoroutier et établit le coût sur le cycle de vie de l'ouvrage projeté en fonction des paramètres et données disponibles. Toutefois, dû aux caractéristiques particulières des sols à traverser et aux conditions géologiques du site, ce rapport identifie les éléments techniques non disponibles qui sont requis pour apporter une réponse complète afin d'évaluer l'ensemble des défis que le projet comporte, et ce, afin de diminuer les incertitudes et de s'assurer de faire une évaluation juste des coûts.

Dans un tel contexte, la présente étude doit être considérée comme une étape des études de préfaisabilité d'un projet d'une telle envergure. Pour la suite, des investigations sur le terrain, des analyses additionnelles et une définition plus raffinée des besoins seront nécessaires.

1.2 HISTORIQUE DES LIENS ROUTIERS À QUÉBEC

Dans la région de Québec, les seuls liens routiers permettant la traversée entre la rive nord et sud du fleuve St-Laurent se situent au même endroit, là où les deux rives sont les plus proches, créant un goulot d'étranglement d'une circulation convergente. Le premier lien inter-rives a été rendu possible à la suite de la construction du pont de Québec en 1917. Suite à la seconde guerre mondiale, la forte expansion démographique et le développement considérable de la circulation automobile dans la région de Québec ont conduit très rapidement à envisager une deuxième liaison inter-rives.

En 1964, le gouvernement annonce l'aménagement d'une nouvelle liaison entre la rive nord et sud par la construction d'un pont suspendu connexe au premier pour désengorger le pont de Québec. En 1968, alors que le processus de construction du pont Frontenac (rebaptisé Pierre-Laporte) a démarré, la firme de génie-conseil Vandry-Jobin remet un ambitieux plan de circulation et de transport de la région métropolitaine de Québec à la Commission d'aménagement de Québec et au ministère de la Voirie (actuellement MTMDet) pour fournir des solutions aux problèmes de congestion grandissante. Plusieurs



autoroutes présentes actuellement dans la région métropolitaine de Québec ont été le fruit de ces recommandations.

En 1979, la firme Vandry-Jobin remet à nouveau un rapport d'étude plus détaillé sur les possibilités d'un lien inter-rives. Plusieurs solutions tunnels y sont présentées, dont toutes passent par l'Île-d'Orléans. Dans le cadre de leur étude, des forages furent exécutés dans le chenal de l'Île-d'Orléans à l'extrémité ouest de l'île.

Vingt plus tard, en 1999, la firme de génie-conseil Tecsult remet un rapport d'étude de préfaisabilité d'un nouveau lien sous-fluvial commandé par le Comité du lien sous-fluvial à l'est de Lévis-Québec. Aucun nouveau forage n'est effectué lors de cette étude basée uniquement sur l'ensemble des données collectées et disponibles de l'époque. Le mandat consistait à actualiser le concept en fonction des dernières connaissances et technologies disponibles à la fin du XX^{ème} siècle dans le domaine des tunnels. La solution proposée consistait en un tunnel bitubes forés (diamètre de forage de 11 m) au tunnelier sur une longueur de 7.1 km reliant Beauport à l'est de Lévis en passant par la pointe de l'Île-d'Orléans. Sur la base des connaissances de l'époque, Tecsult estime le coût global de réalisation (tunnel, portails, et nouveaux échangeurs) à 750 M\$₁₉₉₉, en notant que ce coût représente une limite inférieure compte tenu du manque d'information sur la géologie du site.

Aucune étude des coûts du cycle de vie de la solution n'avait été proposée. Tecsult note que le coût unitaire dans les sols meubles pourrait aller jusqu'au double de cette évaluation. De surcroît, le degré de raffinement de l'analyse des coûts présentée n'est pas suffisamment raffiné pour fournir un bon indicatif du coût global vu la complexité du projet. En effet, le calcul du coût a été déduit de la simple comparaison des coûts au mètre linéaire de deux tunnels réalisés dans le monde à l'aide d'un tunnelier à cette époque. Sur ces deux tunnels, seul le Tunnel de Caluire (1999, Lyon, France) est un lien routier sous-fluvial. Cependant, la longueur forée sous-fluviale du tunnel de Caluire est inférieure à 10% de la longueur totale du tunnel et se situe dans une zone de sismicité faible. Or dans le cas d'un tunnel Québec-Lévis au moins un tiers du tracé s'effectue dans des dépôts meubles sous fluviaux dans une zone à sismicité modérée. Depuis la publication de ce rapport, aucune autre étude n'a été entreprise spécifiquement sur un nouveau lien Québec-Lévis.

Dans les dernières 15 années, de nouvelles investigations géologiques et géotechniques ont été effectuées dans le cadre des études pour le remplacement du pont de l'Île-d'Orléans dans des zones situées plus en l'aval de l'axe du tunnel considéré. Plusieurs forages ont été exécutés entre 2002 et 2012, alors que des relevés de géophysique sismique-réfraction localisés essentiellement dans l'axe du pont actuel (Long, 2011a et 2011b) ont été réalisés. Ces investigations ont permis d'obtenir diverses informations sur les différentes couches de dépôts meubles, ainsi que sur la profondeur et caractéristiques du socle rocheux. Les rapports d'étude de LeBœuf (2003, 2006 et 2009) contiennent également des informations géotechniques en relation avec le potentiel de liquéfaction du sol. Des études complémentaires réalisées par le MTQ par Pelletier et Desgagnés (2011 et 2012) présentent un bilan des conditions géotechniques du site.

Alors qu'à la fin du XX^{ème} siècle, il n'était pas encore envisageable de pouvoir réaliser un tunnel foré de 15 m de diamètre, la technologie des tunneliers a franchi un nouveau cap depuis le début du XXI^{ème}. Actuellement, on compte dans le monde une quinzaine de



tunnels forés au tunnelier de diamètre égal ou supérieur à 15 m, construits ou en cours de construction. La technologie des tunneliers a grandement évolué. Il est maintenant possible de forer de gros diamètres dans un sol meuble ou dans des sols variables, malgré la présence de fortes pressions hydrostatiques, tout en garantissant un niveau de sécurité accrue par le développement de systèmes de contrôle et des processus de consolidation des sols de plus en plus sophistiqués.

Les études réalisées dans ce projet ont amené le ministère des Transports, de la Mobilité durable et de l'Électrification des transports du Québec (Ministère) à retenir les services du professeur Bruno Massicotte de l'École Polytechnique de Montréal pour réaliser un mandat d'expertise visant à actualiser la dernière étude réalisée par la firme Tecsub en 1999 du lien sous-fluvial entre Beauport et l'est de Lévis. Cette nouvelle étude se concentre sur la faisabilité technique d'un tunnel foré devant traverser des failles géologiques et une zone de sable liquéfiable en cas d'un séisme majeur prévisible pour ce site. Une étude du coût sur le cycle de vie sera présentée selon la section transversale retenue.

1.3 DESCRIPTION DU PROJET

1.3.1 LOCALISATION

Ce choix de localisation permet de créer une ceinture périphérique entre les autoroutes 20 et 40 pour mieux répartir le flux de circulation inter-rives. Il est essentiel que ce nouveau lien se raccorde directement aux autoroutes existantes, tel que déjà mentionné dans l'étude de Vandry-Jobin (1968). Les possibilités de raccordement restent cependant limitées pour garantir que la circulation reste fluide aux deux extrémités du nouveau lien.

1.3.2 CHOIX DU TRACÉ

En 1999, le Comité du lien sous fluvial à l'est de Lévis-Québec confie le mandat d'étude du concept d'un tunnel à la firme d'ingénieurs Tecsub, la dernière étude sur cette option. L'axe retenu dans leur rapport consiste en un tunnel qui relie la rive nord au niveau de l'échangeur des autoroutes 40/440 à Beauport, qui passe sous la pointe ouest de l'Île-d'Orléans pour rejoindre la rive sud selon deux options : à l'est de la route Lallemant, assurant un raccordement avec l'autoroute 20 à l'échangeur Lallemant, ou plus à l'ouest pour atteindre la rue Monseigneur Bourget. Pour la présente étude, l'option d'un tunnel émergeant au niveau de la route Lallemant a été retenue par le Ministère.

Dans la présente étude différents tracés ont été regardés et plusieurs alternatives seraient envisageables dans le secteur à l'est des villes. Néanmoins, à ce stade de l'étude et selon les informations disponibles, il s'est avéré que la solution la plus avantageuse vis-à-vis de la faisabilité technique, de la fonctionnalité et des coûts s'avère être le tracé rejoignant l'échangeur de la 40/440 à l'autoroute 20 proche de l'échangeur Lallemant.

L'étude du lien sous-fluvial se concentre donc sur un seul tracé montré sur la Figure 1.1 avec l'entrée du tunnel rive nord au niveau de l'échangeur des autoroutes 40/440 à Beauport passant à l'ouest de la pointe de l'Île-d'Orléans pour ressortir au sud de la route 132 à l'est de la route Lallemand pour se raccorder avec l'autoroute 20 aux environs de l'échangeur Lallemand.

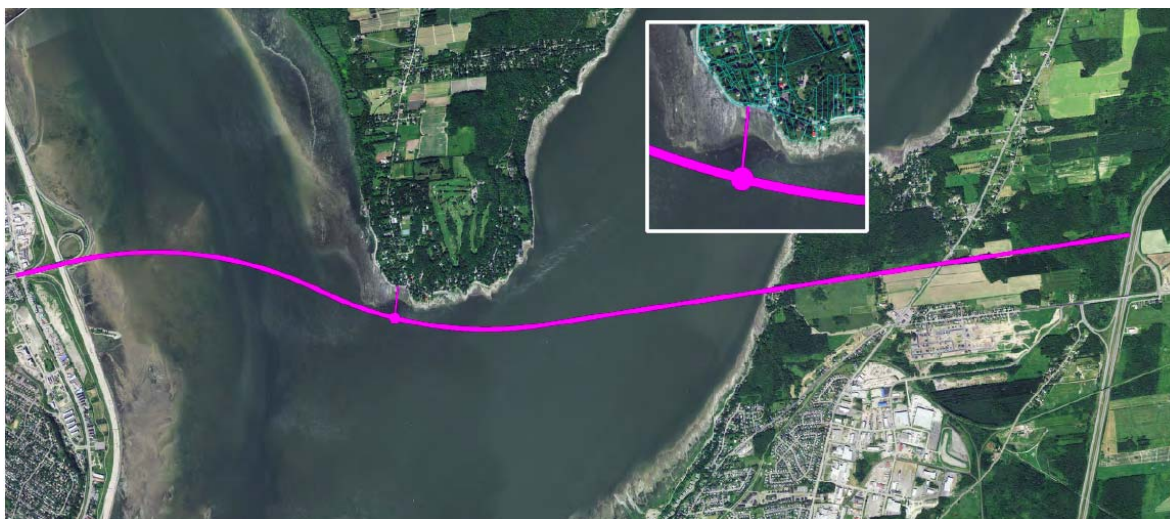


Figure 1.1 : Localisation du tracé considéré (MTMDET, 2016)

1.3.3 EXIGENCES

Les exigences du MTMDET pour élaborer une solution de lien sous-fluvial sont les suivantes :

- un lien connecté directement au réseau d'autoroute existant;
- une durée de vie minimale de 100 ans;
- une vitesse affichée à 70 km/h;
- une largeur de voies de 3.7 m;
- un accotement ou bande d'arrêt d'urgence de 3 m à droite de la chaussée;
- un accotement minimum de 0.7 m à gauche de la chaussée;
- un minimum de deux voies dans chaque direction;
- l'accès aux camions avec une hauteur libre de 5.5 m;
- l'interdiction du transport des matières dangereuses vu les risques associés dans les tunnels et la disponibilité à proximité de routes alternatives;
- une performance minimale au feu de 200 MW;
- une performance sismique équivalente à celle des ponts essentiels.

La Figure 1.2 illustre le gabarit autoroutier requis par le MTMDET pour la conception transversale du tunnel.

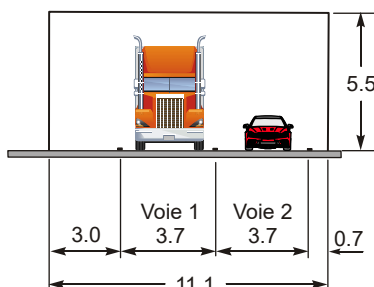


Figure 1.2 : Exigence du MTMDET du gabarit autoroutier requis

1.3.4 CONTRAINTES

Au stade de cette étude, l'ensemble des contraintes n'a pas encore été entièrement défini. Un tel projet nécessite obligatoirement une étude d'impacts environnementaux devant répondre aux exigences fédérales et provinciales. Néanmoins, l'option d'un tunnel foré limite quasiment tout impact sur les milieux naturels sensibles, excepté dans les zones de portails aux extrémités. Sur la base des connaissances actuelles, une première liste des contraintes liées à ce projet d'envergure peut être établie :

- s'adapter aux spécificités géologiques locales (failles, sables liquéfiables, etc.);
- intégrer le risque sismique en utilisant un spectre de calcul pour un séisme majeur pour une récurrence moyenne de 2475 ans (correspondant à une probabilité de dépassement de 2% en 50 ans) en considérant la possibilité de liquéfaction des sables présents;
- minimiser tout impact sur les milieux naturels sensibles;
- limiter les expropriations et les acquisitions foncières;
- assurer le maintien de la circulation sur les axes majeurs du réseau autoroutier durant la phase de construction;
- minimiser l'impact sur le milieu environnant durant la construction;
- garantir l'exploitation de la voie maritime du fleuve Saint-Laurent sans perturbations majeures.

1.3.5 SECTION TYPE ANALYSÉE

Selon les exigences du gabarit des voies définies par le Ministère (Figure 1.2), la section transversale type considérée à cette étape, correspond à deux tubes d'un diamètre extérieur de 15.1 m (Figure 1.3) interconnectés par des galeries d'évacuation des passagers tous les 500 m (Figure 1.4) et d'une galerie d'accès aux véhicules d'urgence à mi-parcours (Figure 1.5).

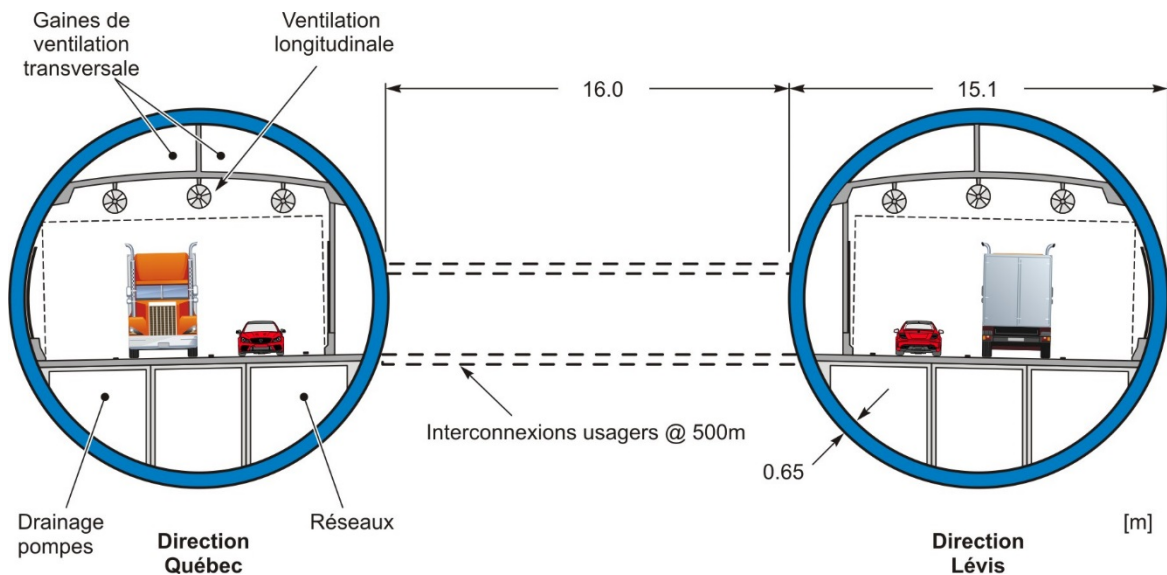


Figure 1.3 : Tunnel à deux tubes de 15.1 m de diamètre

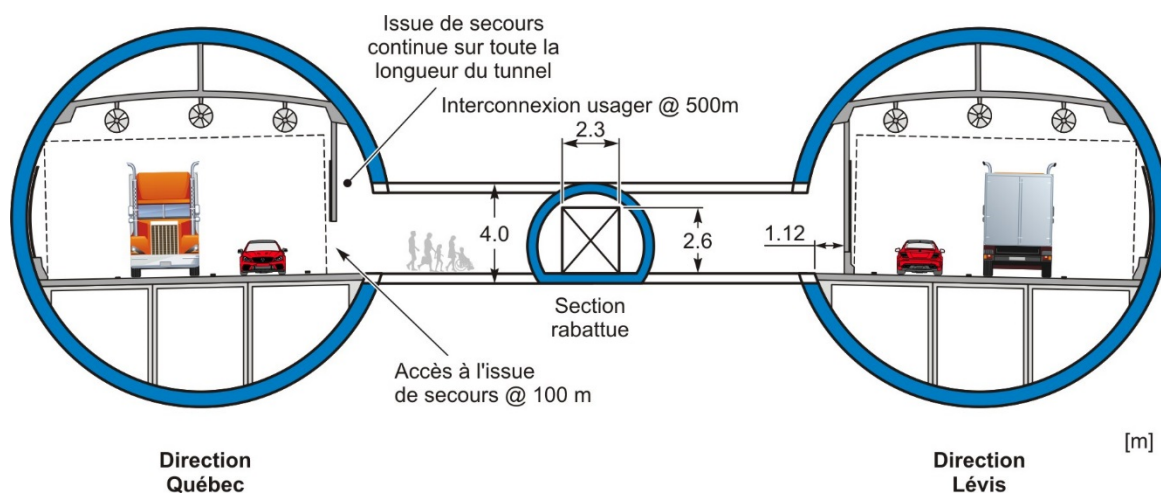


Figure 1.4 : Interconnexions usagers et issues de secours

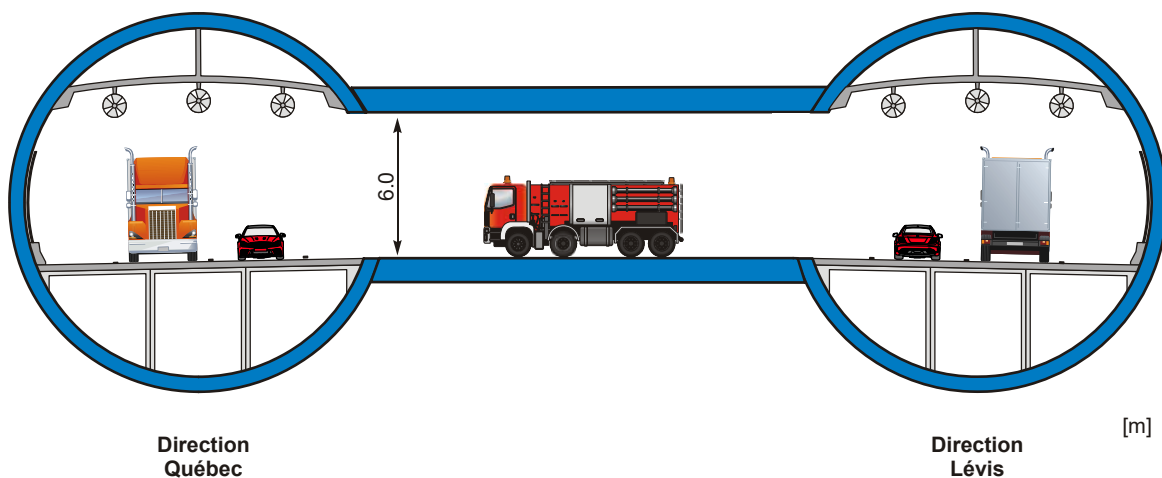


Figure 1.5 : Interconnexion technique à mi-parcours

1.4 MANDAT

Le mandat confié au professeur Massicotte de l'École Polytechnique de Montréal s'intitule *Étude de faisabilité technique et des coûts sur le cycle de vie d'un tunnel devant constituer le troisième lien entre les rives nord et du sud du fleuve Saint-Laurent, dans les villes de Lévis et de Québec*. L'objectif principal de l'étude de faisabilité technique demandée est de confirmer la viabilité de construire un lien direct sous-fluvial entre Québec et Lévis et de fournir aux décideurs de nouveaux éléments pour la structuration future du territoire de la CMQ.

Le mandat consiste à analyser les données géologiques et géotechniques existantes du site pour savoir si la construction d'un tunnel foré est techniquement réalisable sachant que le tracé devra traverser des failles géologiques et une zone de sable liquéfiable en cas d'un séisme majeur prévisible dans la région. L'une des problématiques majeures du mandat concerne l'impact que pourrait avoir un séisme majeur sur la stabilité de ce tunnel.

Le mandat vise aussi à évaluer les coûts de construction estimés à l'étape de préfaisabilité et d'effectuer une étude des coûts sur un cycle de vie de 100 ans (construction, exploitation, entretien de l'infrastructure).

Le mandat vise aussi, à faire des recommandations diverses (retour d'expérience, stratégie, sécurité, ventilation, incendie) afin de guider le Ministère dans les décisions qu'il aura à prendre pour la poursuite du dossier.

1.5 PORTÉE DU PRÉSENT RAPPORT

Au terme de la présente étude, le Ministère aura en main les informations nécessaires pour savoir si la construction d'un tunnel est techniquement viable et appréhender les défis technologiques associés. L'option suggérée (tracé, sections-type) répond aux exigences du Ministère exprimées dans le mandat et a été conçue en fonction du degré de connaissance actuel du sol traversé par le tunnel. Il devra être considéré que l'option choisie devra faire l'objet d'études additionnelles visant à optimiser la solution et les critères de conception à la lumière des futures investigations géotechniques le long du tracé retenu.

Cette étude se positionne en amont d'une étude de préfaisabilité détaillée, en se concentrant uniquement sur les contraintes techniques à surmonter pour la réalisation d'un lien sous-fluvial. Le Tableau 1.1 situe la présente étude dans le cheminement du développement du projet avant d'atteindre la phase de plans et soumission.

Tableau 1.1 : Étapes de réalisation d'un troisième lien routier à Québec

Phase études – Précision ± 20 à 50%			
Étapes	Description	Objectifs / Précision	Troisième lien
Études conceptuelles	Considération de différentes variantes et options (ponts, tunnels, etc.).	Établir le besoin. Définir les contraintes propres au site. Coûts approximatifs.	Vandry-Jobin 1968 Vandry-Jobin 1979 Tecsult 1999
Études de pré faisabilité	Considération d'un nombre restreint d'options.	Établir la faisabilité technique. Identifier les contraintes et options. Coûts évalués à $\pm 40\%$	Ce mandat (2016)
		Établir les paramètres de conception. Définir les besoins. Coûts évalués à $\pm 30\%$.	Investigations in situ et études additionnelles tel que recommandé dans ce mandat.
Décision	Arrêt ou poursuite.	Décision fondée sur les coûts et les besoins.	Choix du tracé.
Phase avant-projet – Précision ± 10 à 20%			
Étapes	Description	Objectifs / Précision	Troisième lien
Études de faisabilité	Raffinement des études techniques. Études environnementales. Étude des besoins en transports. Identification des modes de construction et financement.	Raffiner l'option retenue afin de réduire les incertitudes. S'assurer que le projet rencontre toutes les exigences sociales et environnementales. Coûts évalués à $\pm 15\%$.	Investigations terrain détaillées. Conception préliminaire du tunnel (structure, ventilation, évaluation des risques, approche intégrée de la sécurité, validation de la nécessité d'un puits d'accès, etc.) Conception préliminaire des accès (route, échangeurs, etc.)
Décision	Autorisations gouvernementales.	Démarrage du projet. Acquisitions et permis.	Sites associés au tunnel, puits d'accès et raccordement au réseau routier Site de dépôt des déblais
Phase projet – Précision ± 5 à 15%			
Étapes	Description	Objectifs / Précision	Troisième lien
Plans et devis	Préparation des documents d'appel d'offres, variable selon le mode de construction retenu.	Coût évalués à $\pm 10\%$.	- Lancement des appels d'offres.



1.6 RÉALISATION DU MANDAT

1.6.1 MÉTHODOLOGIE

Pour réaliser le mandat d'expertise qui lui a été confié, l'École Polytechnique a fait appel à des experts spécialisés en tunnels, aléa sismique, géotechnique, géologie et liquéfaction des sols. Les mandataires ont eu accès aux études antérieures d'un tunnel sous-fluvial ainsi que les études menées dans le cadre du remplacement du pont de l'Île-d'Orléans. Les mandataires ont consulté la documentation technique et normative pertinente à la réalisation de leur mandat respectif. Un mandat de portée élargie a d'abord été confié à un premier expert puis un mandat plus spécifique a ensuite été confié à un second expert. Chacun des mandataires travaillait de manière indépendante. Durant la réalisation de ce mandat d'expertise, de nombreux échanges ont eu lieu entre l'École Polytechnique et chacun des mandataires. Ceci a permis la rédaction de rapports qui répondent aux objectifs visés.

Une partie du mandat a également été réalisée par le pôle d'expertise en SCSG du MTMDT, notamment pour l'élaboration du tracé, le développement des échangeurs sud et nord et l'évaluation des coûts pour les portions des aménagements excluant la partie en tunnel.

Il n'existe au Canada aucune norme régissant la construction ou l'exploitation de tunnels. Pour la rédaction du présent rapport, l'École Polytechnique s'est donc appuyée sur les rapports produits par les différents experts, la documentation technique associée au projet, les récentes normes et recommandations internationales, et les récentes avancées technologiques utilisées dans la construction des tunnels à travers le monde.

1.6.2 CHOIX DES EXPERTS

Une partie du mandat a été confiée à André J. Rancourt, ingénieur géologue, spécialiste en tunnels du bureau d'experts GeoSys. Son mandat consistait à revoir les hypothèses de conception du tunnel, particulièrement en regard de la présence des différents types de sol pour un tunnel foré et de la problématique de la liquéfaction des dépôts meubles. L'expertise amenée par André Rancourt visait d'abord à consolider les aspects géotechniques du forage d'un tunnel dans les conditions particulières du site et à évaluer les coûts associés à la méthode d'excavation. Son expertise a également permis d'avoir un regard indépendant sur les études géotechniques existantes afin d'identifier leurs limites et, au besoin, de faire des recommandations sur la nature des informations additionnelles nécessaires pour la conception de l'ouvrage projeté. Pour l'évaluation des coûts de construction, André Rancourt s'est adjoint un spécialiste de l'évaluation des coûts de tunnels forés par tunnelier.

Un mandat plus spécifique a été confié à Denis LeBoeuf, Professeur titulaire au département de génie civil de l'Université de Laval, spécialiste du comportement et analyse des structures géotechniques sous sollicitations dynamiques. Le professeur LeBoeuf avait pour mandat d'étudier l'impact que pourrait avoir un séisme majeur sur la stabilité du tunnel. Son expertise visait à définir spécifiquement la problématique de stabilité sismique d'un tunnel dans une



partie alluvionnaire potentiellement liquéfiable (tronçon nord sous le chenal de l'Île-d'Orléans). Ce spécialiste possède une forte expertise des connaissances géologiques et géotechniques de la zone d'étude du projet de tunnel de par ses récents travaux d'expertise effectués sur la description des caractéristiques géotechniques et stabilité sismiques du pont de l'Île-d'Orléans (LeBoeuf, 2003, 2006 et 2009). Au terme de son mandat, M. LeBoeuf devait formuler son avis sur la possibilité de construire un tunnel dans des sols potentiellement liquéfiables et fournir les recommandations nécessaires pour en assurer sa stabilité à partir des informations disponibles au stade d'une étude de faisabilité technique.

1.7 ORGANISATION DU RAPPORT

Le rapport présente d'abord, au chapitre 2, une revue des aspects géologiques et géotechniques de la zone environnant les tracés du tunnel. Une revue des études récentes effectuées dans le cadre du projet de remplacement du pont de l'Île-d'Orléans permet de mettre en perspective les différents enjeux et contraintes propres au site et aux options très préliminaires envisagées, notamment quant au risque de liquéfaction dans l'éventualité d'un séisme majeur. Le chapitre 3 présente les caractéristiques du tunnel, à savoir la description globale, la phase de construction et les recommandations nécessaires pour prévoir une exploitation et une maintenance efficaces tout en garantissant un niveau de sécurité optimal. Le chapitre 4 présente les coûts de construction et les coûts sur le cycle de vie. Le chapitre 5 porte un regard critique sur les choix qui ont été faits et explore des pistes d'optimisation. Les conclusions et recommandations sont données au chapitre 6. Les annexes présentent les détails des coûts avec la justification de ceux-ci, ainsi que la liste des documents consultés spécifiquement pour la réalisation de ce mandat.



2 CONDITIONS GÉOLOGIQUES ET GÉOTECHNIQUES

2.1 INTRODUCTION

Plusieurs études ont été réalisées dans les dernières années sur les conditions géologiques du site. Ces études se divisent en deux catégories : la détermination des caractéristiques physiques du site et le comportement en cas de séisme. Ce chapitre, principalement tiré des rapports de Rancourt (2016) et de LeBœuf (2016) qui portent sur le projet actuel, résume également les conclusions des différentes études antérieures qui ont pour plusieurs été réalisées pour l'étude du site du pont de l'Île-d'Orléans.

2.2 INFORMATIONS GÉOTECHNIQUES DISPONIBLES

Les informations géotechniques disponibles proviennent des campagnes réalisées en 1978 et 1979 et entre 2001 et 2012. Des informations complémentaires proviennent des cartes géologiques publiées par le ministère des Ressources naturelles. Ces campagnes comptent un total de 30 forages ainsi que des relevés de géophysique sismique-réfraction localisés essentiellement dans l'axe du pont actuel.

Les études de LeBœuf (2006a et b), de LeBœuf et Talbot (2006), et de LeBœuf et Chaallal (2009) constituent un travail exhaustif et riche en informations sur le comportement sismique des fondations du pont existant qu'il est possible d'extrapoler de façon préliminaire au droit du tunnel projeté. Les études complémentaires réalisées par le MTQ par Pelletier et Desgagnés (2011 et 2012) présentent un bilan des conditions géotechniques du site.

Les forages les plus proches de l'axe du tunnel ont été réalisés en 1978 et 1979 par le MTQ et sont présentés dans le rapport de Vandry-Jobin (1979). La Figure 2.1 montre la localisation des forages de 1978, 2001, 2004 et 2008 dans le sillon le long de l'axe du pont actuel.

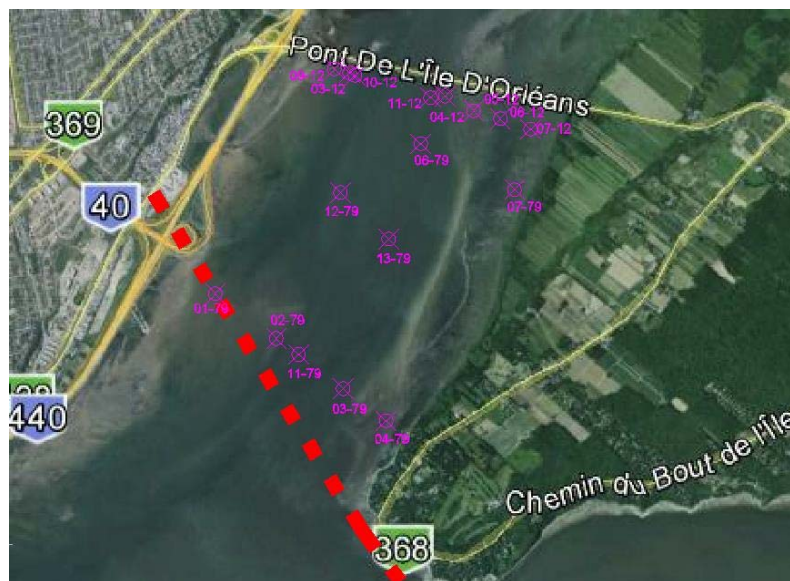


Figure 2.1 : Localisation des forages près de l'axe du tracé du tunnel (Rancourt, 2016)

En 2011, des nouveaux relevés de géophysique sismique-réfraction ont été réalisés afin notamment d'obtenir une approximation du niveau du socle rocheux (Long, 2011).

Des forages ont été réalisés en 2012, toujours dans le cadre du remplacement du pont de l'île d'Orléans, permettant d'obtenir des informations au niveau du roc, notamment vers le sud. Les forages pertinents à l'étude sont localisés au sud de l'axe du pont (Figure 2.1) ou soit au nord du pont. Aucun forage n'est disponible dans le chenal sud.

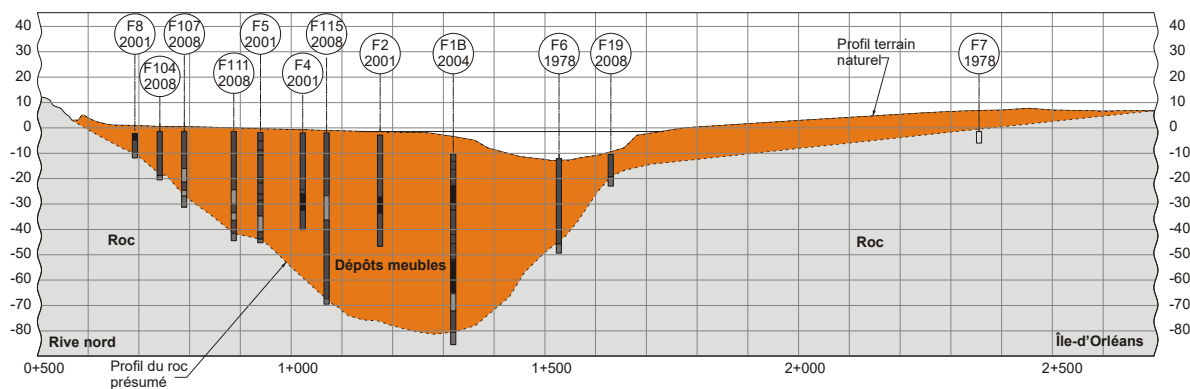


Figure 2.2 : Localisation des forages et profil du sillon dans l'axe du pont de l'Île-d'Orléans tiré des données transmises par le MTQ de 1978 à 2012 (Adapté de Rancourt 2016)

2.3 CARACTÉRISTIQUES DU SITE

2.3.1 TOPOGRAPHIE ET BATHYMÉTRIE

Le tunnel est localisé dans la vallée du fleuve St-Laurent juste en aval de la ville de Québec. Cette vallée est bordée au nord et au sud par des escarpements atteignant des hauteurs entre 150 m et 200 m. Au droit du tunnel projeté, le fleuve a une largeur de plus de 5000 m dont 30 % de cette largeur correspond aux battures. Le terrain s'élève rapidement au nord et au sud, alors qu'au centre le terrain reste relativement bas sur la pointe ouest de l'île.

Selon les cartes bathymétriques et, notamment la carte marine du service hydrographique du Canada (2012), le chenal nord est très serré, avec une largeur d'à peine 200 à 300 m, alors qu'il atteint une largeur de 500 m au sud. Tel qu'illustré sur la Figure 2.3 adaptée des données transmises par le MTMDET (2016), le chenal nord présente une profondeur maximale d'environ ± 5.5 m (profondeur à marée basse) alors que le chenal sud atteint plus de 30 m de profondeur. Les courbes bathymétriques donnent une bonne indication du niveau des dépôts meubles.

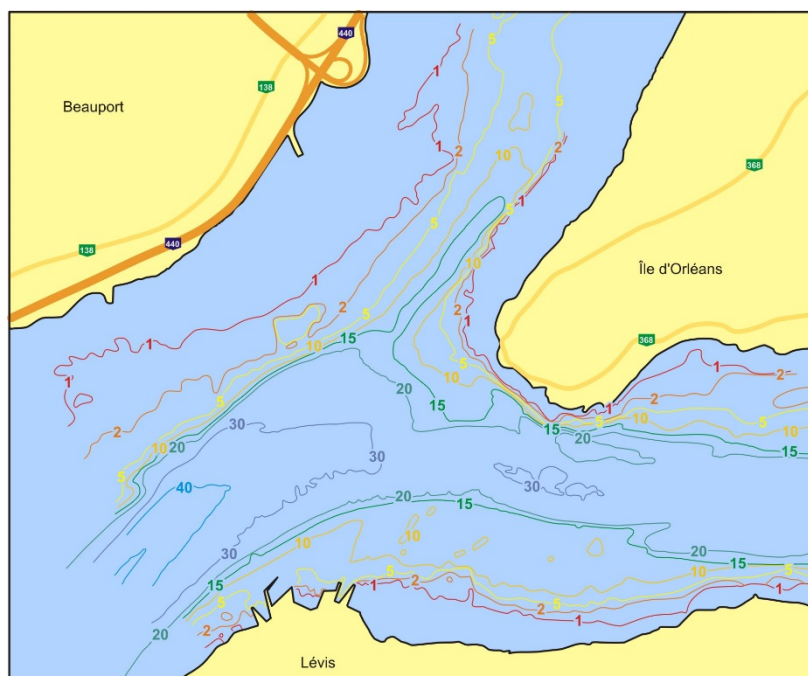


Figure 2.3 : Courbes bathymétriques en aval de Québec
(adapté des données transmises par le MTMDET)

2.3.2 PROFILS LONGITUDINAUX

Le profil longitudinal, adapté de Tecsalt (1999) par le MTMDET est montré sur la Figure 2.4. Les données de la profondeur du roc est approximative mais fort probablement assez près de la réalité vu les forages du côté nord et les relevés de sismique-réfraction réalisés en 1978 (Vandry-Jobin, 1979).

Le tracé du tunnel traverse ainsi trois sections types, une section en roc, une section variable selon l'avancement, avec du roc au plancher et des sols en voûte, et une section entièrement en sols.

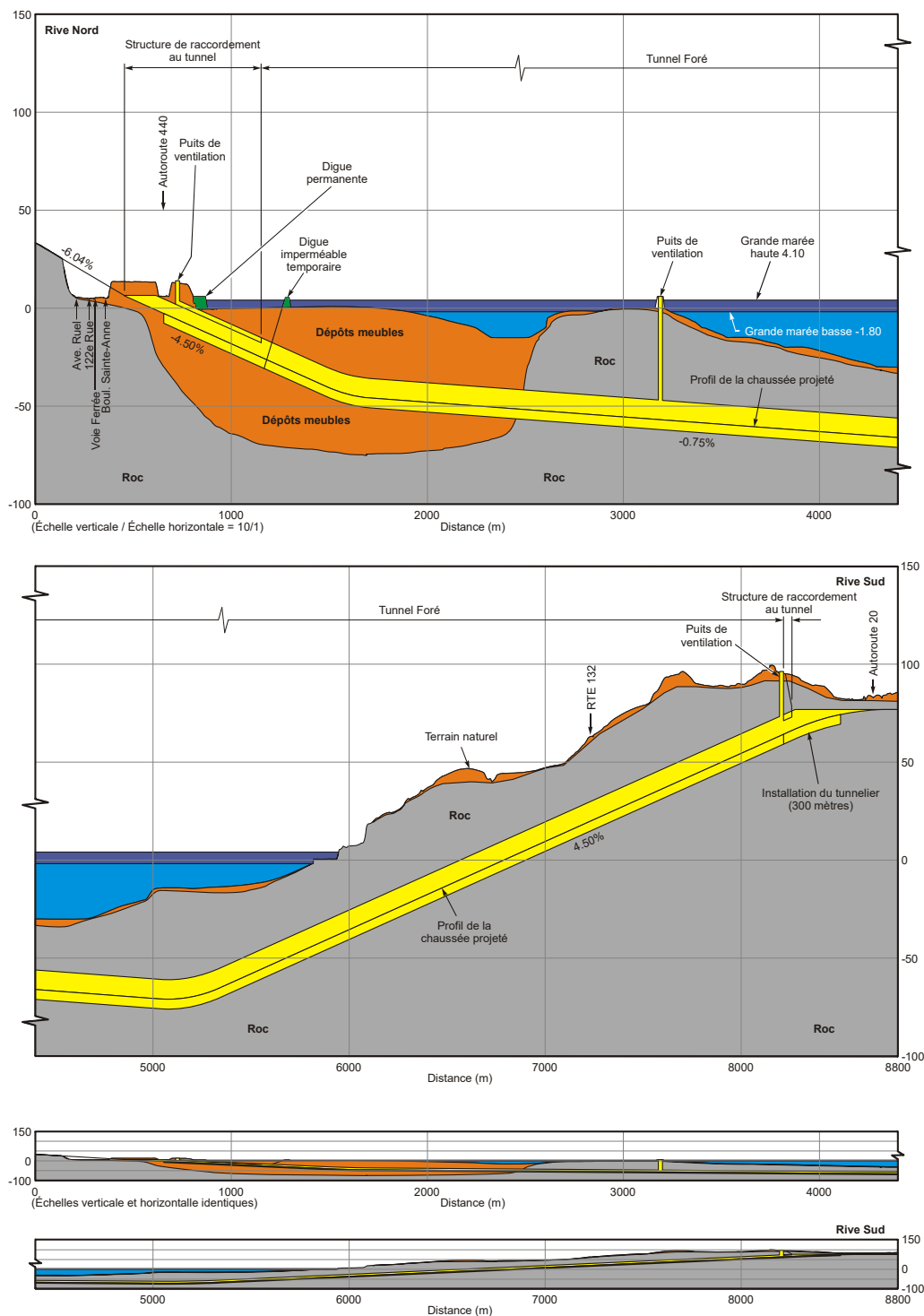


Figure 2.4 : Profil longitudinal

2.3.3 DÉPÔTS MEUBLES

Les forages réalisés par le Ministère entre 1978 et 2012 ont révélé la présence de dépôts meubles composés principalement de couches de sable de compacité fortement variable. Long (2011) indique que les dépôts des couches inférieures (profondeur supérieure à 30 m) seraient préglaciaires et montreraient une plus grande compacité. Cette hypothèse est supportée par les données obtenues dans les forages à des profondeurs supérieures à 30 m. La Figure 2.5 présente la cartographie des dépôts de surface du secteur du tunnel. La Figure 2.5 montre notamment la présence d'affleurements rocheux le long de la rive sud, dans le secteur de la pointe ouest de l'Île-d'Orléans. À l'inverse sur la rive nord, le socle rocheux se situe à une profondeur d'environ 30 m au niveau de l'autoroute 440 (Tecsult, 1999).

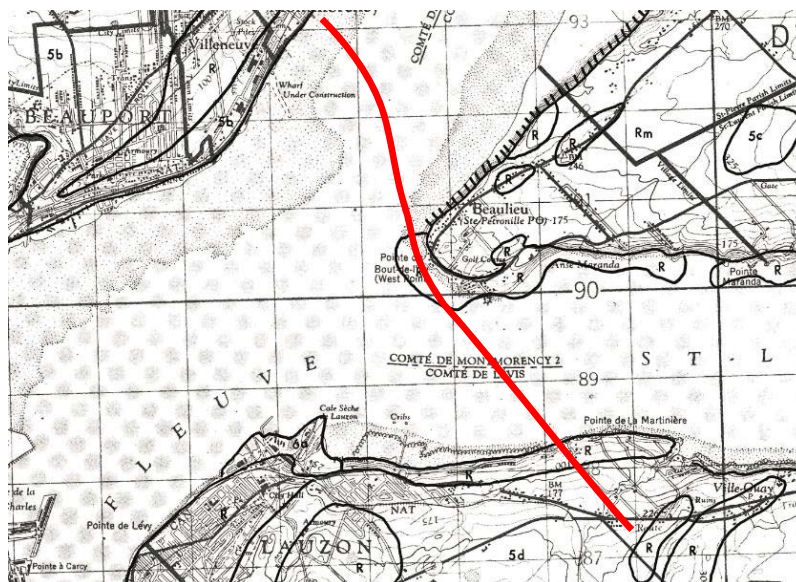


Figure 2.5 : Cartographie des dépôts de surface (adapté de Rancourt, 2016)

Selon Rancourt (2016), les dépôts pulvérulents sont des sables gris présentant de 1 à 22 % de particules fines. Les teneurs en eau varient entre 9 % et 27 % alors que les indices de pénétration sont présentés à la Figure 2.6. On remarque la présence de couches lâches en profondeur jusqu'à plus de 40 m.

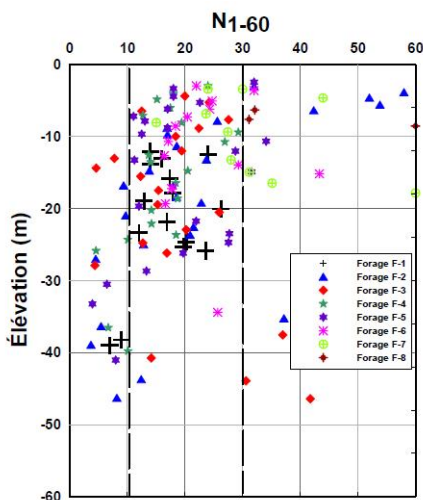


Figure 2.6 : Indices de pénétration pour les forages
au droit du pont de l'Île-d'Orléans (LeBoeuf et Talbot, 2006)

Le Tableau 2.1 résume les résultats des paramètres géotechniques pour les sols cohésifs provenant de l'étude de Rancourt (2016). Le tableau sépare les paramètres au-dessus de 30 m de profondeur de ceux qui sont en-dessous de 30 m de profondeur. Il s'agit de dépôts d'argiles silteuses grises contenus dans les sables. Les couches supérieures de matériaux cohésifs sont des argiles de haute plasticité (CH) de consistance ferme à raide, alors que les couches inférieures sont des argiles de moyenne plasticité (CL) surconsolidées de consistance très raide à dure. Les couches supérieures présentent des teneurs en eau naturelle au-dessus de la limite liquide, ce qui représente une plasticité très élevée.

La Figure 2.7 montre la moyenne des limites d'Atterberg concernant les sols cohérents. On constate que les sols des couches supérieures présentent une plus grande plasticité que les sols des couches inférieures. Les couches inférieures moins plastiques devraient généralement être plus denses et plus résistantes, et donc fournir un meilleur appui pour le tunnel.

Tableau 2.1 : Résumé des paramètres pour les sols cohésifs (Rancourt, 2016)

Paramètre	Couches supérieures (0 – 30 m)	Couches inférieures (> 30 m)	Commentaires
Limite liquide (LL) (%)	61	34	
Limite plastique (PL) (%)	26	19	
Indice plasticité (PI)	35	15	Couches supérieures CH Couches inférieures CL
Indice de liquidité (LI)	1	0.6	
Teneur en eau (%)	63	28	Couches supérieures proche de la limite de liquidité
Résistance C_u (kPa)	± 50	140 - 240	
Résistance remaniée C_{ur} (kPa)	8 - 9	50 - 80	
Sensibilité	5	3	
Masse volumique (kg/m ³)	1600 - 1700	1900 - 2000	
Réserve de surconsolidation	30 - 140	40 - 140	Surconsolidée
$\sigma'_p - \sigma'_{vo}$ (kPa)			

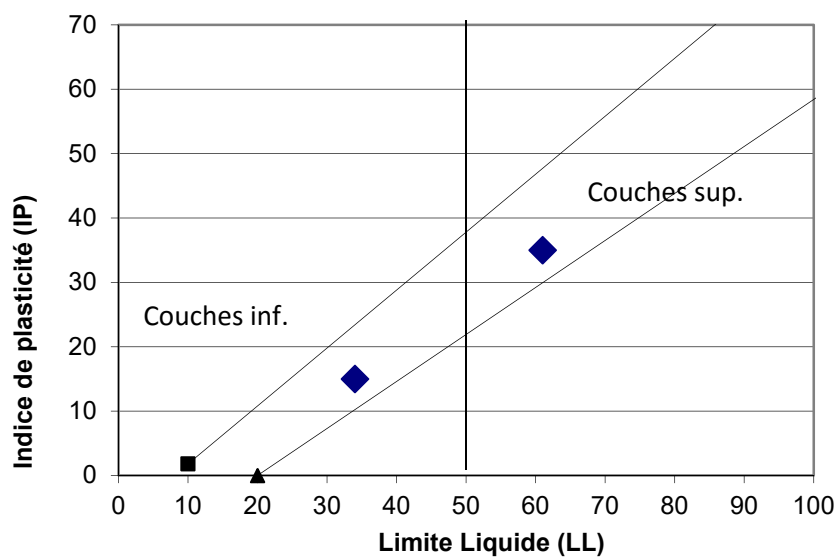


Figure 2.7 : Diagramme de plasticité (Rancourt, 2016)

2.3.4 SOCLE ROCHEUX ET FAILLES

Le socle rocheux est près de la surface au niveau de la pointe ouest de l'île et sur la rive sud du fleuve. Dans le chenal nord, le socle rocheux s'enfonce rapidement jusqu'à une profondeur de plus de 80 m en raison de la présence d'un profond sillon correspondant à la ligne de Logan, alors que pour le chenal sud le roc reste près du fond du fleuve.

Le tunnel à l'étude traverse plusieurs formations sédimentaires d'âge Ordovicien (voir Figure 2.8). Sur la rive nord le portail est d'abord excavé dans des dépôts meubles qui comblent le sillon dans le bras nord. Le tunnelier percera donc des dépôts meubles sur une longueur estimée à ± 800 m. Ensuite le tunnelier devrait percer le roc au environ de la ligne de Logan et rencontrer des calcaires argileux de la formation de la Ville de Québec (Ovg).

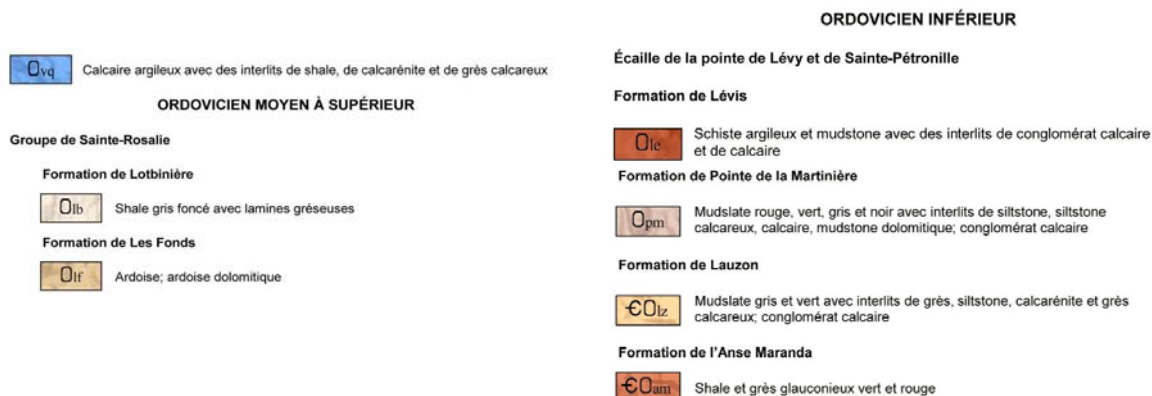
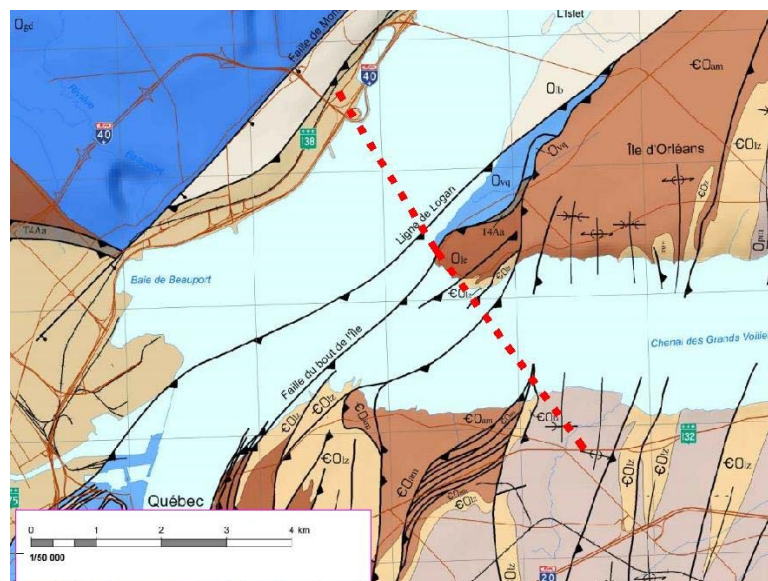


Figure 2.8 : Géologie régionale (tiré de MRNQ, 2012)

Plus loin, la faille de bout de l'île sera traversée et forme le contact avec les schistes argileux de la formation de Lévis (Ole). Une fois le secteur de l'île passé, le tunnel traversera des schistes gris et verts et des grès de la formation de Lauzon (EOlz) et de la

formation de l'anse à Maranda (EOam). Finalement, la sortie du tunnel au sud devra être située dans des schistes rouges de la formation de la Pointe de la Martinière (EOpm). Le roc dans la région du tunnel est fortement tectonisé en raison des nombreuses failles présentes dans la région. La Figure 2.8 présente la cartographie géologique régionale tirée de Ressources Naturelles Québec, 2012.

Le tunnel est localisé dans les roches sédimentaires des Basses Terres du Saint-Laurent. Ces roches sont pincées au nord par les roches du Bouclier Canadien et au sud par les roches des Appalaches. On note également que la partie sud de l'Île-d'Orléans est caractérisée par la rencontre de plusieurs failles de chevauchement (dont la faille ou ligne de Logan) et que la rive nord est découpée par une série de failles normales. Il est supposé que la faille de Logan est reliée avec la présence d'un profond sillon dans le chenal nord (Figure 2.9). Selon Rancourt (2016) il a été démontré que la faille de Logan ainsi que les autres failles du secteur sont des failles de chevauchement subhorizontales.

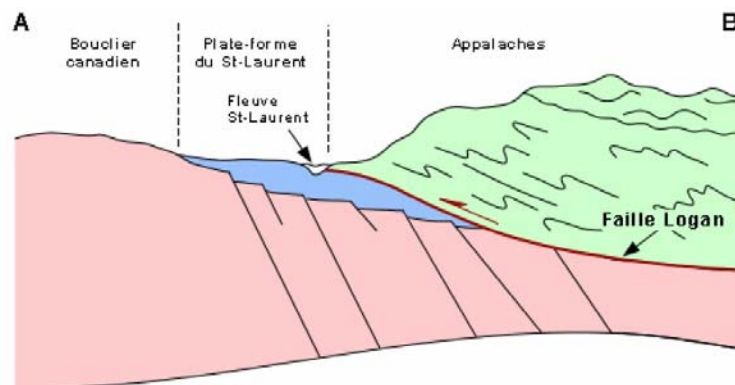


Figure 2.9 : Section géologique typique de la région (Bourque)

La sismicité de la région est essentiellement due à l'impact météoritique de Charlevoix et au relèvement isostatique du bouclier Canadien associé à cette structure régionale et n'est pas reliée à la présence de failles. En effet, l'ensemble des failles de chevauchement situées sur le profil du tunnel sont inactives et aucun tectonisme n'est présent dans ces failles. On considère toutefois que le massif rocheux est de mauvaise à très mauvaise qualité à l'approche et au droit des failles.

Certains forages ont percé le roc sur une longueur variant de 6 à 8 m. Des RQD (Rock Quality Designation) ont été mesurés sur les carottes et les valeurs de RQD sont compilées dans l'histogramme montré sur la Figure 2.10. On constate que les valeurs de RQD suivent une distribution à peu près uniforme, donc avec des valeurs bien distribuées entre 0 % et 100 %. On note également qu'il n'y a pas de 100 %, la valeur maximale étant de 93 %, ce qui indique un espacement entre les fractures et joints relativement faible et donc une fracturation assez intense.

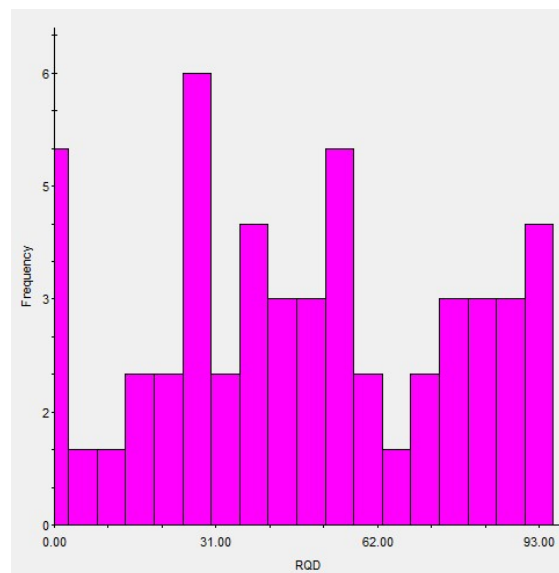


Figure 2.10 : Histogramme des valeurs de RQD (tiré de Rancourt, 2016)

Donc sur la base de ces résultats, une classification du massif rocheux a été réalisée et les résultats sont présentés au Tableau 2.2. Selon les valeurs dans le tableau, le massif rocheux est considéré comme étant en moyenne de mauvaise qualité. Cependant la qualité varie de très mauvaise à moyennement bonne.

Tableau 2.2 : Résumé des paramètres pour le massif rocheux (Rancourt, 2016)

Paramètre	Plage de valeurs	Valeur moyenne	Commentaire
RQD ⁽¹⁾ (%)	0 - 93	47	Qualité mauvaise à bonne
RMR ⁽²⁾ (%)	25 - 49		Qualité mauvaise à moyenne
Q ⁽³⁾	0.06 - 3	1 - 2	Qualité très mauvaise à mauvaise
m _b ⁽⁴⁾	0.7 - 1.6		
s ⁽⁴⁾	0.0002 - 0.003		
Masse volumique (kN/m ³)	25		
Module élastique E (GPa)	2 - 10		
Coefficient de Poisson		0.2	

(1) RQD : Rock Quality Designation;

(2) RMR : Rock Mass Rating;

(3) Q : Indice de qualité selon Barton et al. 1974;

(4) m_b et s : Constantes qui dépendent de la composition, de la structure et des conditions géo-mécaniques des massifs rocheux.

2.3.5 INTERPRÉTATION GÉOLOGIQUE

La Figure 2.11 présente une interprétation de la géologie au droit du pont de l'Île-d'Orléans en utilisant les forages. Toutefois, étant donné le manque d'information disponible sur le tracé du tunnel, il est supposé dans cette étude que l'interprétation géologique présente à la Figure 2.11 peut être transposée au droit du tunnel pour des fins d'estimation dans la section nord du tracé. Dans ce sillon, on note la présence de deux importantes couches de matériaux cohésifs (en gris), le trait rouge correspond à la limite des dépôts préglaciaires tels qu'interprété par Long (2011). On note que des couches lâches sont également présentes en-dessous de cette limite. Il est supposé que le profond sillon identifié à cet endroit correspond à la présence de roc altéré relié avec la faille de Logan.

Enfin, il convient de noter que les forages ont été pris dans l'axe du pont actuel. Les résultats présentés ont donc été obtenus d'une interprétation des données de ces forages et ils ont par conséquent été considérés valides pour le tracé du tunnel faute d'informations plus exactes. Des forages additionnels devront être réalisés selon l'option retenue par le Ministère.

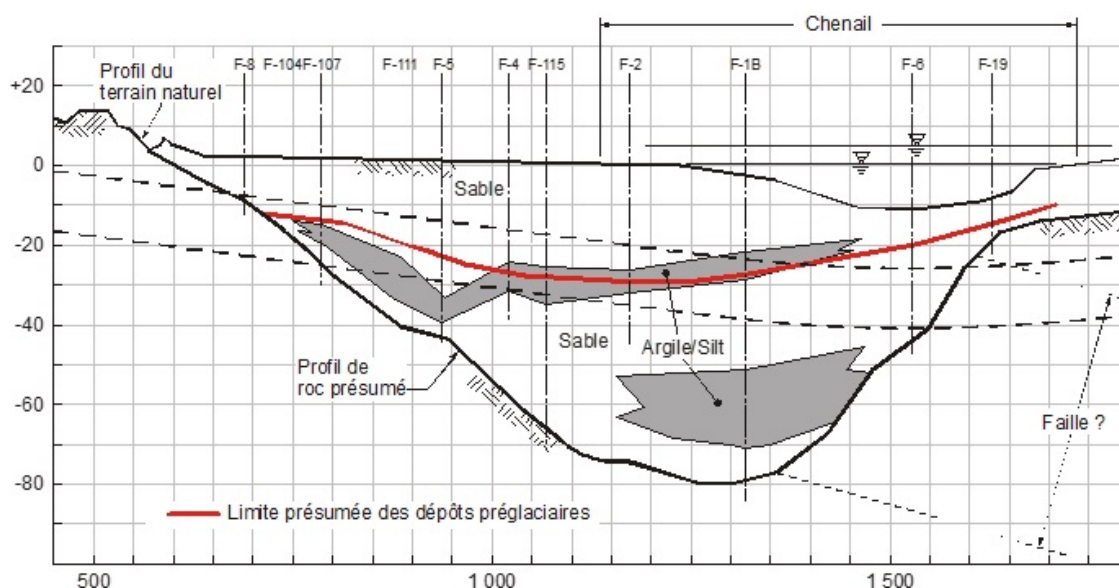


Figure 2.11 : Profil longitudinal partiel du sillon du chenal nord avec interprétation géologique dans l'axe du pont (tiré de Rancourt, 2016)

2.4 COMPORTEMENT EN CAS DE SÉISME MAJEUR

2.4.1 EXIGENCES DE CONCEPTION PARASISMIQUE

Pour la conception parasismique des ponts, le code CSA-S6-14 identifie trois niveaux de conception selon la condition du pont suite à un séisme majeur. La catégorie la plus élevée, pont essentiel, exige que l'ouvrage puisse être utilisable immédiatement après un séisme majeur, condition applicable au tunnel considéré dans cette étude (LeBoeuf, 2016). Selon le code, une période de retour de 2475 ans correspondant à une probabilité de dépassement de 2% sur 50 ans doit être retenue dans ce cas. Ceci correspond également aux exigences du Code national du bâtiment du Canada (2015).

2.4.2 MAGNITUDE DE CONCEPTION

Les magnitudes des séismes de conception sont obtenues à partir d'analyses de désagrégation qui considèrent selon une approche probabiliste des séismes de différentes intensités survenant à des distances variables de l'ouvrage. De nombreuses hypothèses et modèles ont été proposés au fil des ans.

La région est bien connue pour sa forte sismicité avec des accélérations au roc de l'ordre de 0.3 g selon la Commission Géologique du Canada (probabilité de dépassement de 2% en 50 ans). La rupture des matériaux meubles dans le sillon nord est donc un aspect fondamental de la conception d'un tunnel traversant ces dépôts (Rancourt, 2016). À titre indicatif, la Figure 2.12 présente la comparaison des spectres de conception obtenus selon deux approches (CNBC 2010 et 2015).

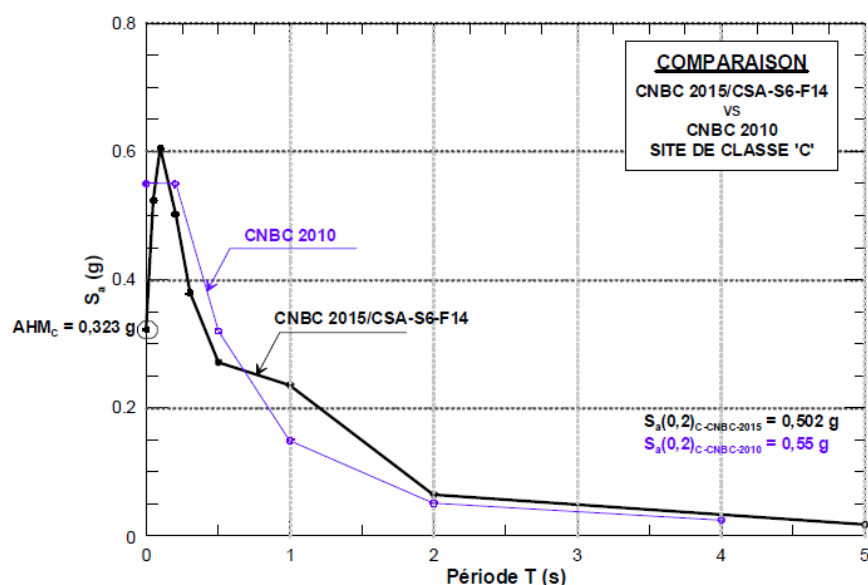


Figure 2.12 : Spectres de conception (tiré de LeBoeuf, 2016)

Selon les études réalisées pour le Ministère, entre 2003 et 2009, les sols entre l'Île-d'Orléans et la rive nord présenteraient un risque élevé de liquéfaction dans l'éventualité d'un séisme majeur. Toutefois, l'évolution récente des connaissances en sismicité et les données nouvellement disponibles pour la vallée du Saint-Laurent amènent à reconsidérer l'intensité des séismes sur le site considéré. En effet, les relevés in situ additionnels (Long 2011), les essais de densification des sols (LeBoeuf et Chaallal, 2009), les méthodes d'analyse plus raffinées (LeBoeuf 2006), une meilleure appréciation de l'intensité sismique (Atkinson et Boore, 2006) et l'historique de liquéfaction dans les dernières 10 000 années (Tuttle et Atkinson, 2010) permettent de jeter un regard nouveau sur la problématique de la liquéfaction propre à ce site.

L'étude de LeBoeuf (2016) indique que la magnitude de conception présente une grande variabilité selon le modèle retenu, conduisant à des magnitudes allant de 6.9 (CNBC, 2015) à 7.6 (CNBC, 2010) pour le site du tunnel, selon l'échelle de la magnitude du moment sismique, M_w . Cet écart est considérable. Ce point nécessitera un examen approfondi à une étape subséquente afin de déterminer l'approche devant être retenue pour le site du tunnel. Cette étude pourrait également être utile pour la conception d'autres grands ouvrages construits dans le secteur. Bien que des études récentes tendent à démontrer que l'intensité devant être considérée pour ce site pourrait être moindre que celle utilisée jusqu'à maintenant, il faut conserver à l'esprit la grande incertitude sur la magnitude des séismes dans l'est du continent vu leur longue période de récurrence. Il ne faut donc pas écarter la probabilité qu'un séisme majeur puisse engendrer la liquéfaction des sols, en particulier dans les couches supérieures.



2.4.3 MODES DE RUPTURE ET STABILITÉ SISMIQUE DU TUNNEL

Ce tunnel sera une structure relativement longue (plusieurs kilomètres) et les mouvements sismiques varieront de façon importante tout le long de la structure. Ces variations seront amplifiées par la nature différente des conditions géologiques rencontrées au long de son implantation (LeBoëuf, 2016). Les matériaux meubles situés dans la partie nord du tracé du tunnel seront affectés à divers degrés dans l'éventualité d'un séisme majeur. La rupture des matériaux meubles est donc un aspect fondamental de la conception d'un tunnel sur ce site (Rancourt, 2016).

Selon LeBoëuf (2016), les modes de rupture suivants doivent être considérés pour le tunnel :

- soulèvement ou rupture inversée du tunnel dû à la flottaison suite à la liquéfaction;
- plastification et rupture du revêtement par augmentation de la pression latérale des terres suite à la liquéfaction;
- déformations permanentes latérales suite à des instabilités de talus (lateral spreading) causées par la liquéfaction du sol;
- déformation permanentes causées par des tassements différentiels du sol de support durant et après le séisme;
- déformations cycliques transitoires.

Étant donné la nature des séismes dans la région du projet (par relèvement isostatique) la rupture par faille tectonique n'est pas considérée, selon Rancourt (2016). Cependant des tassements de couches moins denses pourraient entraîner des failles normales dans les sols. Les glissements de terrain ou instabilité de talus ne sont pas problématiques dans le cas du présent projet car ils affecteraient surtout les couches supérieures. Ces mouvements pourraient toutefois affecter le portail du côté nord. Ainsi la liquéfaction est le mode de rupture le plus probable dans les sols granulaire lâche sur ce site.

2.4.4 POTENTIEL DE LIQUÉFACTION DES SOLS

Selon ce que rapporte LeBoëuf (2016), la liquéfaction des sols est un phénomène dans lequel un sol non cohésif sous la nappe phréatique perd une portion importante de sa capacité portante. Ce phénomène est causé par la tendance de certains sols pulvérulents de se compacter ce qui entraîne l'augmentation des pressions interstitielles et conséquemment une réduction de la résistance du sol.

LeBoëuf (2016) indique que des études sur le terrain ont montré que les manifestations du phénomène de la liquéfaction peuvent être observées jusqu'à des profondeurs de l'ordre de 30 m. Toutefois, les abaques utilisées dans l'évaluation empirique du potentiel de liquéfaction n'ont été validées que sur des cas allant jusqu'à une profondeur de 15 m environ, ce qui limite leur domaine d'utilisation.



La question de la profondeur de la liquéfaction a été étudiée par le US Army Corps of Engineers au début des années 2000 (Steedman, 2002). Ces travaux ainsi que ceux d'autres chercheurs, tendent à démontrer que le potentiel de génération des surpressions interstitielles d'un sable saturé et contractant demeure élevé même à des pressions de confinement élevées. Les essais de liquéfaction faits à la centrifugeuse sont aussi arrivés à la même conclusion. Le problème de la profondeur maximum d'occurrence de la liquéfaction demeure une question ouverte en géotechnique mais il est raisonnable de supposer que les sols sableux en profondeur pourront être affectés lors de l'événement sismique de conception.

LeBœuf (2016) conclut qu'il est donc raisonnable de supposer, à ce stade-ci, qu'à des pressions effectives élevées (supérieures à 300 kPa), donc à des profondeurs élevées, que le phénomène de mobilité cyclique, associée à des surpressions interstitielles élevées, surviendra et entraînera des désordres potentiels dans la structure même si les risques de soulèvement et de rupture inversée de capacité portante diminuent avec la profondeur.

De plus LeBœuf (2016) indique, sur la base des indices de pénétration standard (N) relevés dans le rapport de Vandry-Jobin (1978), que les conclusions relatives au potentiel de liquéfaction des sédiments auxquelles sont arrivés LeBœuf (2003, 2006 et 2009) et Desgagnés et Pelletier (2011) (i.e. les zones sableuses sont liquéfiables) peuvent aussi s'appliquer à la portion nord du tunnel sous le chenal du fleuve Saint-Laurent.

Règle générale les effets potentiels de la liquéfaction des sols entourant les tunnels dans le cas d'un séisme majeur sont l'augmentation des contraintes sur le revêtement, la flottation et les déplacements permanents. Selon LeBœuf (2016) le tunnel sera affecté par la liquéfaction des sols jusqu'à une profondeur de 20 à 30 m environ. Pour les profondeurs supérieures à 30 m, le tunnel risque cependant d'être affecté par la mobilité cyclique, des déformations transitoires et par des tassements différentiels de l'ordre de 300 mm tel que prédit par LeBœuf (2016).

2.4.5 PROJETS DE TUNNEL AVEC DES CONDITIONS GÉOTECHNIQUES SIMILAIRES

Quelques projets de tunnels routiers ont été construits à l'échelle mondiale dans des conditions géotechniques impliquant des sols liquéfiables en zones sismiques similaires à celles prévalant pour le projet considéré dans la présente étude. Quelques-uns de ces projets sont décrits brièvement ici.

Les tunnels routiers de George-Massey à Vancouver (1959) et le tunnel ferroviaire BART à San Francisco (1974) sont les deux cas qui ont été le mieux étudiés. Le plus grand tunnel foré du monde (diamètre de forage 14.1 m) dans les années 90, traverse la baie de Tokyo sur 9.5 km à une profondeur de ± 40 m dans une zone à forte sismicité et dans des sols de faible qualité. Les argiles molles présentes dans le sol traversé ont été améliorées efficacement par injection ciment (Tatsuoka 2000). Plus récemment, toujours en Asie, plusieurs réalisations de tunnels construits dans des zones à forte sismicité avec des sols potentiellement liquéfiables ont été construites ces quinze dernières années.

Certaines sections de tunnels du Taipei Rapid Transit Systems à Taiwan construit à la fin des années 90 traversent des sols meubles liquéfiables (Chou, 2001) à multiples reprises. Ce tunnel est composé deux tubes forés de 6.1 m de diamètre extérieur à l'aide de voussoirs préfabriqués. Une épaisseur de sol de 10 à 20 m au-dessus du tunnel est présente.

Le tunnel autoroutier Shanghai Changjiang sous la rivière Yangtze est composé deux tubes forés de 15 m de diamètre extérieur faits de voussoirs préfabriqués de 0.65 m d'épaisseur. Long de 7.5 km, le tunnel passe sous des épaisseurs de sol jusqu'à 65 m. La quasi-totalité du tunnel traverse des conditions géologiques défavorables, tel que des sols liquéfiables, des silts sableux avec des pressions hydrostatiques jusqu'à 650 kPa. Construit dans une zone à risque sismique, le tunnel a été dimensionné pour résister à un séisme de magnitude 7. (Huang, 2008).

Plusieurs autres tunnels autoroutier en Chine ont de grands diamètres semblables à celui du tunnel autoroutier Shanghai Changjiang et traversent des rivières dans des conditions de sols mous (sable fin, silt, argile, etc.) avec la présence de zones potentiellement liquéfiables et devant résister à un séisme majeur de magnitude 6 à 7 (Tunneltalk, 2015, Herrenknecht, 2015) : le tunnel Nanjing sous la rivière Yangtze (3.7 km, D_{ext} 14.5 m) et le tunnel à Hangzhou sous la rivière Qianjiang (6.5 km, D_{ext} 15.4 m).

Deux tunnels majeurs reliant l'Europe à l'Asie sous le détroit de Bosphore en Turquie sont situés dans une zone à forte sismicité (magnitude supérieure à 7) à proximité du système de failles actives dans la mer de Marmara et traversent des sols meubles alluvionnaires. Le tunnel ferroviaire de Marmaray, construit en 2009, traverse sous le Bosphore sur une longueur de 1.4 km. Il a été réalisé par caissons immergés déposés dans une tranchée à 58 m de profondeur. Le tunnel autoroutier Eurasie en cours de construction a une longueur de 5.4 km et traverse le Bosphore. Ce tunnel autoroutier à deux étages avec deux voies de circulation à chaque niveau est réalisé avec un tunnelier de diamètre 13.7 m. Le profil en long effectue des transitions entre le socle rocheux (grès) et la zone alluvionnaire, sensible à la liquéfaction en cas de séisme majeur. Le tunnel traverse cette dernière à de fortes profondeurs, entre 60 et 90 m environ et doit faire face à de fortes pressions hydrostatiques. Le point bas du tunnel se situe à 106 m. Le tunnel est conçu pour une magnitude de 7.5 et repousse les limites de la construction souterraine sous fluviale dans une zone sismique active.

2.4.6 MITIGATION DES EFFETS DE LA LIQUÉFACTION

Plusieurs approches peuvent être adoptées pour réduire les effets de la liquéfaction. Pour les besoins de la présente étude, Rancourt (2016) a considéré que les sols au-dessus de 20 m de profondeur seraient densifiés par la méthode de vibro-compactage (ou vibro-flottation). Ceci s'applique sur une longueur relativement courte du portail nord car, tel qu'illustré sur la Figure 2.4, la zone liquéfiable sera en grande partie excavée pour la construction de la structure de raccordement au tunnel. La densification pour des profondeurs jusqu'à 20 m a également été recommandée par LeBoeuf (2016).

Rancourt suppose pour les profondeurs supérieures à 20 m que les sols ne seront pas densifiés mais que le revêtement du tunnel ne pourrait subir la déformation associée aux tassements différentiels estimés à 300 mm par LeBoeuf (2016). Il recommande donc le traitement des sols

sous le tunnel dans la section des dépôts meubles seulement. Le traitement préconisé est l'injection de coulis de ciment sous pression dans des trous disposés radialement sous le tunnel tel que montré sur la Figure 2.13. Chaque trou forme un pilier d'environ 2.5 m de diamètre et de 8 m de long. Les piliers sont agencés en éventail formant une assise consolidée et non liquéfiable pour le revêtement. Chaque éventail est espacés de 10 m ce qui représente un ratio d'injection d'environ 25% mesuré dans le sens du tunnel. Un traitement similaire a été recommandé pour un tunnel dans des sols liquéfiables de Taiwan.

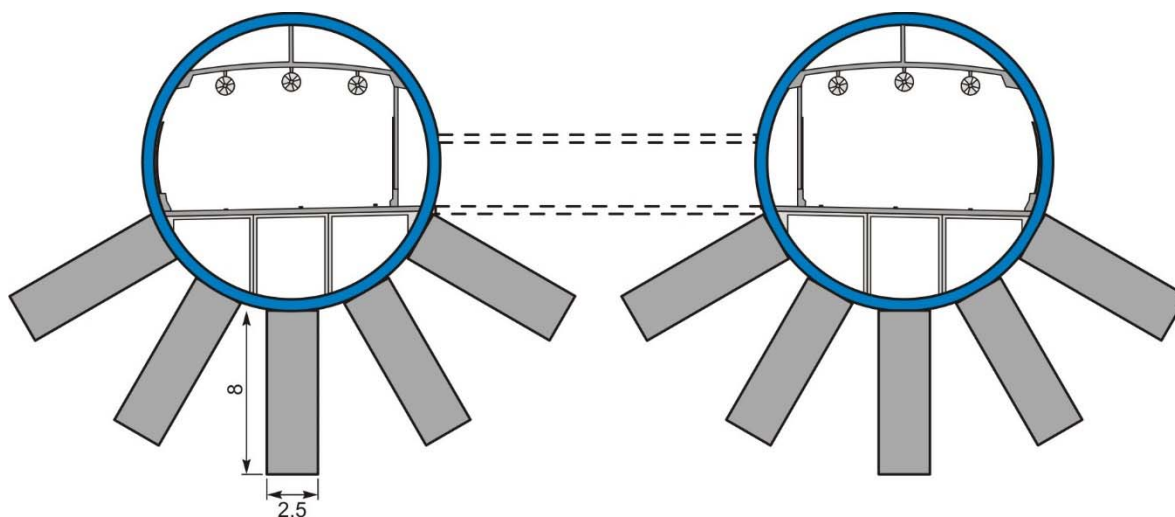


Figure 2.13 : Consolidation des sols par injection (tiré de Rancourt, 2016)

Enfin, Rancourt (2016) et LeBoeuf (2016) recommandent que soit réalisée une étude d'évaluation de l'ovalisation et des déformations transitoires axiales et transversales du tunnel lorsque des données géotechniques seront disponibles le long du tracé. Il est également recommandé de procéder à des études dynamiques pour vérifier le comportement dynamique des sols situés à plus de 20 m de profondeur. Notamment de vérifier la possibilité de diminuer les déformations permanentes en localisant le tunnel sous les couches plus denses, voire non liquéfiables.

2.4.7 SOMMAIRE

Généralement, les effets de la liquéfaction des sols dans le cas d'un tunnel peuvent amener une augmentation des contraintes sur le revêtement, le flottement du tunnel et des déplacements permanents. Dans le cas présent, les experts (LeBoeuf, Rancourt, Pelletier et Desgagnés) indiquent que ces risques sont faibles ou gérables. En effet, l'ensemble des avis indique que seules les couches supérieures, sur une profondeur de moins que 20 m, présentent un potentiel de liquéfaction pour un séisme de très grande intensité.

Il ressort de l'avis des experts que le risque de flottement causé par la liquéfaction ne doit pas être considéré comme critique. Cependant, ces experts sont d'avis que le tunnel pourrait subir des déplacements importants. Sur le site actuel, la saturation du sol dans les zones où ces déplacements risquent de se produire exige de s'assurer que l'intégrité du tunnel sera maintenue dans l'éventualité d'un séisme de très grande intensité. Les dernières expertises indiquent que cette situation est gérable mais requiert des investigations et études additionnelles afin de bien identifier les défis et les coûts associés.



3 CARACTÉRISTIQUES DU TUNNEL

3.1 INTRODUCTION

Le choix d'un tunnel routier par rapport à un ouvrage en surface est généralement considéré comme un moyen viable de minimiser potentiellement les impacts environnementaux tels que la congestion, la qualité de l'air, la pollution sonore, l'intrusion visuelle ou la perturbation des écosystèmes. Néanmoins un tunnel est un investissement conséquent qui n'est réalisé que s'il est réellement nécessaire. Pour un gestionnaire d'ouvrage, un tel projet, dans un pays où la tradition de construction et d'exploitation de tunnels est peu présente, ne doit être pas être pensée pour résoudre les problématiques de transport d'aujourd'hui, mais bien ceux imaginés à long terme. La mutation des types et modes de transport commence. La conception du tunnel devrait donc tenir compte des prévisions de la demande en transport et en mobilité à plusieurs horizons temporels pour s'assurer qu'une optimisation de la section-type pendant toute la durée d'exploitation soit garantie.

Ce chapitre présente, à l'étape de faisabilité technique, les premiers détails de conception, de construction et d'opération d'un tunnel comportant une partie forée avec tunnelier et des ouvrages de raccordement à chacune des extrémités. Le critère de largeur des voies de circulation, des accotements et du type de véhicules autorisés ont été déterminés par le MTMDET. Le tunnel respecte les principales exigences des normes ou recommandations internationales ainsi que la dernière édition du code CSA-S6 (CSA, 2014) et les exigences spécifiques du Ministère lorsqu'applicables.

Ce chapitre s'appuie en partie sur le rapport d'étude remis par Rancourt (2016) dans le cadre de son mandat. Ce chapitre rapporte également certaines recommandations spécifiques pertinentes mentionnées lors de l'étude de faisabilité d'une option tunnel pour le remplacement du pont Champlain (BCDE, 2011a et b).

Il n'existe au Canada aucune réglementation ou norme visant la conception des tunnels. On doit donc s'en remettre aux règles et critères développés dans d'autres pays, en particulier en Europe et aux États-Unis.

Dans le cadre des tunnels routiers, les critères géométriques de la section transversale des tunnels varient selon les pays, tout comme les exigences et réglementations en matière de sécurité. La mise en commun des expériences acquises dans le domaine des tunnels à travers le monde constitue la mission première du comité des tunnels routiers de l'Association mondiale de la route (AIPCR), grâce à la publication de plusieurs rapports de recommandations techniques. En novembre 2015, l'AIPCR a mis en ligne une encyclopédie électronique, appelée « Manuel AIPCR des tunnels routiers » (AIPCR, 2015) qui traite de tous les aspects liés à l'utilisation des tunnels routiers, tels que la géométrie, les équipements et leur maintenance, l'exploitation, la sécurité et l'environnement, synthétisant les divers rapports publiés depuis une vingtaine d'années. Il est à noter que ces recommandations sont largement suivies au niveau mondial et peuvent figurer sous forme de clauses contractuelles dans les exigences techniques de conception et d'exploitation d'un projet de tunnel. Ainsi, plusieurs recommandations relevées dans ces publications seront soulignées dans chacune des sections de ce chapitre.



Dans le contexte nord-américain avec des gabarits routiers qui diffèrent généralement des standards européens pour les tunnels routiers, deux rapports d'études récents ont été consultés (FHWA, 2009; NFPA 2014). Dans son manuel des tunnels routiers, l'AIPCR (2015) présente les tunnels comme des systèmes complexes ayant dans certains pays, une image des hauts risques et de coûts élevés. Les principaux éléments à considérer lors de la conception d'un tunnel routier sont les suivants :

- le volume de voitures;
- la ventilation;
- le système d'évacuation des personnes;
- la longueur et la pente du tunnel;
- les réseaux et les équipements;
- les méthodes de construction et les conditions géologiques.

Tous ces éléments ont un effet direct sur les coûts, notamment les incertitudes reliées à la complexité des sols. La mise en œuvre de toutes les investigations nécessaires pour lever le maximum d'incertitudes géologiques et géotechniques minimisera les risques techniques à affronter en phase de construction pouvant fortement impacter la prévision des coûts de génie civil et les échéanciers. Lorsque les inconnues sur les caractéristiques du sol seront levées lors d'études ultérieures, une étude de risques, de leur gravité et leur occurrence tant en phase de construction que d'exploitation devra être réalisée. De plus, l'environnement socio-économique entourant le projet peut avoir un effet considérable sur les coûts directs.

3.2 DESCRIPTION DE L'OUVRAGE SOUTERRAIN

La prise en compte, dès les études préliminaires du projet, des grands enjeux relatifs aux différents aspects énoncés en introduction constituent une approche efficace pour résoudre ce système complexe, dont de nombreux paramètres sont interdépendants et de nombreuses interactions sont circulaires. Dans la présente section, seule la conception du tunnel sous le seul aspect de la section type, du tracé en plan et du profil en long est abordée. La justification et l'incorporation des systèmes d'exploitation et de sécurité proposées sera traitée à la section 3.4. À ce stade encore très préliminaire, de nombreux paramètres restent encore indéterminés ou variables. Dès les prochaines étapes du projet, l'assistance d'une expertise extérieure spécialisée sur les grands enjeux propres aux domaines des tunnels, tel que la ventilation, la sécurité dans un environnement confiné et les conditions d'exploitation serait un facteur de succès. Cela permettrait de contribuer à l'optimisation technique et économique du projet en répondant aux problèmes autres que l'aspect du tracé, de la géologie et du génie civil. Les principales caractéristiques de conception sont résumées au Tableau 3.1.

Tableau 3.1 : Caractéristiques du tunnel

Paramètre	Sélection
Densité de circulation (DJMA)	25 000
Type de tunnel	Interurbain
Vitesse de conception	80 km/h (vitesse affichée de 70 km/h)
Voie de circulation	11.1 m comprenant 2 voies de 3.7 m de large et accotements de 3.0 m et 0.7 m
Hauteur libre	5.5 m
Méthode de construction	Tunnelier
Longueurs	Longueur totale du tunnel : 7.80 km comprenant une partie forée au tunnelier de ± 7.05 km et des tranchées couvertes d'approche de ± 0.75 km au total pour les deux extrémités
Ventilation	Longitudinale avec gaines d'extraction transversale
Conditions hydrogéologiques	Sous le niveau de la mer (± 70 m max.)
Conditions géologiques traversée	70-80% - socle rocheux : roche sédimentaire, schiste avec inter-lits de grès 20-30% - dépôts meubles dépôts alluvionnaires composés en grande majorité de matériaux pulvérulents de composition sableuse avec présence de lits silteux et argileux

3.2.1 SECTION TRANSVERSALE

À ce stade de l'étude de faisabilité technique, la section type est composée de deux tubes de diamètre extérieur de 15.1 m interconnectés par des galeries d'accès à intervalles réguliers. La coupe type proposée pour le tunnel est montrée sur la Figure 3.1.

Chaque tube est dédié à un sens de circulation et comporte deux voies de circulation. En première hypothèse, l'épaisseur des voussoirs préfabriqués est fixée à 0.65 m. Le diamètre intérieur du tunnel est de 13.8 m. Au niveau de la dalle de circulation, la section comporte (Figure 1.2) :

- une chaussée, à deux voies de circulation de 3.7 m chacune;
- une zone hors chaussée à gauche composée :

- o d'un accotement de largeur de 0.7 m;
- o d'un parapet de sécurité en béton de protection.
- une zone hors chaussée à droite composée :
 - o d'une bande d'arrêt d'urgence de 3.0 m de large;
 - o d'un parapet de sécurité en béton de protection;
- une issue de secours de 1.12 m de large conduisant aux galeries d'interconnexion.

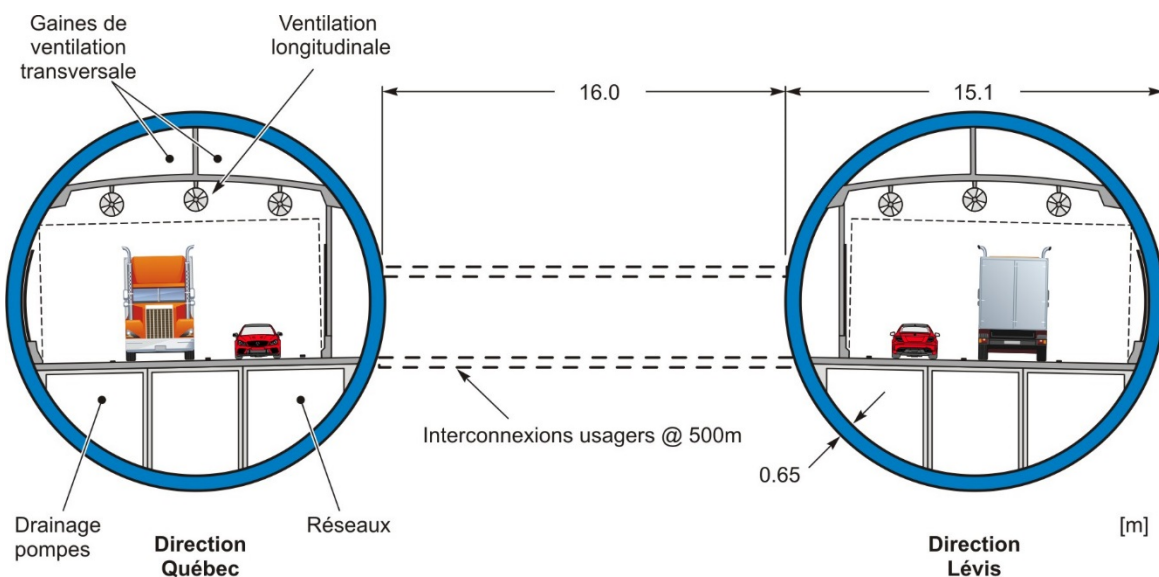


Figure 3.1 : Section type du tunnel

Il a été décidé de ne pas disposer de trottoirs de part et d'autre de la chaussée, tel que recommandé aux Pays-Bas et en Suède (AIPCR 2001). La largeur des accotements à gauche et à droite serviront de voies d'accès aux piétons en cas d'accident ou d'incendie. De plus, ne pas disposer de trottoir, facilite l'accès aux issues de secours pour les usagers handicapés et facilite l'entretien de la chaussée.

L'exigence du gabarit de 5.5 m de hauteur requis par le Ministère est considérée comme étant la hauteur libre dans le tunnel (somme du gabarit maximal des poids lourds autorisés et de la distance de confort à l'objet). Une marge supplémentaire d'environ 0.3 à 0.4 m est souvent conseillée avec les premiers éléments d'exploitation, tel que les panneaux de signalisation, d'éclairage, la ventilation ainsi que la prise en compte des éventuels défauts construction ou resurfaçage sans avoir sacrifié la couche précédente d'enrobage.

Un devers de la chaussée limité à 2% est à prévoir pour la collecte des eaux, où autres produits déversés sur la chaussée en cas d'incident. Aucune transition de devers de la chaussée n'est

à prévoir, ce qui simplifie le réseau d'assainissement dans chaque tube. Les caniveaux de récupération des eaux ont été compris dans la largeur de l'accotement aux points bas transversalement au droit de la glissière en béton. Les eaux usées sont canalisées dans la partie inférieure du tunnel et collectées aux points bas du profil en long pour être relevées par un système de pompes aux deux extrémités de chaque tube. Pour faciliter la maintenance des parapets en béton suite à une collision majeure, un système de parapets préfabriqués pourrait être regardé.

Les équipements de signalisation et sécurité seront placés selon leur fonction au-dessus des voies de circulation et sur les sections latérales des parois du tunnel dans les espaces hors-chaussée. Le système de ventilation longitudinal, utilisé en conditions d'opération normales, et les gaines de désenfumage, requises en cas d'incendie, se situent en partie supérieure de la voûte au-dessus de la chaussée.

Une distance de 16 m sépare les deux tubes. Des galeries d'interconnexion entre les tubes pour l'évacuation des usagers et l'accès du personnel d'urgence sont prévues tous les 500 m, tel que montré sur la Figure 3.2. Un total d'environ 15 galeries est requis, dont 2 à 4 unités devront être excavées dans les dépôts meubles du chenal nord. Pour ces dernières, une consolidation des sols au moyen d'injections de béton à haute énergie ou de congélation des sols devra être prévue préalablement à l'excavation des galeries, une fois les deux tubes réalisés. Elles ont une forme en D, d'une largeur et hauteur maximale de 4 m environ. Leur accès s'effectue par l'intermédiaire de l'issue de secours longitudinale, dont la tenue au feu est de 2 heures. Les portes d'accès à l'issue de secours sont espacées tous les 100 m. Ces structures sont requises, car elles constituent le seul accès à une zone sécuritaire pour les usagers en cas d'incendie.

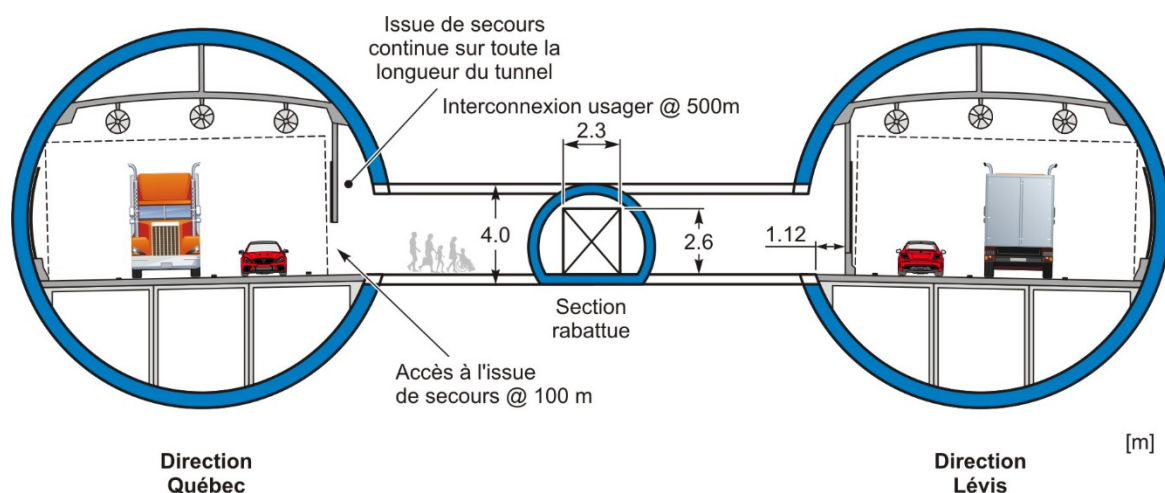


Figure 3.2 : Interconnexions et issues de secours

À ce stade de l'étude, une galerie d'interconnexion pour véhicule d'intervention est prévue à mi-distance du tracé. La dimension de cette galerie est montrée sur la Figure 3.3. Elle a une forme en D, d'une largeur de 10 m et de 16 m de long. La hauteur maximale intérieure est de 6 m, comme illustré sur la Figure 3.4. Cette galerie serait située dans le roc.

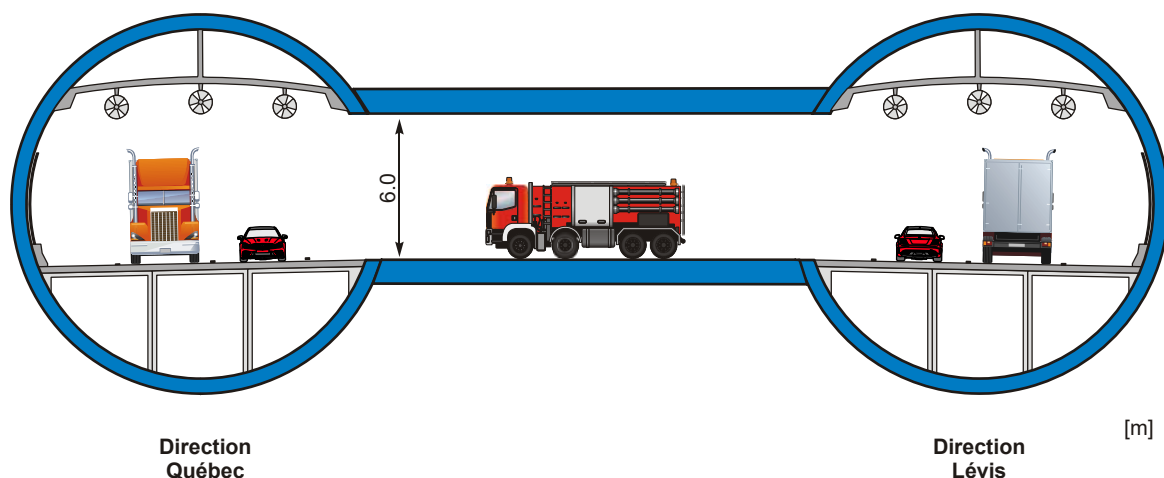


Figure 3.3 : Interconnexion technique à mi-parcours

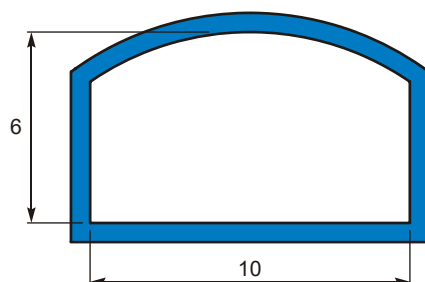


Figure 3.4 : Section typique de la galerie d'interconnexion pour véhicules d'intervention

Avec un diamètre de forage D_f autour de 15.4 m de diamètre, l'ouvrage projeté entre dans la catégorie des mégaprojets de tunnels. Toutefois la technique retenue a été éprouvée avec succès dans divers projets internationaux, en présence de conditions géotechniques difficiles, de grandes distances de forage, sous de fortes pressions hydrostatiques, etc., tout en garantissant un niveau de sécurité et fiabilité de construction. À l'heure actuelle, le plus gros diamètre de forage au tunnelier, en cours de réalisation, est le tunnelier Bertha de 17.4 m conçu par Hitachi Zosen dans le cadre du remplacement l'autoroute surélevée Alaskan Way à Seattle. Cependant, la grande majorité des mégaprojets de tunnels autoroutiers à travers le monde se concentre sur des diamètres de forage D_f autour de 15 m

depuis une dizaine d'années. Les projets du tunnel de Shanghai Changjiang sous rivières ($D_f = 15.43$ m), du tunnel de l'autoroute M30 à Madrid ($D_f = 15.2$ m) et du tunnel autoroutier Galleria Sparvo en Italie ($D_f = 15.6$ m) en sont quelques exemples.

3.2.2 TRACÉ EN PLAN – ALIGNEMENT HORIZONTAL

Le choix du tracé établi par le MTMDDET a pour objectif principal de permettre une ceinture périphérique de la CMQ en reliant les rives nord et sud du fleuve à l'est des villes de Québec et Lévis. Ce lien doit être conçu pour relier directement le système autoroutier. Le tracé a été décrit sommairement à la section 1.3.2. Une description détaillée du tracé, des structures de raccordement, et des portails est présentée dans cette section. Le tracé a été considéré en maintenant un couvert de sol équivalent à 15 m au-dessus de son extrados aux extrémités, soit environ une fois son diamètre. Combiné au choix des rampes d'accès au tunnel, cela fixe la position du point d'attaque du tunnelier, appelé le tympan. Le tympan est une paroi en béton réalisée au droit du point d'attaque et du point de sortie du tunnelier. Au niveau du point d'attaque, le tunnelier est assemblé au droit de cette paroi en béton qui sera forée du diamètre du tunnelier dès le début d'avancement du forage.

La coordination du tracé en plan avec le choix du profil en long doit faire l'objet d'un soin particulier dans un tunnel pour favoriser le niveau de confort et de sécurité des automobilistes. L'effet visuel des changements de pentes en profil en long, notamment aux points hauts, est caractérisé par un champ visuel limité et l'éblouissement des dispositifs d'éclairage (AIPCR, 2015). Le rayon de courbure minimum en plan a été fixé à 2 800 m pour permettre une distance de visibilité d'anticipation dans le tunnel pour une vitesse affichée de 70 km/h.

Le tracé est présenté sur la Figure 3.5. La longueur du tunnel foré est de de 7 055 m environ entre le point d'entrée et sortie du tunnelier, et un total de 750 m de raccordement construit en tranchée couverte, auquel s'ajoute des parties à ciel ouvert et des échangeurs de raccordement. Le tracé est en « S » pour assurer un raccordement tangent rive nord avec l'autoroute 40 dont la pente est prononcé ($> 5\%$).



Figure 3.5 : Vue en plan du tracé du tunnel (fond de plan tiré de Google Maps)

Côté rive sud, la position du point d'attaque du tunnelier se situe à environ un kilomètre au sud de la route 132. Entre le point de raccordement à l'Autoroute 20 et le point d'entrée du tunnelier, ce tronçon est réalisé en tranchée ouverte sur les premiers 400 m, puis passe ensuite en tranchée couverte sur environ 50 m.

À ce stade, un puits de ventilation intermédiaire est considéré. Il est situé en retrait des berges de l'Île-d'Orléans dans le fleuve St-Laurent. Ce puits est combiné à une unité de ventilation qui permet d'assurer un meilleur renouvellement de l'air frais dans le tunnel et un point intermédiaire d'extraction des fumées en cas d'incendie. Il offre un potentiel d'optimisation de la ventilation et des gaines d'extraction de la fumée en cas d'incendie. Cette unité devra faire l'objet d'une réflexion architecturale pour s'intégrer dans le paysage de la pointe de l'île. Elle pourra être accessible aux citoyens et constituer un lieu d'accès pour offrir un point de vue de la ville de Québec.

Côté rive nord, le tunnel émerge sur les berges du Saint-Laurent avec une pente de la rampe d'accès à 5%, le forage du tunnel ressort à environ 400 m des berges. Une digue temporaire dans le chenal nord du fleuve Saint-Laurent est nécessaire durant la phase de construction pour créer une enceinte étanche. Cette enceinte, d'une élévation d'environ 6 m, soit 2 m au-dessus du niveau de référence du fleuve garantit un travail au sec pour :

- la construction du tympan ;
- la construction de la partie souterrain en tranchée couverte se raccordant aux derniers voussoirs du tunnel ;
- la construction de l'unité de ventilation.

De manière courante, les unités de ventilation sont situées aux deux extrémités du tunnel au-dessus de la zone en tranchée couverte.

3.2.3 PROFIL EN LONG – ALIGNEMENT VERTICAL

Le profil a été établi en supposant une épaisseur de sol minimale équivalente à 15 m, soit environ une fois le diamètre du tunnel au-dessus de son extrados aux deux extrémités. Le recouvrement minimum sous fluvial déjà réalisé est d'un demi diamètre lors du projet du 4^{ème} tunnel sous l'Elbe en Allemagne avec un tunnelier de 14.2 m.

Le profil du socle rocheux proposé est très approximatif. Il a été élaboré par extrapolation des données de forages disponibles. Pour la partie dans le chenal nord, les profils sont basés sur trois forages ayant atteint le roc (Vandry-Jobin, 1979) dans le prolongement de l'autoroute 40 située approximativement entre 100 et 200 m du tracé suggéré. Ces données doivent donc être considérées avec la plus grande précaution et devront bien entendu être précisées à la suite des études d'investigation géologiques et géotechniques requises à l'étape de préfaisabilité. Des modifications du profil en long et des pentes pourront en découler. L'AIPCR (2015) note que sur l'ensemble des tunnels routiers à volume de trafic élevés, ceux avec des profils longitudinaux descendants présentent un taux d'accident supérieur en raison de l'influence de la vitesse. Le profil longitudinal du tunnel est esquissé sur la Figure 3.6.

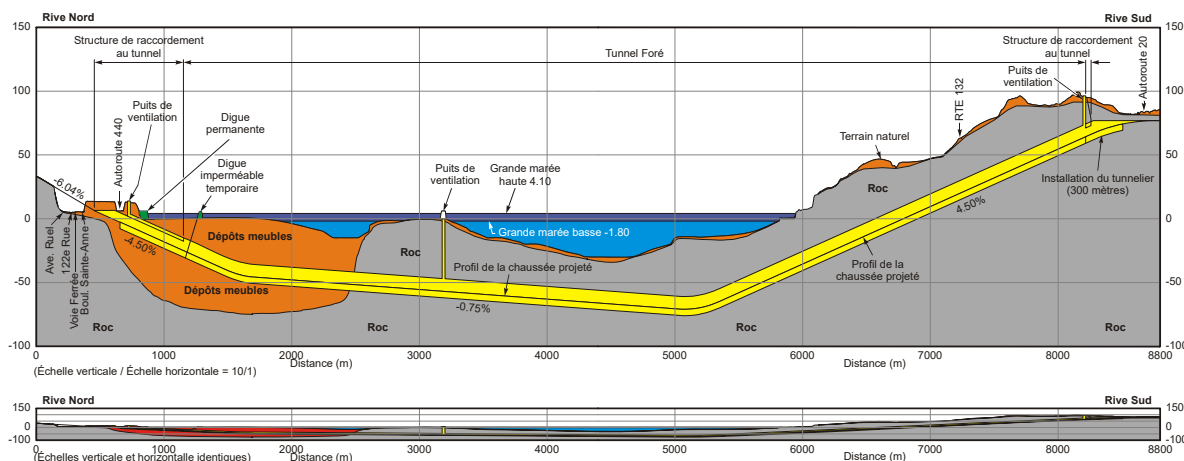


Figure 3.6 : Profil longitudinal du tunnel dans le site (adapté de MTMDT 2016)

Le profil en long est essentiellement conditionné par les contraintes suivantes :

- le fond du lit du fleuve Saint-Laurent;
- la zone de dépôts meubles potentiellement liquéfiables en cas de séisme majeur;
- la maximisation de la phase forée avec le tunnelier dans le socle rocheux;
- une pente maximale de 4.5% dans le tunnel.

La rampe d'accès rive nord a une pente de 4.5% qui se prolonge dans la zone forée au tunnelier. Ensuite une pente de 0.75% rejoint progressivement le niveau de plus bas du profil pour remonter avec une pente de 4.5% pour rejoindre le portail sud. Le point bas du tunnel est situé à une profondeur de -70 m environ, dans l'axe du chenal sud. Le point bas, se situant dans le roc, n'implique pas nécessairement que le forage s'effectuera avec 7 bars de pression hydraulique en tête de l'outil de coupe. Les études hydrologiques requises dans les prochaines étapes permettront d'avoir une estimation de pressions hydrauliques rencontrées. Avec des pentes supérieures à 3% et des rampes relativement longues, la capacité pratique de la chaussée en présence de camion est nettement diminuée.

3.2.4 CAPACITÉ PRATIQUE D'UNE CHAUSSÉE DU TUNNEL

Cette section est tirée du calcul de capacité pratique présenté dans le rapport de l'AIPCR (2001). La capacité théorique d'un tronçon routier est l'intensité maximale du trafic par heure. La capacité théorique est d'environ 2200 véhicules par heure et par voies (véh/h.v). Ce chiffre n'est pas un maximum absolu, mais est fondé sur une répétabilité raisonnable.

La capacité pratique, C_p d'un tronçon de chaussée se calcule donc en fonction de la capacité théorique et des divers facteurs : la largeur de voie et des zones hors chaussées, le

pourcentage de poids lourds, et le type d'automobiliste (familiers ou non à emprunter un tunnel). Elle est calculée comme suit :

$$C_p = 2\,200 \times N \times C_l \times C_{pl} \times C_c$$

Dans le cas du présent tunnel, avec une largeur de voie supérieure à 3.6 m et une distance minimale entre la route et le premier obstacle de 0.7 m pour la voie de gauche, le coefficient d'ajustement, C_l est de 0.97.

Le coefficient de poids lourd C_{pl} est différent selon la pente et la longueur de la pente pour rejoindre les extrémités. Le Tableau 3.2 résume les différentes valeurs en considérant une proportion de poids lourds correspondant à 10% du trafic total. Selon les premières hypothèses sur le profil en long, le coefficient poids lourd minimal est autour de 0.65. Le coefficient de correction C_c est estimé à 90%, considérant que 10% des automobilistes empruntant le tunnel ne sont pas des usagers familiers du tunnel.

Tableau 3.2 : Coefficient de poids lourd

Rampe	Pente (%)	Longueur (km)	C_{pl}
Portail nord	4.5	1.15	0.71
Rampe intermédiaire	0.75	3.50	0.95
Rampe	4.5	3.15	0.65

À ce stade de l'étude en considérant deux voies de circulation, la capacité pratique de l'ensemble de la chaussée dans un sens est d'environ 2486 véh/h pour les deux voies dans chacune des directions. Ainsi, la capacité pratique de la chaussée est réduite de 43.5% par rapport à la capacité théorique de deux voies. Cette forte chute de rendement est liée directement à la grande longueur de rampe et à leur forte déclivité.

3.2.5 AXES D'OPTIMISATION DE LA SECTION

La tendance actuelle des tunnels autoroutiers en zone urbaine s'oriente majoritairement sur des sections transversales de grand diamètre. Un tunnel peut être conçu pour accommoder tous types de catégorie de routes, de tailles de véhicules et de types de matières transportées. Cependant ces choix fondamentaux impactent fortement les coûts de construction et d'exploitation. La section proposée répond aux premières exigences du MTMDT selon les critères de classification standard d'une autoroute. Dans le contexte du présent tunnel d'une grande longueur forée au tunnelier traversant des alluvions sableux saturés avec la présence de lits silteux et argileux, chaque 0.5 m de réduction sur le diamètre extérieur se chiffre en dizaines de millions de dollars d'économie. Les expériences similaires

dans le monde montrent que les gros diamètres de tunnels urbains (± 15 m) sont sélectionnés pour accommoder 3 voies de circulation, avec par conséquent des accotements réduits à leur maximum afin de répondre à un fort taux d'accroissement du trafic routier dans la zone concernée (Madrid, Shanghai, Nanjing, Auckland). Selon les besoins, le niveau inférieur à la dalle de roulement a été conçu, pour une voie de circulation des véhicules de secours (tunnel de Madrid), ou en prévision d'un train de passagers (tunnels de Shanghai et de Nanjing).

Dans le présent projet, la largeur des voies permet l'aménagement éventuel d'une troisième voie réservée au transport en commun. L'optimisation du diamètre du tube doit être vue comme l'un des éléments clés de la conception. Le choix définitif de la section transversale doit forcément passer par un processus itératif. Ainsi la section pourra être optimisée dans les étapes subséquentes du projet en modifiant la largeur des voies, les largeurs d'accotements et la hauteur libre. Il n'y a pas uniquement une seule solution viable, mais un nombre réduit de solutions optimales. Quelques axes d'optimisation sont présentés ci-dessous.

Hauteur libre

Au stade de l'étude de faisabilité du remplacement du pont Champlain, la hauteur libre retenue pour le passage des camions de l'option tunnel avait été fixée à 5.0 m. Pour une autoroute en tunnel, la norme AASTHO (2004) recommande une hauteur libre de 4.9 m (Figure 3.7). Il est à noter de plus que la hauteur libre du tunnel Louis-H. La Fontaine est de 4.4 m pour la voie centrale et 4.2 m pour les voies de droite et gauche. Il paraît nécessaire dans les prochaines étapes du projet, de confirmer la nécessité d'un gabarit de 5.5 m, sachant qu'un itinéraire alternatif (Pont Pierre-Laporte) reste existant pour les véhicules de grands gabarits.

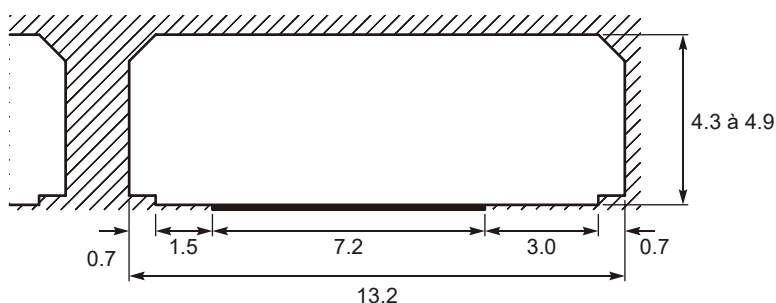


Figure 3.7 : Gabarit routier souhaitable pour un tunnel routier à deux voies selon le code AASTHO (2004)

Il est donc primordial que le gabarit routier et le type de véhicules autorisés, sélectionnés par le propriétaire d'ouvrage, découle d'une étude approfondie du types de densité de circulation dans le secteur et des routes alternatives existantes pouvant être définies pour

certains types de véhicules. Il apparaît, à ce stade de l'étude, que les largeurs hors chaussées pourraient être optimisées. Si la bande d'arrêt d'urgence devait être conservée, sa hauteur libre pourrait être variable pour réduire l'emprise du gabarit.

Il convient toutefois de noter que dans la configuration à deux tubes c'est davantage la largeur des voies qui dicte le diamètre du tunnel plutôt que la hauteur libre. Dans une configuration à un seul tube à deux niveaux, le choix du gabarit pour la hauteur libre serait plus critique.

Largeur hors chaussée

Les largeurs hors chaussée de chaque côté dans un tunnel routier peuvent comprendre des accotements, des bandes d'arrêt d'urgences, des trottoirs et des glissières. Si un consensus d'une voie circulation autoroutière unidirectionnelle entre 3.5 et 3.75 m semble exister pour divers pays pour assurer une voie confortable, idéale et qui offre une capacité de trafic optimale dans un tunnel (AIPCR, 2001 ; AASHTO, 2004), les dimensions et les critères relatifs aux éléments de la zone hors chaussée varient énormément d'un pays à l'autre.

Le rapport de la FHWA (2009) recommande dans la phase d'avant-projet d'un tunnel de considérer la réduction de certaines des réglementations de l'AASHTO (2004) présentées à la Figure 3.8, en particulier au niveau des accotements. La conservation des largeurs standards d'accotement, certes souhaitable, conduira à une augmentation considérable du coût de construction de l'ouvrage. La Figure 3.8 présente une section type recommandée pour un tunnel unidirectionnel à deux voies, avec des accotements à droite et à gauche de la chaussée de 1.2 et 0.6 m.

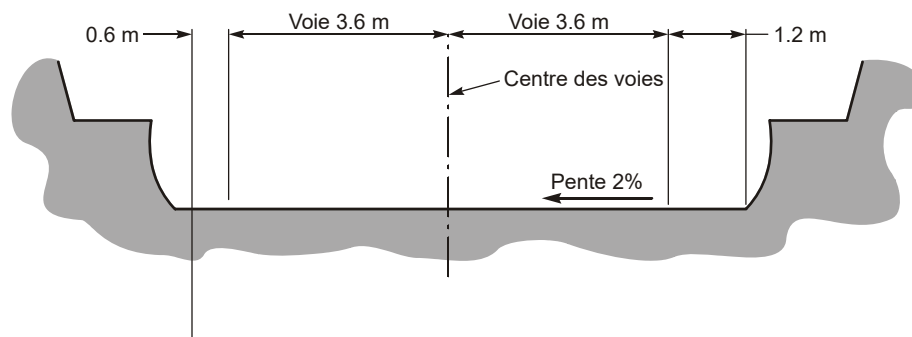


Figure 3.8 : Section typique d'un tunnel routier à deux voies (FHWA, 2009)

Pour des raisons de viabilité économique, l'ensemble des tunnels routiers de gros diamètre ne sont pas équipés de bandes d'arrêt d'urgence ou de refuges. Ils ne permettent donc pas à un véhicule de stationner sur l'accotement adjacent à la voie de circulation, sans qu'il occupe une partie de la voie et gêne la circulation, bien que cela puisse entraîner la formation de ralentissements selon l'intensité du trafic, en cas de panne de véhicules ou

d'incidents divers nécessitant l'arrêt d'un véhicule (AIPCR, 2001). Il est estimé qu'une largeur de 2.0 m est nécessaire pour qu'une voiture particulière puisse se stationner sans gêner la circulation. Les directives françaises déconseillent de définir une largeur d'accotement à droite de la chaussée entre 1.0 et 2.0 m afin de s'assurer que les automobilistes ne considéreront pas cette zone hors chaussée comme une bande d'arrêt d'urgence sur laquelle on peut s'arrêter en toute sécurité. Le rapport de l'AIPCR (2001) fournit un récapitulatif des largeurs hors chaussée avec ou sans bande d'arrêt d'urgence de chaque pays ayant une directive à cet égard.

La disposition de trottoirs n'est pas obligatoire selon plusieurs directives (Pays-Bas, Norvège, Suède). Les directives françaises n'exigent pas de trottoir lorsque la largeur de l'accotement est supérieure ou égale à 2 m. Même s'il existe une bande d'arrêt d'urgence, les trottoirs sont préférés aux glissières métalliques de sécurité, car ils offrent une distance de visibilité supérieure dans les virages, un espace pour les capteur et signalisation, la possibilité d'ouvrir les portes des voitures côté trottoir et un espace supplémentaire pour les câbles et conduites (AIPCR, 2001). De plus les trottoirs assurent l'ouverture des portes de secours sans gêner la circulation. De manière courante la hauteur des trottoirs est de l'ordre de 200 mm, permettant l'ouverture d'une portière de voiture. En présence ou en absence de bande d'arrêt d'urgence, les largeurs de trottoirs requises diffèrent entre les différentes directives. Globalement, la largeur est comprise entre 0.7 à 1.0 m. La norme AASHTO (2004) recommande une largeur minimale de trottoir de 0.7 m. De plus, ces trottoirs peuvent constituer une zone franchissable par les véhicules de secours, en utilisant la largeur combinée du trottoir et de l'accotement latéral pour se rendre plus rapidement à un lieu d'incident en cas de congestion.

Les parapets en béton sont préférables sur les accotements étroits, car ils ne nécessitent pas un espace important à l'arrière pour permettre sa déformation, contrairement aux glissières métalliques. Par contre, en cas d'angle d'impact important, les conséquences de la collision peuvent être graves. Dans un tunnel, la fonction des parapets est double, elle permet de remettre un véhicule dans le sens normal de la circulation tout en protégeant les voussoirs du tube de tout impact. En présence de parapets, la distance à l'objet est considérée par rapport à la base de ce dernier et la ligne de rive.

Selon l'AIPCR (2001), il est important de noter qu'une zone hors chaussée ne limite pas la capacité pratique du débit routier lorsque sa largeur est supérieure ou égale à 1.8 m. Une largeur supérieure à celle-ci peut entraîner une augmentation de la vitesse de circulation souhaitée. La réduction des zones hors chaussée a un impact faible sur la réduction de la capacité pratique du débit routier par rapport à la pente des rampes. Pour une distance à l'objet de 1.2 m, 0.6 m, et nul, le pourcentage de réduction de la capacité d'une voie est de 1%, 3%, et 8% respectivement.

En dernier lieu, il est courant d'avoir une vitesse de base dans les tunnels inférieure de 10 à 20 km/h par rapport aux vitesses des routes qu'ils relient. La diminution de la vitesse de base peut permettre une réduction de la largeur hors chaussée tout en améliorant la sécurité routière dans le tunnel.

Interconnexions

Des issues de secours sont aménagées dans tous les tunnels (à l'exception des tunnels très courts) pour permettre aux usagers de rejoindre à pied, en cas d'incendie, un espace sûr après s'être enfuis de l'espace réservé à la circulation. L'intervalle entre les issues de secours pour les usagers varie globalement entre 100 et 500 m, selon les directives du pays. La première issue de secours ne doit pas se situer à plus de 10 minutes de marche. Pour les tunnels sous fluviaux, deux types d'issues de secours existent :

- les interconnexions entre tubes ;
- les voies d'accès sous la chaussée.

Dans le cas du présent projet, en présence d'un tunnel de grand diamètre, long et dans un contexte géologique complexe au niveau du chenal nord, une comparaison succincte des deux types d'issue de secours est présentée au Tableau 3.3.

Tableau 3.3 : Comparaison du type d'issue de secours

Issue de secours	Accessibilité	Longueur de l'issue de secours	Difficulté de construction	Impact sur la structure	Espacement envisageable (m)
Tubes interconnectés	Bonne	Courte	Élevée	Affaiblit ponctuellement la résistance du tube	150 à 500
Accès à la sous face de la chaussée	Faible (personne à mobilité réduite)	Longue	Faible	Aucune	75 à 300

À titre indicatif, le Tableau 3.4 présente les stratégies d'évacuation des usagers adoptées dans certains tunnels à l'étranger. Il est intéressant de noter que depuis une dizaine d'années, avec le renforcement de la sécurité dans les tunnels, la distance entre deux issues de secours consécutives ne dépasse pas 300 m. À juste titre, aux États-Unis, la dernière version du code de sécurité incendie NFPA 502 (2014) limite la distance entre deux issues de secours à 300 m (1000 pieds).

Tableau 3.4 : Intervalle maximal choisi dans de divers projets

Tunnel	Longueur (km)	Interconnexions usagers (m)	Accès inférieur (m)	Pays	Année
Tokyo Bay	9.50	Aucune	300 (Toboggan)	Japon	1997
Westerschelde	6.60	250	Aucun	Pays-Bas	2002
4 ^{ème} liaison sous l'Elbe	4.40	1000	Aucun	Allemagne	2003
Strenger	5.75	500	Aucun	Autriche	2004
Weser	1.60	327	Aucun	Allemagne	2004
Shanghai	7.60	830	280 (Escalier)	Chine	2009
Sparvo	2.50	300	Aucun	Italie	2014
Waterview connection	2.40	150	Aucun	Nouvelle-Zélande	En cours

Suite à une analyse de risque dans les prochaines étapes du projet, les espacements des interconnexions usagers pourront être confirmés. De plus l'intérêt de conserver une galerie d'interconnexion pour véhicules d'intervention à mi-distance devra être validé.

3.3 CONSTRUCTION

3.3.1 MÉTHODE D'EXCAVATION ET CONSTRUCTION

La technologie des tunneliers ou TBM (Tunnel Boring Machines) a évolué de façon très rapide depuis les années 2000. Environ une quinzaine de tunnels dans le monde ont été réalisés avec des tunneliers de diamètre aux alentours des 15 m. Le diamètre record est actuellement de 17.4 m pour un tunnelier fabriqué par Hitachi-Zosen dans le cadre du projet « Alaskan Way » à Seattle, USA. Le projet d'un tunnel traversant la rivière Neva à St-Petersbourg, suspendu en 2012 pour des raisons financières, avait tout de même permis de valider en phase de conception le forage au tunnelier avec un diamètre de 19.25 m. Le diamètre de tunnel proposé dans la présente étude, bien que considéré comme de grande dimension, est techniquement réalisable au tunnelier.

Les tunneliers modernes permettent maintenant l'excavation de plusieurs types de terrains avec la même machine, au moyen d'un compartiment pressurisé au-devant de la machine permettant de maintenir, si requis, la stabilité des sols sur le front d'avancement. Le front sera

dit *fermé* et à *pression de terre* (EPBM, « Earth Pressure Boring Machine ») si l'unique confinement est issu de la compression des déblais sur le front de taille par la machine (Figure 3.9). La pression d'opération s'élève généralement jusqu'à ± 40 m d'eau, avec des maximums en cas d'urgence pouvant aller jusqu'à 100 m (tunnelier Hitachi-Zosen de Seattle). Pour le tunnel à l'étude dans ce rapport, si requis, des injections ont été prévus pour réduire les pressions d'eau au-devant de la roue d'abattage (Rancourt, 2016). Si cette pression ne suffit pas à assurer la stabilité du terrain, dans le cas de sables aquifères par exemple : on devra utiliser des tunneliers dit *fermés* à *pression de boue* (Slurry TBM ou Mixshield) qui creusent dans une chambre d'abattage remplie de bentonite mise sous pression tel qu'illustré sur la Figure 3.10. Cette dernière assure un confinement uniforme et un meilleur contrôle des pressions des terrains et de la nappe exercées sur le tunnel.

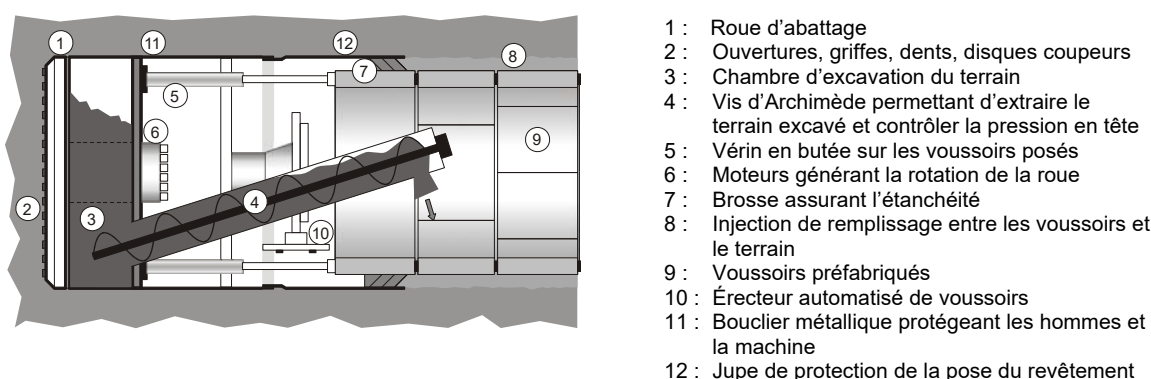


Figure 3.9 : Coupe schématique d'un tunnelier à pression de terre, tiré de Martin (2012)

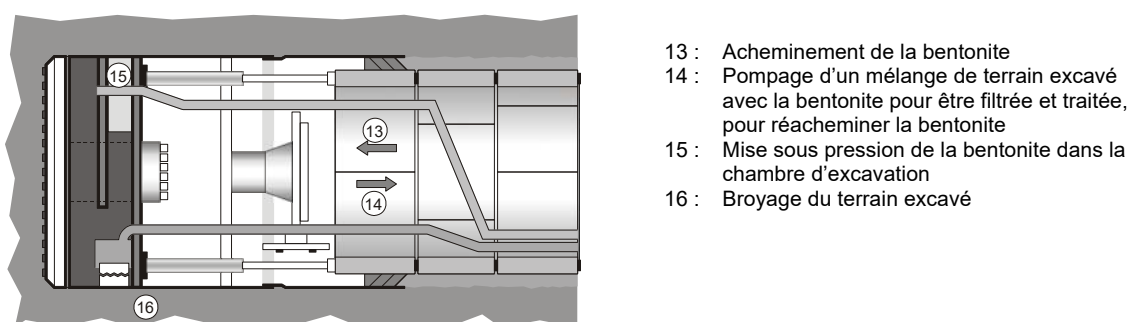


Figure 3.10 : Coupe schématique d'un tunnelier à pression de boue, tiré de Martin (2012)

La pression atmosphérique règne dans le tunnel en construction. Cependant, lorsque le tunnelier traverse des terrains meubles saturés, de très forts gradients hydrauliques s'appliquent en tête de tunnelier. Dans le cas de tunneliers fermés, les interventions sur la roue ou sur les outils de coupe devront donc être faits en hyperbare. Les développements technologiques des TBM offrent maintenant la possibilité d'un remplacement partiel des



outils de coupe sous pression atmosphérique. Ceci est réalisable à travers des espaces accessibles entre la roue de coupe et les valves de dépressurisation situées derrière les disques coupeurs.

Pour le présent projet de tunnel, dans des conditions géologiques mixtes en présence de fortes pressions hydrostatiques, l'une des deux technologies succinctement présentées devra être choisie. L'expérience acquise par les constructeurs de tunneliers pour forer des tunnels de grandes dimensions en condition sous fluviale à de grandes profondeurs (± 60 m) dans des conditions géologiques difficiles confirme la faisabilité technique de réaliser le lien sous fluvial par tunnelier pour rejoindre Québec et Lévis. Le tunnelier effectuera l'excavation en une seule phase traversant des matériaux rocheux et meubles. La roue d'abattage avant sera munie à la fois d'ouvertures et de griffes pour les sols mous, et de disques coupeurs pour la roche plus dur. Une bonne prédiction géologique et l'identification des risques géotechniques sont nécessaires à l'étape de faisabilité pour définir le type de tunnelier le plus optimal pour ce projet et concevoir la roue de coupe en fonction des conditions du site.

De manière générale, un tunnelier à pression de boue est plus coûteux car il nécessite une station de traitement des boues pour séparer la bentonite des matériaux excavés. Dans le cas de forage avec un TBM, une attention particulière doit être apportée dans les sols meubles liés aux risques de collage, colmatage, de l'abrasivité du sol, la probabilité de pierres ou blocs erratiques et de la liquéfaction du sol. Dans des sols à majorité sableuse, les tunneliers à pression de boue sont souvent préférables. À l'inverse, dans des sols silteux et argileux principalement, les tunneliers à pression de terre (EPBM) sont recommandables. Cependant, il n'est pas rare que chacun des deux types présentent des avantages le long du tracé étudié et le meilleur compromis doit être trouvé.

D'expérience, une perméabilité de sol 10^{-5} m/s constitue un point frontière sur le choix du type de tunnelier (BTS/ICE 2005). Typiquement, l'utilisation d'un tunnelier à pression de terre est optimale pour des valeurs de perméabilité inférieures 10^{-5} m/s. Si la perméabilité est supérieure à cette limite en conditions sous fluviales, l'eau peut s'infiltrer dans le tunnel à travers de la roue d'abattage. Dans ce contexte, les tunneliers à pression de boues sont préférables. Les récents projets de tunnels forés au tunnelier sous fluvial ont montré une préférence des tunneliers à pression de boue (4^{ème} tunnel sous l'Elbe, Allemagne; Shanghai-Changjiang sous le Yangtze, Chine; tunnel à Hangzhou sous le Qianjiang, Chine; tunnel Eurasie sous le Bosphore, Turquie).

L'avancement du tunnelier s'effectue par la poussée des vérins sur les voussoirs venant d'être installés. En début de creusement, le tunnelier est en buté sur un mur de réaction ou portique temporaire. Le début du forage au tunnelier semble donc plus judicieux à partir de la rive sud, dans une zone au-dessus de la nappe phréatique et où le socle rocheux est peu profond. Selon les critères de coûts et délais, une solution à un ou deux tunneliers peut être envisagée. Dans le cas d'un seul tunnelier, le forage des deux tubes peut être fait à partir du même point d'attaque dans la tranchée réalisée sur la rive sud, en ramenant l'ensemble du tunnelier sur un système de rail une fois le premier tube complété. Une autre solution consiste à effectuer une rotation du tunnelier du côté nord par un démantèlement partiel des éléments du tunnelier une fois le premier forage complété. Le tunnelier fore ensuite le deuxième tube en direction inverse.

Le Tableau 3.5 présente les critères de conception du tunnelier. Deux diamètres typiques sont présentés, le diamètre de la tête de coupe et le diamètre extérieur du revêtement. Il y a généralement un jeu de 0.3 à 0.5 m entre le rayon de coupe et le diamètre extérieur du revêtement. L'anneau qui résulte de la différence de diamètres est par la suite injecté de coulis de ciment.

Tableau 3.5 : Critères de conception du tunnelier

Critères de conception	
Énergie (kWh) (80%)	6400
Longueur forée (m)	14100
Taux d'avancement (m/j)	15
Durée (jours)	940
Diamètre de la tête (m)	15.4
Diamètre extérieur du revêtement (m)	15.1

3.3.2 STRUCTURES DE GÉNIE CIVIL

Revêtement du tunnel

Avec la technique de forage par tunnelier, le revêtement privilégié est composé de voussoirs préfabriqués en béton armé. Ils assurent le fait d'avoir une section parfaitement circulaire, avec un grand contrôle qualité des voussoirs et une pose simplifiée par un système d'érecteur automatisé dans le train du tunnelier. La pose des voussoirs est effectuée en toute sécurité sous la protection du bouclier métallique. La Figure 3.11 montre un exemple d'agencement de voussoirs en anneaux pour un tunnel.

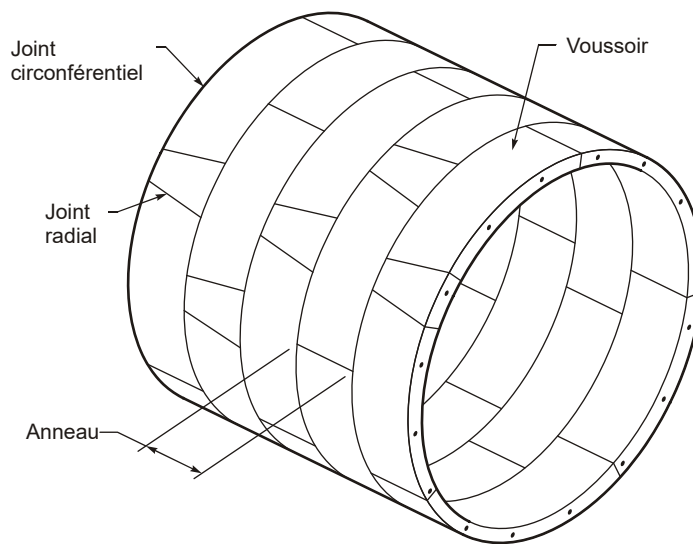


Figure 3.11 : Exemple de voussoirs montés en anneau, adapté de FHWA (2009)

L'acheminement des voussoirs au train du tunnelier s'effectue par camion. Le nombre de voussoirs constituant un anneau est déterminé en fonction de plusieurs facteurs, notamment du fait qu'un nombre de voussoirs plus grand induit de plus grandes déformations, ce qui diminue les moments en flexion. Inversement un moins grand nombre de voussoirs rend le revêtement plus rigide, ce qui diminue les déplacements et augmente les moments. La méthode de mise en place et les limites de transport des pièces peuvent également influencer la dimension et le nombre de voussoirs (Rancourt, 2016). Le Tableau 3.6 résume les caractéristiques et le nombre de voussoirs pour un tube.

Tableau 3.6 : Caractéristiques et le nombre de voussoirs

Diamètre externe (m)	Épaisseur des voussoirs (m)	Largeur des voussoirs (m)	Nb. de voussoirs	Nb. de voussoirs clés
15.1	0.65	2.0	9	1

C'est l'ensemble de ces anneaux mis bout à bout qui constitue le revêtement structural du tunnel. Dans l'épaisseur des voussoirs, une clef de cisaillement circconférentielle en béton est conçue. Pour chaque anneau, c'est le dernier voussoir (voussoir de clef) qui assure son clavetage. Pour permettre de respecter les courbes du tracé et du profil en long, la longueur des voussoirs dans ces zones ne sont pas constantes. Les voussoirs sont boulonnés radialement et longitudinalement. Des goupilles de cisaillement seront rajoutées dans les zones de transition de terrain, pour la traversée de sols meubles et dans les zones d'interconnexion pour renforcer la résistance au cisaillement.

L'étanchéité entre les voussoirs et les anneaux successifs est assurée par des joints transversaux et circonférentiel, installés au préalable sur chaque voussoir. Ils sont comprimés radialement lors du serrage des boulons, et longitudinalement lors de la poussée du tunnel. De plus, un critère de perméabilité devra être défini dans les prochaines études pour minimiser tout transfert provenant de l'extérieur au travers des voussoirs en béton.

Les surfaces intérieures du tunnel pourraient être partiellement recouvertes de panneaux de revêtement préfabriqué recouvert d'un fini blanc. Ce fini de protection ignifuge à base de résine époxy serait appliqué sur les panneaux pour améliorer la sécurité et faciliter la maintenance. Ce fini intérieur permettrait d'ajouter une couche d'isolation thermique en présence d'un incendie, et ainsi augmenter la durée de résistance au feu des voussoirs. De plus, un fini de couleur claire, assure une meilleure efficacité de l'éclairage et de la visibilité pour les automobilistes. Pour le gestionnaire de l'ouvrage il constitue une surface plus facile à nettoyer et peuvent être remplacés aisément.

Chargement transféré sur le revêtement

Selon Rancourt (2016), un tunnel peut être considéré comme étant peu profond lorsque l'épaisseur des dépôts meubles au-dessus de la voûte est généralement moins de deux fois le diamètre du tunnel. Dans ce cas, il est recommandé de considérer le plein chargement gravitaire (Gruebl, 2012). Cette charge maximale en considérant le point le plus profond du tunnel est d'environ 500 kPa à la voûte et 770 kPa au radier. Il est également recommandé, à titre préliminaire, de prendre $k_0 = 1$ comme coefficient de contrainte latérale. Un certain nombre de méthodes permettent une réduction des charges due à la formation d'une arche au-dessus du tunnel. Toutefois les méthodes applicables donnent des valeurs essentiellement les mêmes que pour les dépôts meubles.

Interconnexions – Issues de secours

Des galeries d'interconnexion ont été prévues entre les tubes à tous les 500 m. Ces structures sont requises pour permettre l'évacuation d'un tube dans le cas d'un incendie. La géométrie sélectionnée permet d'assurer l'évacuation des usagers et offre l'accès aux équipes d'intervention. La Figure 3.12 montre l'exemple d'une réalisation d'interconnexion entre deux tubes pour le passage d'usagers seulement.

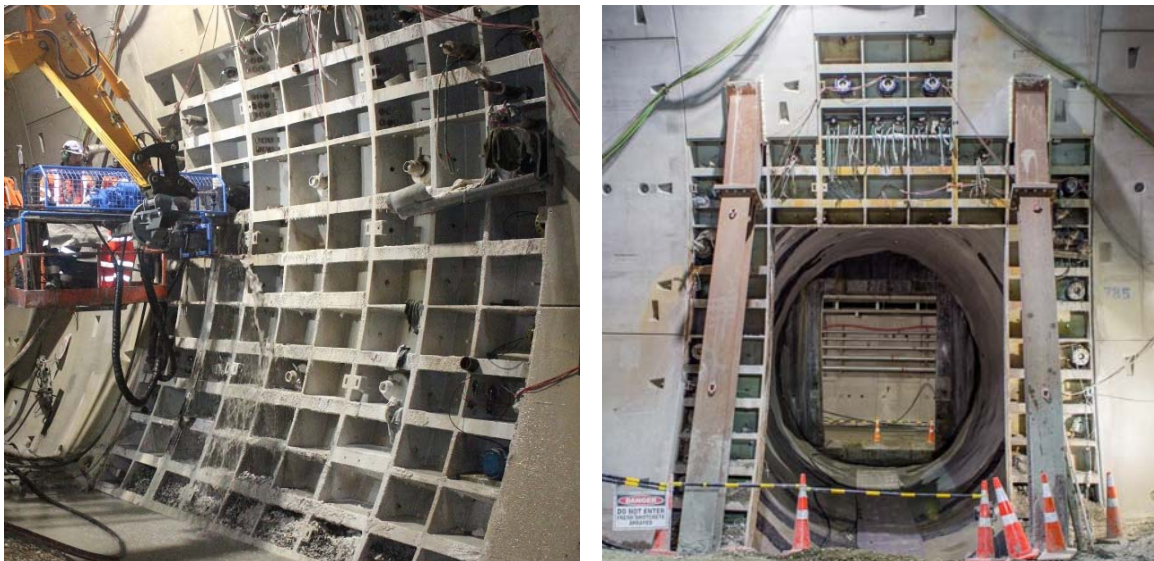


Figure 3.12 : Exemple de creusement d'interconnexion pour usager
Tunnel Waterview – Auckland, NZ (NTZA, 2015)

L'issue de secours longitudinale conduisant aux interconnexions est séparée de la chaussée par une paroi en béton armée. Cette structure doit garantir une tenue au feu de 2h pour garantir une évacuation sécuritaire des usagers en cas d'incendie.

Portails d'extrémités

Le raccordement au tunnel se fait au moyen de deux portails situés à chaque extrémité du tunnel. Ce tronçon en déblai, pour rejoindre le point d'entrée/sortie du tunnelier forme la transition graduelle entre l'accès autoroutier à ciel ouvert puis une zone en tranchée couverte. Une seconde transition conduit du portail à la section courante du tunnel. Selon Rancourt (2016), la profondeur des excavations des raccordements doit être suffisante pour permettre de dégager un couvert de 1.6 à 2 fois le diamètre du tunnel dans un sol mou alors qu'une épaisseur égale au diamètre du tunnel est acceptable dans le roc. Pour ce projet un couvert de 15 m a été considéré du côté sud et environ 25 m du côté nord.

La largeur excavée du raccordement est de 50 m pour tenir compte de la présence de deux tunnels espacés de 16 m. Une structure de béton, incluant une dalle et des murs, est prévue pour permettre le lancement du tunnelier. Également une paroi moulée de types pieux sécants avec des tirants d'ancrage est prévus dans la partie supérieure de la structure de raccordement pour soutenir de façon temporaire les sols meubles. Le Tableau 3.7 suivant présente les caractéristiques des structures de raccordement.

Tableau 3.7 : Caractéristiques des structures de raccordement

Paramètre	
Nombre	2
Longueur totale (m)	750
Profondeur (m)	±35
Largeur (m)	50
Pente (%)	4.5 à 5.0
Épaisseur du couvert de sol/ros en surface (m)	25

Il a été supposé qu'il y aura un espace suffisant au niveau des raccordements pour installer l'ensemble des équipements requis pour l'installation et l'opération du tunnelier. Un exemple de portail d'extrémité est montré sur la Figure 3.13 suivant l'avancement des travaux. L'hypothèse d'un espace suffisant convient bien à la rive sud mais pourrait être plus difficile à rencontrer du côté de la rive nord.



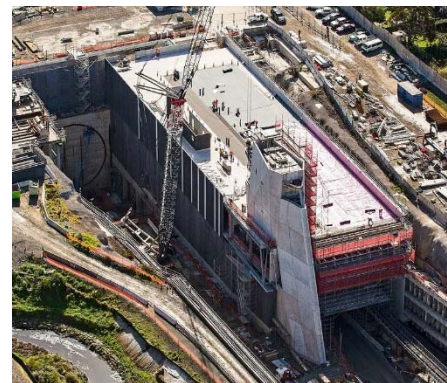
(a) Excavation de la tranchée et construction des tympans



(c) Début de poussage sur un portique métallique de butée



(b) Mise en position du tunnelier sur le tympan



(d) Construction de l'unité de ventilation

Figure 3.13 : Exemple de portail d'extrémité
Tunnel Waterview – Auckland, NZ (NTZA, 2015)

3.3.3 VENTILATION TEMPORAIRE

La ventilation des tunnels pendant leur construction a pour but de diluer et d'évacuer les gaz nocifs issus du fonctionnement des moteurs et des engins utilisés. Pour les travaux d'excavation du tunnel, le besoin en volume d'air frais est de $50 \text{ m}^3/\text{sec}$, selon la section 8.3 du Code de sécurité pour les travaux de construction (ASP, 2011). La solution retenue consiste à installer une conduite souple d'environ 2 m de diamètre munie d'un extracteur de 330 kW avec un facteur d'efficacité de 80 % prolongés jusqu'au tympan.

3.3.4 PUIXS DE VENTILATION INTERMÉDIAIRE

Pour les besoin de la présente étude nous avons considéré un puits de ventilation, situé dans le fleuve près de la pointe ouest de l'Île-d'Orléans, ayant une profondeur d'environ 45 m et

un diamètre externe de 8 m. La partie supérieure dans les dépôts meubles a été estimée à 15 m de profondeur et requiert une paroi de type pieux sécant comme soutènement temporaire pour l'excavation. La partie basse du puits est en roc et est excavée au moyen de la méthode de forages et de sautage jusqu'au niveau du tunnel.

3.3.5 GESTION DES DÉBLAIS

Selon Rancourt (2016) l'excavation produira environ 3 600 000 m³ de déblai avec environ 75 % de roc et le reste de dépôts meubles. La portion roc sera de granulométrie inférieure à 50 mm et peut être utilisée comme matériaux de remblai. La portion dépôts meubles ainsi que la portion roc/dépôts meubles ne peut être réutilisée en raison de l'état liquide des sols et de la teneur possible en argile. Les matériaux de déblai sont traités pour récupérer les boues de forage.

3.3.6 PLANNING PRÉVISIONNEL DES TRAVAUX

Selon le rapport de Rancourt (2016), le taux d'avancement du percement peut varier généralement entre 10 m / jour et 20 m / jour. Toutefois pour les fins de l'estimation un avancement moyen de 15 m/j a été prévu. Il a été supposé que l'excavation et le bétonnage du raccordement de départ nécessitent environ 12 à 13 mois. Le délai de livraison du tunnelier est de 18 mois.

Le taux d'avancement est largement influencé par le type de terrains traversés par le tunnelier. Dans le cas de sols hétérogènes, le Tableau 3.8 présente les particularités d'opérations en fonction du type de terrain pour un tunnelier mixte.

Tableau 3.8 : Particularités concernant la performance des tunneliers

Type de matériaux	Pourcentage de la longueur du tunnel (%)	Particularités d'opération du TBM
Roche	75	Performance des couteaux dicte l'avancement Le front d'attaque est stable
Sols meubles	20	Excavation facile des sols Support du front d'attaque en même temps que l'on excave
Roche/Sols	5	Performance des couteaux dicte l'avancement Support du front d'attaque en même temps que l'on excave L'effort sur les couteaux pas uniformes, impacts, usure rapide

3.4 EXIGENCES OPÉRATIONNELLES ET DE SÉCURITÉ

3.4.1 APPROCHE INTÉGRÉE

Suite à plusieurs catastrophes survenues dans des tunnels routiers en Europe dans les années 2000 (Tunnel du Mont-Blanc, France 1999; Tunnel des Tauern, Autriche, 1999; Tunnel du Saint-Gothard, Suisse), la sécurité des tunnels a été fortement renforcée en Europe. Plusieurs projets de recherches ont été financés par l'Union Européenne (DARTS, FIT, UPTUN, SafeTunnel, Safe T, SIRTAKI) pour apporter des solutions et stratégies d'amélioration de la sécurité. Ces événements ont conduit à l'élaboration d'une Directive Européenne 2004/54/CE (UE, 2004), qui prescrit un niveau minimum de dispositions à mettre en place pour assurer la sécurité des usagers dans les tunnels transeuropéens de plus de 500 m. De plus à la suite de ces événements, de nombreux pays Européens ont renforcé leur propre directive nationale sur les systèmes d'exploitation et de sécurité. En 2005, trois institutions américaines FHWA, AASHTO et NCHRP ont effectué un programme d'audit des procédures et systèmes de sécurité récemment mis en place en Europe (FHWA, 2006) dans l'objectif d'effectuer à leur tour, une mise à jour des réglementations et recommandations en termes de sécurité dans les tunnels aux États-Unis. Suite à cette investigation, il a été décidé de créer un comité technique (T-20) dans l'AASHTO pour œuvrer dans la production d'une norme et recommandations dédiées aux domaines de la mise en sécurité des tunnels futurs (routiers, ferroviaires, et piétons) et existants. Aux États-Unis, la protection et les systèmes de sécurité incendies des tunnels routiers sont régis par la *National Fire Protection Association*, NFPA 502.

De l'ensemble de ces projets, il est ressorti clairement le besoin d'une approche intégrée pour la sécurité des tunnels routiers dont le rapport de l'AIPCR (2007) dresse les principes généraux. Tel que spécifié dans leur rapport, une approche globale est nécessaire pour tenir compte de tous les aspects du système composé de l'infrastructure, de l'exploitation, des

services de secours, du type d'utilisateurs et des véhicules. Tenir compte d'une approche intégrée de la sécurité dès la phase de conception du présent projet de tunnel Québec-Lévis, faciliterait l'optimisation de sa conception, mais avant tout augmenterait significativement le niveau de sécurité apporté aux utilisateurs.

Les incidents et accidents ne sont pas plus fréquents dans les tunnels routiers que sur un réseau à ciel ouvert. Par contre, les conséquences d'accidents graves, en particulier suite à un départ d'incendie, sont plus sévères étant dans un environnement confiné. Néanmoins, un niveau de sécurité comparable à celui d'une route à ciel ouvert peut être obtenu par une approche intégrée dès la conception et durant l'exploitation du tunnel. Selon l'AIPCR (2007), tous les aspects pertinents de la sécurité des tunnels, tels que réglementations, mesures de sécurité relatives à l'infrastructure et à l'exploitation, évaluation de la sécurité, expériences d'exploitation de ce type d'ouvrage, gestion de la sécurité et plan d'intervention doivent être pris en considération de manière globale. Les objectifs principaux de la sécurité du tunnel consistent à (AIPCR, 2007) :

- prévenir les événements critiques susceptibles de mettre en danger la vie humaine, l'environnement et les installations des tunnels;
- réduire les conséquences des accidents, tels que les incendies, en réunissant les conditions préalables.

Ainsi, la réduction des conséquences implique entre autres :

- de faciliter l'auto-sauvetage des personnes impliquées en leur permettant d'évacuer rapidement dans un milieu sûr;
- de permettre aux utilisateurs de la route d'intervenir immédiatement pour prévenir des conséquences plus graves et d'évacuer rapidement dans un milieu sûr;
- d'assurer que le système de ventilation permette une adaptation rapide en fonction des besoins;
- d'assurer les communications avec les utilisateurs, la supervision et les équipes de secours;
- de garantir une action efficace de la part des services de secours, sur la base de plans d'interventions clairement définis;
- de protéger l'environnement;
- de limiter les dégâts structuraux et d'exploitation.

Dans son rapport, l'AIPCR illustre la sécurité intégrée comme pouvant être représentée par un « cercle de la sécurité » partant de la prévention jusqu'à la pro-action suite à un accident survenu ou évité de justesse (Figure 3.14). Il se traduit donc par une évaluation périodique des éléments de la séquence.



Figure 3.14 : Le cercle de la sécurité, tiré de l'AIPCR (2007)

Durant les études de faisabilité, une étude de sécurité intégrée devra mettre l'accent sur les différents champs d'application impactant la sécurité du tunnel, tel que montré sur la Figure 3.15. À ce stade de l'étude, la présente section se concentre principalement sur les installations mécaniques et électriques à installer lors de la phase de construction du tunnel pour s'assurer que le tunnel soit opérationnel et sécuritaire selon la dernière version du code de la NFPA 502 (NFPA, 2014).

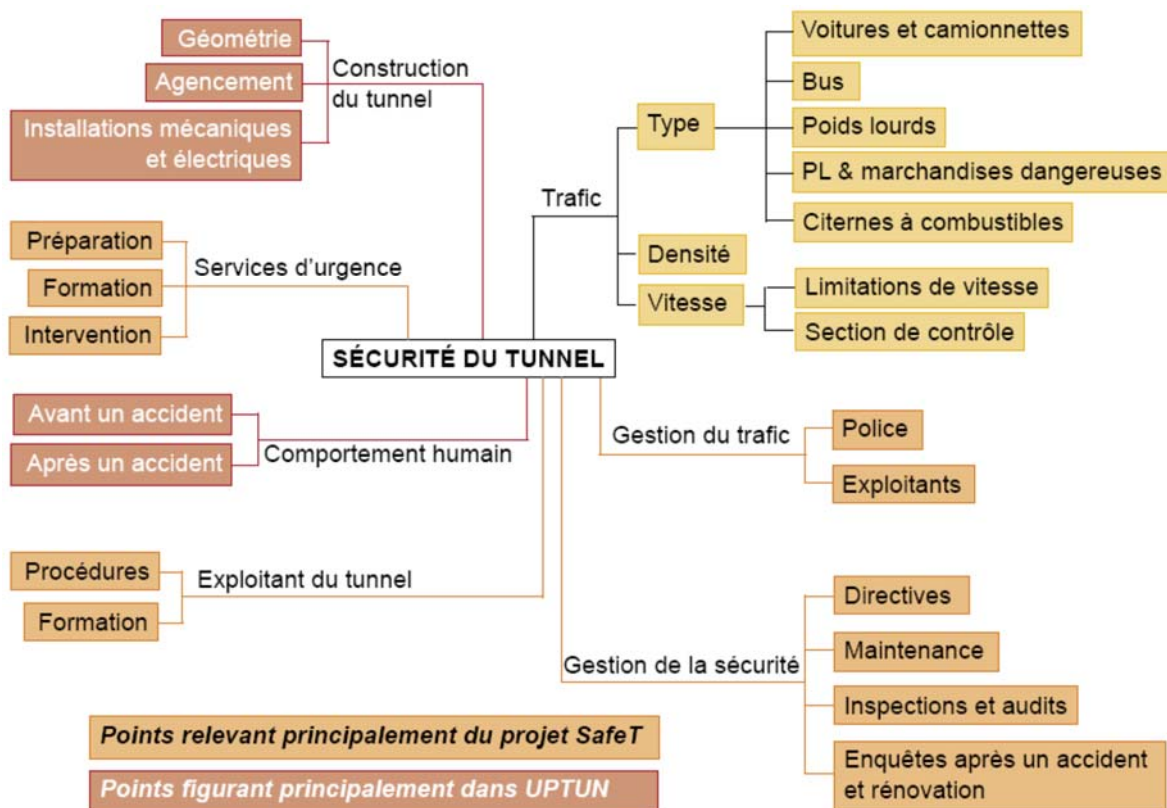


Figure 3.15 : Champ d'application à étudier dans une approche intégrée
(tiré de l'AIPCR 2007)

Le Québec ne disposant d'aucune réglementation relative aux tunnels, la Directive Européenne 2004/54/CE, les recommandations du manuel des tunnels routier l'AIPCR (2015), ainsi que la norme NFPA 502 (2014) constituent des références pertinentes pour définir les exigences opérationnelles et de sécurité.

Il sera essentiel dès les études de faisabilité d'accorder une attention toute particulière à l'optimisation de la section transversale selon un choix et agencement judicieux des différents systèmes d'exploitation et de sécurité. Ces systèmes devront être conçus pour être parfaitement fonctionnel, mais devront aussi être pensés pour assurer une inspection et une maintenance aisées. De plus, l'accès à la structure des voussoirs pour inspection devra être pris en considération lors des détails de conception des systèmes d'exploitation.

De plus, dans les longs tunnels urbains, il est important de limiter autant que possible la congestion, pour limiter le nombre total de personnes pouvant être impliquées dans des situations d'urgence.

3.4.2 CLASSIFICATION DU TUNNEL ET EXIGENCE DE SÉCURITÉ

L'AIPCR (1995) présente la classification des tunnels basée sur leur exploitation afin d'établir des règles cohérentes, sûres et économiques pour l'équipement, l'entretien et la rénovation des tunnels routier. Selon les pays, la classification est basée suivant différents facteurs présentés ci-dessous par ordre d'importance :

- longueur du tunnel;
- volume du trafic;
- circulation uni- ou bidirectionnelle;
- tunnels urbains ou interurbains;
- tunnels au-dessus ou au-dessous du niveau de la mer.

Avec un tunnel de près de 8 km, un débit journalier estimé de 25 000 véhicules/jour en zone urbaine avec la possibilité d'atteindre en période de pointe un débit horaire proche de 1250 véhicules/voie, la majorité des classifications des différents pays placent le niveau de service à assurer pour le tunnel Québec-Lévis à son maximum.

Les principaux objectifs de maîtrise des incendies et des fumées sont les suivants (par ordre décroissant) :

- sauvegarder les personnes en leur permettant de sortir par leurs propres moyens;
- permettre les opérations de secours et de lutte contre l'incendie;
- éviter les explosions;
- limiter les dommages sur la structure et les équipements du tunnel.

Les principales causes d'incendies dans les tunnels impliquent les véhicules qui l'empruntent et qui prennent feu sans cause extérieure (défauts électriques, surchauffe des freins des poids lourds ou autres défauts). Bien moins fréquentes sont les collisions, les défauts d'équipement dans le tunnel ou les travaux d'entretien.

Du point de vue de la sécurité en cas d'incendie, les critères suivants doivent être appliqués lors de la conception :

- contrôler de la propagation de la fumée en maintenant le plus longtemps possible les personnes dans une zone libre de toute fumée;
- permettre dans tous les cas aux usagers de pouvoir atteindre un lieu sûr en un temps et une distance suffisamment courts;
- assurer que le système de ventilation puisse maintenir les ouvrages non touchés par l'incendie libres de toute fumée (sortie de secours, deuxième tube, etc.);

- assurer que le système de ventilation soit capable d'offrir de bonnes conditions pour la lutte contre l'incendie;
- éviter en cas d'incendie d'essence les explosions secondaires dues à une combustion incomplète en assurant que le système de ventilation fournisse suffisamment d'air pour une combustion ou dilution complète des gaz explosifs et en assurant que le système de drainage soit capable de réduire la zone d'évaporation de l'essence.

Chaque pays définit en fonction du niveau de service fourni des recommandations concernant l'installation des équipements de sécurité. Typiquement pour le présent projet de tunnel, il est à envisager un service d'aide à l'utilisateur, des équipements télécommandés et une présence humaine. Dans le cadre de ce projet, les équipements suivants devront être prévus.

1. Système de détection incendie :

- un système de détection, d'identification, et de localisation d'un incendie dans le tunnel;
- boutons poussoirs d'alarme;
- système capable de détecter automatiquement l'incendie et la présence de fumée;
- un poste de contrôle avec une présence humaine 24h/24, 7j/7 et surveillance TV;
- panneaux à messages variables;
- une signalisation de fermeture du tunnel;
- des barrières physiques aux portails;
- un système de communication:
 - o usager/exploitant par des postes d'appel d'urgence;
 - o exploitant/usager par un système de radio-retransmission et possiblement des haut-parleurs.

2. Système de protection incendie pour les usagers :

- extincteurs portatifs;
- système de ventilation d'urgence;
- système de drainage efficace;
- détection des hydrocarbures.

3. Système de protection incendie pour les services de secours :

- alimentation en eau sous pression en conformité avec les exigences des équipes de secours;

- points de connexion à l'alimentation en eau à intervalle régulier pour les lances des équipes de secours.
4. Système d'évacuation :
 - des issues de secours (résistance au feu 2h);
 - des panneaux indiquant les sortie de secours les plus proches;
 - un éclairage d'urgence et feux clignotant indiquant les chemins d'accès à la sortie de secours la plus proche.
 5. Système électrique d'urgence pour la ventilation, l'éclairage d'urgence, les téléphones d'urgences, etc.
 6. Plan d'intervention clairement défini entre l'exploitant et les différents services de secours.

Les intervalles de distance des systèmes de protection varient entre les différentes normes et recommandations de chaque pays. Ils pourront être définis à la suite d'une analyse de risques et selon les recommandations de la NFPA (2014), une fois le tracé en plan et profil en long fixé.

L'utilisation internationale des couleurs orange pour signaler les postes de secours, rouge pour le matériel de lutte contre les incendies, et vert pour les issues de secours est recommandée. Les postes de secours (téléphone d'urgence) et les issues de secours (Figure 3.16) peuvent être rendus encore plus facilement reconnaissables lorsqu'ils ont une forme bien visible et pourront ainsi être identifiés clairement par les usagers quotidiens AIPCR (2008a).



Figure 3.16 : Exemple issue de secours du tunnel du mont-blanc (FHWA 2009)



L'expérience et les travaux expérimentaux ont montré que les usagers des tunnels ont besoin de messages clairs et concis pour abandonner leur véhicule rapidement et se diriger immédiatement vers l'issue de secours du tunnel la plus proche. L'alerte d'évacuation devrait provenir de plusieurs canaux (visuels, sonores, etc.).

L'utilisation des extincteurs dans les tunnels routiers présente certains inconvénients, tel que mentionné dans le rapport l'AIPCR (2008a). En effet, de nombreux usagers des tunnels ne savent pas utiliser des extincteurs ou l'utilisateur ne peut parvenir à éteindre l'incendie avec la simple utilisation d'extincteurs. Un temps précieux pendant lequel un appel d'urgence pourrait être envoyé ou l'évacuation du tunnel engagé peut être perdue. Toutefois les statistiques montrent qu'au moins 60% des incendies sont éteints à l'aide d'extincteurs.

3.4.3 VENTILATION

Généralité

Dans le cas de tunnel long et urbain, la ventilation doit être prise en considération dès le début de l'analyse de la section transversale avec une base d'hypothèses préliminaires. Le choix et la conception d'un système de ventilation dépendent des facteurs suivants selon l'AIPCR (2011a, 2012) :

- la longueur du tunnel et le nombre de tubes;
- la localisation du tunnel, urbain ou en rase campagne;
- le besoin d'air frais dans des conditions normales et exceptionnelles de circulation;
- la pollution admissible de l'air autour des têtes de tunnel;
- les considérations de sécurité en cas d'incendie.

La stratégie de ventilation nécessite une étude toute particulière due à la complexité du tunnel qui présente une grande longueur (> 3 km), une géométrie non rectiligne avec plusieurs changements de pente, un grand diamètre et qui se situe en zone urbaine avec un risque de congestion. Le dimensionnement du système de ventilation sort du cadre de ce mandat. Néanmoins, sachant que le choix du système de ventilation a un fort impact sur la conception de la section type, une analyse de la ventilation a été réalisée par similitude avec des projets majeurs existants. Sachant que le tracé du profil en long n'est qu'une esquisse à ce stade, ne connaissant pas précisément la profondeur du socle rocheux, les besoins en ventilation seront amenés à évoluer en conséquence.

Les systèmes de ventilation dans un tunnel sont l'une des sources principales de consommation d'énergie. Une attention toute particulière devra être apportée dès la phase des études de préféabilité pour s'assurer que les systèmes dimensionnés soient optimisés. La robustesse, la fiabilité, l'adaptabilité, la longévité et l'optimisation de la consommation en énergie constituent des critères de qualités majeurs auxquels doit satisfaire une installation de ventilation (AIPCR, 2015).



L'installation de ventilation doit avant tout répondre à des besoins relatifs aux conditions de santé et d'hygiène dans les conditions normales d'exploitation et à des objectifs de sécurité en cas d'incendie (AIPCR, 2015).

D'un point de vue global, la ventilation doit permettre :

- en condition normale de :
 - o contrôler la qualité de l'air;
 - o contrôler le courant d'air longitudinal;
- en condition d'incendie de :
 - o garantir la sécurité en amont et dans les issues de secours;
 - o cantonner et évacuer les fumées et calories;
 - o éviter la propagation des fumées vers des espaces sains;
 - o garantir la visibilité dans le tunnel.

De par sa longueur et sa situation en zone urbaine, la ventilation naturelle du tunnel est interdite. Un système de ventilation mécanique est obligatoire pour assurer la ventilation sanitaire à l'intérieur de l'ouvrage.

Deux systèmes principalement de ventilation mécanique existent. Ils sont basés sur la direction du courant d'air dans l'espace de circulation. La ventilation longitudinale est parallèle à l'axe du tunnel, tandis que la ventilation transversale est perpendiculaire à cet axe et reste dans le plan d'un profil en travers. La disposition retenue devra être validée et précisée à l'étape de faisabilité. Le système de ventilation doit être conçu pour permettre de changer rapidement de mode d'opération (modulation d'intensité, arrêt, inversement, etc.). Différents scénarios de ventilation doivent être prévus définissant la direction de ventilation selon la position du feu et la direction d'évacuation des personnes.

À ce stade de l'étude, la ventilation ne constitue pas un point pouvant remettre en cause la faisabilité technique de l'ouvrage. Avec deux voies de circulation, un diamètre du tube important ainsi que la possibilité de disposer d'un puits de ventilation intermédiaire, l'espace requis dans la section transversale proposée est suffisante pour intégrer un système de ventilation opérationnel.

Le système de ventilation sera complété au minimum par deux unités de ventilation situées aux extrémités du tunnel dans la zone des portails, tel qu'illustré sur la Figure 3.13 . Si la nécessité d'un puits de ventilation intermédiaire se confirme, une troisième unité devra être présente au niveau de ce dernier, soit à l'ouest des berges de la pointe de l'Île-d'Orléans.

Critère de dimensionnement en condition sanitaire

Le dimensionnement de la ventilation en condition sanitaire dépend des valeurs maximales autorisées de monoxyde de carbone (CO), d'oxydes d'azote (NO₂) ainsi que l'opacité de l'air, définie par le coefficient d'extinction, K , exprimé en 1/m. L'extinction est définie comme la perte d'intensité lumineuse après avoir parcouru une certaine distance dans l'air. Ainsi, plus, le coefficient d'extinction est grand, plus la visibilité est réduite par la diffusion et l'absorption de la lumière par les particules en suspension dans l'air. Sur la base des recommandations de l'AIPCR (2012), les seuils de polluant admissibles dans le tunnel en condition de trafic fluide et en condition de trafic congestionné exceptionnellement sur toutes les voies sont fournis au Tableau 3.9. Ces valeurs limites ou seuils de conception doivent être respectés sur toute la longueur du tunnel et à tout moment.

Tableau 3.9 : Critère de dimensionnement en condition sanitaire

Situation du trafic	CO (ppm)	NO ₂ (ppm)	Coefficient d'extinction K (m ⁻¹)
Trafic de pointe fluide 50 -100 km/h	70 ppm	1 ppm	0.005
Trafic congestionné exceptionnel avec arrêt sur toutes les voies	100 ppm	1.5 ppm	0.009

Le volume requis d'air frais pour une situation donnée de circulation dans le tunnel dépend du nombre de véhicules se trouvant dans le tunnel, de l'émission moyenne par véhicule et de la concentration admissible pour le type de pollution considéré. Le sens de la circulation, unidirectionnel dans ce cas, joue un rôle dans les possibilités de stratégie de ventilation.

Critère en condition d'incendie

Le tunnel est considéré comme étant interdit au transport de matières dangereuses. En condition d'incendie, la ventilation est dimensionnée selon la puissance totale de l'incendie de dimensionnement exprimé en MW. La NFPA 502 fournit les intervalles de puissances pour différents types de véhicules, tel que présenté au Tableau 3.10. Il est intéressant de noter que la puissance dégagée pour un poids lourd peut varier de 70 à 200 MW. Le choix de l'incendie de dimensionnement, doit donc se faire à partir d'une évaluation de la probabilité de période de retour d'un incendie avec le niveau de puissance considérée pour le tunnel considéré.

Dans l'étude de faisabilité de la solution tunnel pour le remplacement du pont Champlain (BCDE, 2011b), la puissance de dimensionnement utilisée a été de 50 MW, valeur inférieure au minimum de la norme américaine pour un poids lourds. Aux États-Unis, la puissance

généralement adoptée est de 100 MW pour l'incendie de dimensionnement sans transport de matières dangereuses. Une récente note technique réalisée par la firme Atkins (2015) dans le cadre de l'étude du projet de l'autoroute à tranchée couverte I-70 dans le Colorado, indique que cette valeur devrait être revue à la hausse pour la conception. L'analyse de la probabilité d'incendie du tunnel à tranchée couverte I-70, basée sur le programme de recherche DART (2004), montre que le dimensionnement pour un incendie de 150 MW se révèle être suffisant pour couvrir 99.9% des incendies pouvant se produire dans ce tunnel. Leur étude conclut qu'une bonne pratique serait globalement de considérer un incendie de dimensionnement d'une puissance de 150 MW pour ce type de tunnel autoroutier.

Il apparaît une nette différence entre les deux hypothèses de dimensionnement des deux études de tunnel à tranchée couverte discutée précédemment. L'incendie de dimensionnement n'est pas le pire feu possible qui pourrait se produire, mais bien une base pour la conception garantissant un niveau de risque acceptable. À ce stade de l'étude une puissance de 100 MW pourrait être considérée. Néanmoins, elle constitue un critère qui devra être confirmé avant l'étude de faisabilité. Enfin il est important de noter que la congestion dans les tunnels urbains doit être évitée au maximum pour limiter le nombre de personnes impliquées dans des situations d'urgence.

Tableau 3.10 : Valeurs types de puissances incendies NFPA 502 (2014)

Véhicules	Puissance dégagée (MW)	Durée au pic (min)
1 voiture	5-10	0-30
2-4 voitures	10-20	13-55
1 autobus	20-30	7-10
1 Poids lourds	70-200	10-18
1 Poids lourds avec matières dangereuses	200-300	-

Choix du système de ventilation

La ventilation retenue est de type longitudinal avec gaine d'extraction transversale. Ce système insufflé un jet d'air à l'intérieur du tunnel au moyen d'accélérateur placé dans la voûte supérieure du tunnel. L'air pur pénètre dans le tunnel par l'entrée et est progressivement poussé jusqu'à la sortie. L'air à la sortie se retrouve fortement pollué. Les accélérateurs peuvent travailler dans les deux directions.

Ce nouveau lien interurbain peut être soumis à une congestion récurrente aux heures de pointes. Une gaine d'extraction des fumées est indispensable pour extraire les fumées en cas d'incendie. Elle garantit une extraction des fumées au plus proche du lieu de l'incendie

par l'activation de trappes d'extraction motorisées et télécommandées et assure la sécurité des usagers en cours d'évacuation. Les fumées captées sont ensuite extraites aux unités de ventilation, soit aux extrémités du tunnel, soit au puits de ventilation.

Dans le cas d'incendie, la première phase consiste à obtenir une vitesse faible au droit de l'incendie, ce qui implique des vitesses convergentes vers l'incendie de part et d'autre de l'incendie, tel qu'illustré sur la Figure 3.17. Ensuite, uniquement lorsque toutes les personnes présentes dans le tunnel sont évacuées, la ventilation passe en mode désenfumage pour aider les services de secours à approcher au plus près de l'incendie, comme montré sur la Figure 3.18.

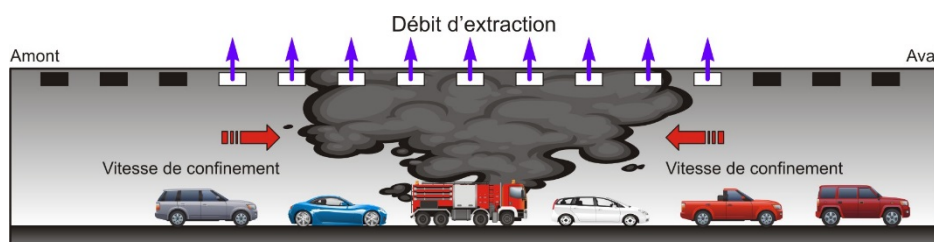


Figure 3.17 : Ventilation en phase 1

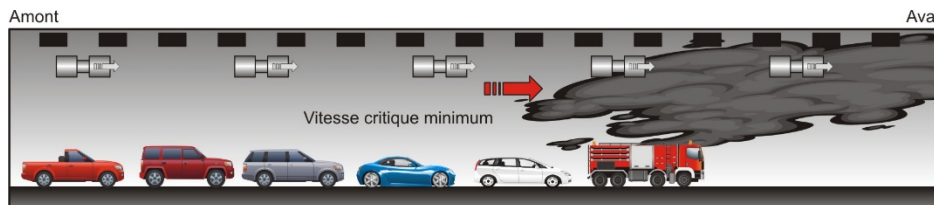


Figure 3.18 : Ventilation en phase 2

La section hydraulique moyenne est de 88 m^2 . Le choix du diamètre des accélérateurs, leur nombre et la section de la gaine d'extraction est basé selon la solution du tunnel de Shanghai Changjiang sous la rivière Yangtze (Huang 2008) qui présente plusieurs similitudes (longueur du tracé, section hydraulique). La différence principale se situe au niveau du nombre de voies de circulation. Le tunnel de Shanghai représente un cas d'étude conservateur, car le tunnel possède 3 voies de circulation, ce qui augmente les besoins en débit d'air en condition normale, par rapport au besoin du présent projet considéré à deux voies.

Des accélérateurs de 1 m de diamètre sont considérés. Un total de 72 accélérateurs montés en batterie de trois accélérateurs est requis. À partir de cette conception, l'espace disponible pour la gaine de désenfumage est de 12 m^2 .



Avec un système de ventilation longitudinal, la concentration croît avec la distance à la tête. Pour maintenir le niveau de polluant en dessous d'un certain seuil, la vitesse de l'air nécessaire croît donc elle aussi avec la longueur du tunnel. Dans un tunnel long, la vitesse peut donc atteindre des valeurs élevées. Pour permettre la présence de piétons en toute sécurité sur la chaussée, et aussi afin de ne pas rendre impossible l'action des systèmes de désenfumage en cas d'incendie, il est nécessaire de limiter la vitesse de l'air en exploitation courante à des valeurs inférieures à 10 m/s, selon le CETU (2003). Il devra être vérifié en phase de faisabilité s'il est nécessaire et optimal d'avoir un puits de ventilation intermédiaire pour l'extraction d'air vicié en cas de congestion ou de rejet de fumée en cas d'incendie.

Galeries d'évacuation

Les zones d'évacuation des usagers (issues de secours et galeries d'interconnexion) doivent rester libres de fumée en tout temps. Une surpression de l'ordre de 50 Pa devra être assurée pour empêcher la pénétration des fumées lors de l'ouverture des portes d'accès en cas d'incendie. L'utilisation de portes coulissantes pourra être préférée pour faciliter l'ouverture des portes d'évacuation dans le cas de différences de pression importante, entre le tube et les galeries d'évacuation. À chaque point d'entrée dans les issues de secours, une vitesse de courant d'air de l'ordre de 1 m/s doit être présente.

Traitement de l'air en tête de tunnel

Aucune installation de traitement de l'air rejeté à partir des puits d'extraction n'a été considérée à ce stade d'étude. Leur exploitation et maintenance sont très coûteuses et énergivores pour les résultats escomptés. L'AIPCR (2015) rapporte que l'installation de systèmes de traitement de l'air rejeté au niveau des puits de ventilation fait l'objet de demandes récurrentes de la part des groupes de défense de riverains dans les zones urbaines. Néanmoins, on mentionne que de nombreux systèmes installés depuis une dizaine d'année dans certains tunnels ne sont plus en fonctionnement. Le faible rapport efficacité/coût est lié à la réduction importante des émissions de pollution à la source des véhicules modernes et la difficulté de traiter des concentrations très faibles de polluants dans des volumes d'air très importants.

3.4.4 SYSTÈME DE SIGNALISATION ET COMPORTEMENT HUMAIN

Bien que la ventilation constitue l'un des éléments essentiels pour assurer la santé, le confort et la sécurité des usagers dans un tunnel, il est important de rappeler qu'elle ne constitue que l'un des maillons du système intégré, dont les usagers, les opérateurs, et les moyens d'intervention et de secours constituent les éléments les plus importants par leur comportement, leur compétence et leur capacité d'action.

Les automobilistes Québécois ne possèdent pas une grande expérience des longs tunnels autoroutiers et ces équipements constituent un milieu relativement méconnu,



comparativement à des pays comme la Norvège ou la Suisse. Les trois tunnels majeurs de la province se situent à Montréal. Les tunnels Ville-Marie et Viger, dont la longueur cumulée est de 6.8 km et le tunnel Louis-Hippolyte Lafontaine d'une longueur de 1.4 km. Aucun tunnel foré au tunnelier de grande longueur n'est présent dans la province. Ce projet constituera donc une grande nouveauté de sensation de conduite dans la région de Québec. Le comportement humain est un facteur à ne pas négliger lors de la conception et mise en place des différents systèmes de signalisation. S'il est courant pour la population d'effectuer des exercices d'évacuation de bâtiment pour simuler un cas d'incendie, il en sera tout autrement dans l'évacuation de ce tunnel de grande longueur. La recherche des issues de secours sera beaucoup moins naturelle.

Il a pu être constaté que les usagers ont tendance à sous-estimer le danger que peuvent représenter des fumées par un foyer situé à plusieurs centaines de mètres de distance, dont on ne perçoit pas la chaleur rayonnée et qui est même parfois invisible (Mos, 2005). De plus l'analyse des événements réels ont montré que les dispositifs de sécurité en tunnel sont assez mal connus par la population et identifiables par les usagers, notamment au niveau des issues de secours. Par conséquent, il se peut qu'un usager non sensibilisé à la sécurité en tunnel routier ne parvienne pas à rejoindre une sortie de secours en cas d'incendie et de présence de fumée diminuant la visibilité. Un rapport complet de l'AIPCR présente les facteurs humains et la sécurité dans des tunnels routiers du point de vue des usagers (AIPCR, 2008). Un principe de base recommandé par l'AIPCR consiste à préférer, autant que possible, des solutions simples et intuitives, conformes tant que possible à la pratique en vigueur à l'air libre. De telles approches garantissent la mise en œuvre de mesures censées être bien comprises et adoptées par les usagers.

De plus il est primordial de sensibiliser les conducteurs aux règles de base à adopter dans un tunnel routier. L'AIPCR a publié récemment un rapport (AIPCR 2011b) en distinguant le comportement des conducteurs dans des conditions normales, des incidents mineurs (congestion, panne, etc.) et les événements majeurs (accidents impliquant plusieurs voitures, incendie, etc.). Le rapport montre qu'il est primordial d'éduquer au maximum les automobilistes sur la sécurité dans un tunnel à partir de différents moyens de diffusion de l'information et de communication sur la sécurité dans le tunnel pourront être faits de diverses manières. Avec la construction de ce projet de tunnel majeur, le Ministère devra mettre en place plusieurs campagnes d'information, et ce, dès les phases de construction. En Suisse, par exemple, il est courant d'inaugurer l'ouverture d'un tunnel par une journée spéciale « porte ouverte » aux usagers non motorisés pour faire une visite du tunnel, et permet de découvrir l'ensemble des systèmes de sécurité présent dans le tunnel.

Dans le tunnel, il est important que les automobilistes puissent se localiser, et en particulier sachent à quelle distance de la sortie ils se trouvent. Pour des tunnels de plus de 3000 m, il est recommandé d'indiquer aux automobilistes tous les 1000 m la distance restant à parcourir (AIPCR, 2001).

S'il est décidé de réduire la largeur des accotements dans le tunnel et aux approches, ces rétrécissements devront être mis en place bien avant les portails du tunnel pour assurer une transition aussi progressive que possible. L'AIPCR recommande d'effectuer ces rétrécissements à 150 m minimum de la tête du tunnel. Pour éviter tout dommage aux systèmes d'exploitation (ventilation, panneau de signalisation, etc.), des portiques de gabarit autorisé précédant l'entrée du tunnel devront être installés. Un itinéraire de déviation

fléché devra être envisagé pour les véhicules hors-gabarit ou transportant des matières dangereuses.

L'AIPCR (2015) recommande fortement d'instaurer une barrière aux entrées en cas d'incendie. En effet, les caméras de surveillance en Europe ont filmé à plusieurs reprises, et ce pour des cas d'incendies réels, des véhicules qui s'introduisent dans le tunnel malgré le système de signalisation indiquant la fermeture du tunnel en raison d'un incendie.

3.4.5 INFILTRATION D'EAU SOUTERRAINE ET SYSTÈME DE DRAINAGE

L'eau est le principal ennemi des tunnels situés sous la nappe phréatique. Il est primordial pour un propriétaire et gestionnaire de tunnel que l'ouvrage soit le plus imperméable possible surtout dans le cas d'une traversée sous-fluviale. Pour ce genre de structures, l'étanchéité absolue n'est généralement pas réalisable. Le béton normal n'étant pas parfaitement imperméable, l'eau souterraine sature progressivement le béton et finit par percoler à travers le revêtement. Les sels minéraux dissous dans l'eau diffusent donc à travers le béton et favorisent sa dégradation (Rancourt, 2016).

Les exemples présentés dans la littérature démontrent que pour le cas d'un revêtement de voussoirs de béton armé, les dommages observés sont souvent le résultat d'une eau souterraine riche en chlore. Le chlore produit une réaction électrolytique avec l'acier ce qui accélère la corrosion de l'armature. La corrosion de l'acier peut engendrer l'éclatement du béton et la perte de capacité structurale. Les problématiques liées à l'eau que l'on voit apparaître pendant la vie d'un tunnel sont difficilement prévisibles à l'étape de la conception. À la conception, il est possible d'améliorer l'étanchéité des voussoirs en assurant un bon système de joints et une bonne injection derrière le joint (Rancourt, 2016). Par exemple à la demande explicite du maître d'œuvre, de façon à augmenter l'étanchéité à long terme, les joints d'étanchéités des voussoirs du tunnel prévu d'Orlovski ont été doublés, alors que généralement un seul joint d'étanchéité est suffisant (Gruebl, 2012).

Il est également possible d'appliquer un enduit protecteur sur la face extérieure des voussoirs pour réduire, voire empêcher, l'eau de pénétrer dans le revêtement. Aussi, il est possible d'utiliser un enduit pour les aciers d'armature qui empêcherait la corrosion à long terme (Rancourt, 2016). L'utilisation des bétons fibrés ultra-performants est une avenue à considérer pour assurer l'étanchéité et la longévité des ouvrages en béton (Massicotte, 2015).

Aucun suintement ne peut être accepté en tout point du tunnel. Les avancées technologiques des produits d'étanchéités ont facilité la mise en place de critères stricts sur l'infiltration d'eau permise. D'après les critères fixés dans différents projets à travers le monde, l'ITA (International Tunneling Association) recommande de limiter les infiltrations d'eau à 0.08 l/m²/jour. Le dimensionnement du système d'étanchéité pourra être défini dès qu'une meilleure connaissance des conditions géologiques et hydrogéologiques de la zone seront atteintes.

Un système de drainage des eaux est prévu sur toute la longueur du tunnel. Ce système permet de collecter l'eau de ruissellement provenant des véhicules, les liquides de nettoyage utilisés en maintenance, toute infiltration d'eau dans le tunnel ainsi que l'eau utilisée par les pompiers en cas d'incendie. Des pompes sont installées aux points bas du profil en long du tunnel. En plus des exigences conventionnelles, il devra être confirmé ultérieurement, la nécessité d'avoir un système de drainage permettant une évacuation rapide et à haute capacité de tout liquide inflammable en cas d'incendie, minimisant la durée et l'expansion d'un incendie, sachant qu'aucun transport de matière dangereuses n'est permise.

Un système de collecte des eaux aux extrémités du tunnel devra être présent pour stopper l'entrée des eaux de pluie et de ruissellement. Enfin la période de retour de la pluie de dimensionnement devra être définie lors des prochaines étapes du projet.

3.4.6 ÉCLAIRAGE – VISIBILITÉ

L'éclairage est un outil fondamental pour assurer le confort et la sécurité des usagers du tunnel. Son optimisation selon le type d'éclairage (rendement) choisi combiné aux surfaces claires des parois intérieures du tunnel permet de minimiser les coûts de consommation électrique. Dans un tunnel, l'effet d'éblouissement par les luminaires doit être minimal pour ne pas gêner le confort de conduite. Trois systèmes d'éclairage sont prévus.

- Un éclairage de base présent sur toute la longueur du tunnel et allumé en permanence. Ce système d'éclairage sera positionné au-dessus de la chaussée ou sur les côtés des murs latéraux.
- Un éclairage de renforcement situé aux deux extrémités du tunnel avant de rejoindre la partie du portail à ciel ouvert. Ce système d'éclairage intégré dans le même alignement que l'éclairage de base permet de réguler le flux lumineux à l'entrée et à la sortie du tunnel. Il permet aux conducteurs de s'adapter à la luminosité extérieure ou intérieure.
- Un éclairage d'urgence connecté sur le système électrique de secours. Ce système d'éclairage offrira aux usagers une visibilité minimale leur permettant d'identifier le chemin d'accès aux issues de secours et les issues de secours elle-même.

L'éclairage de base sera assuré dans le tunnel par un éclairage symétrique et à contre-flux à partir de tubes fluorescents. Les lampes à vapeur de sodium haute pression seront utilisées pour l'éclairage de renforcement. Les lampes LED commencent à faire leur apparition dans les tunnels, comme éclairage de base. Selon une note du CETU (2011), ce système d'éclairage est quasi équivalent en termes de consommation électrique que la plus part des solutions couramment employées en tunnel. Cependant, leur durée de vie annoncée par les fabricants est de 2 à 3 fois plus important. Il sera donc intéressant de surveiller les progrès techniques des LED dans les tunnels.

3.4.7 SYSTÈME DE DONNÉES ET DE CONTRÔLE

Il s'agit du « système nerveux » et du « cerveau » du tunnel, comme le définit l'AIPCR (2015). Dans son manuel routier, l'AIPCR recommande à l'exploitant de définir clairement les exigences techniques du système de supervision et de contrôle. Il doit faire l'objet d'une analyse très attentive.

L'ensemble des équipements dans un tunnel ont un rôle vital pour les usagers en cas d'incident. Il est donc primordial que l'exploitant les surveille en permanence pour connaître leur état (état de marche ou défaut) et connaissent la durée de fonctionnement de chacun d'entre eux.

3.4.8 ALIMENTATION ÉLECTRIQUE

La grande majorité des systèmes d'exploitation et de sécurité requièrent une alimentation électrique. Cette alimentation doit être fiable, redondante et protégée. Deux types d'alimentation sont prévus pour ce tunnel : une alimentation électrique en phase d'exploitation de l'ouvrage et une alimentation de secours en cas de panne du système primaire. Il est recommandé de prendre en considération dès la phase de conception du projet les besoins en énergie, car l'exploitation d'un tunnel est relativement énergivore (ventilation, éclairage). Les ventilateurs, tout comme la signalisation lumineuse d'urgence, doivent être connectés au système d'alimentation électrique d'urgence en cas de panne du système primaire.

Tout risque de propagation de feu au travers des câbles d'alimentation électrique doit être éliminé. Il est recommandé de positionner les câbles d'alimentation électrique dans un compartiment résistant au feu.

3.4.9 CONTEXTE CLIMATIQUE QUÉBÉCOIS

Dans un contexte climatique québécois, le risque de formation de glace aux deux extrémités du tunnel devra être pris en considération. Cela affecte tant l'eau amenée de l'extérieur par les véhicules que l'eau d'infiltration. De plus, l'effet des sels de déverglaçage transportés par les véhicules à l'intérieur du tunnel devra être pris en considération avec une vision de développement durable. L'utilisation de matériaux à grande durabilité pour les surfaces exposées pourrait s'avérer un choix judicieux qui minimisera les coûts d'entretien. Le nettoyage annuel des surfaces et éléments exposés devrait également être considéré.



3.5 ASPECTS ENVIRONNEMENTAUX

La conception d'un projet d'une telle ampleur requiert l'identification des enjeux environnementaux. L'évaluation de ces impacts environnementaux dépasse le cadre de ce mandat. Néanmoins, il est important de rappeler que la réalisation d'un troisième lien entre Québec et Lévis par un tunnel foré au tunnelier réduit énormément les activités de construction en milieu aquatique. Elle représente la meilleure stratégie de construction dans le dessein de limiter potentiellement l'impact environnemental, tel que l'intrusion visuelle indésirée, la perturbation des écosystèmes présents dans le fleuve, pollution sonore, etc. La zone la plus impactée dans ce projet sera dans la zone de batture rive nord où sera construite une digue temporaire pour la réalisation du portail d'accès au tunnel. Cette intervention constituera un empiètement sur le milieu aquatique. Le deuxième impact à considérer pourrait être au niveau de la construction d'un puit de ventilation et possiblement une unité de ventilation à l'extrémité ouest de l'Île-d'Orléans dans le fleuve St-Laurent.

Bien que les critères environnementaux aient évolué depuis les années 2000, la section du rapport de Tecsalt (1999) traitant de la démarche et actions en matière d'environnement reste applicable à ce stade de l'étude et ces critères devront être mis à jour lors des prochaines étapes du projet. Tecsalt présente sommairement un portrait du milieu dans lequel doit s'intégrer le projet, les principaux enjeux environnementaux et la problématique environnementale du tunnel foré. La portée et les objectifs des différentes études requises sont ensuite présentés. Tel que mentionné par Tecsalt (1999), à l'étape de l'étude de faisabilité, l'évaluation environnementale a pour objectif d'apporter des éléments de discussion qui pourront permettre de bonifier le projet en tenant compte de certains éléments environnementaux. À la fin de l'étude de faisabilité, la connaissance du milieu doit être suffisante pour permettre une consultation préliminaire des citoyens de la CMQ destinée à identifier les perceptions de la population vis-à-vis de ce nouveau projet. Ensuite à l'étape de l'avant-projet, les études environnementales sont réalisées pour répondre aux exigences fédérales et provinciales afin d'obtenir les diverses autorisations.

Il sera à prévoir durant toute la phase de creusement du tunnel, une augmentation du trafic de camions chargés de déblai sur le réseau routier entre les accès du chantier et les zones de dépôt des terres. Des équipements de nettoyage des roues des camions devront être mis en place. Dans le cas d'un tunnel foré, le choix du point de départ de creusement fixera les lieux de dépôt des terres pour éviter le passage des camions sur l'un des deux ponts.

À ce stade de l'étude de faisabilité technique, il peut être conclu que les conséquences du projet de construction tunnel foré sous le fleuve Saint-Laurent minimise fortement les impacts environnementaux et ne semble pas constituer une problématique ou un défi majeur au développement du projet.



4 ÉVALUATION DES COÛTS

4.1 COÛTS DE CONSTRUCTION

4.1.1 GÉNÉRALITÉS

Cette section présente le détail des hypothèses de calcul des coûts tel qu'élaboré par Rancourt (2016) et le MTMDT (2016) avec des ajustements apportés selon notre jugement lorsque requis. Les coûts de construction sont divisés en cinq catégories : les travaux d'excavation et de soutènement, la structure du tunnel, les systèmes mécaniques et électriques, les aménagements routiers et les autres coûts.

4.1.2 TRAVAUX D'EXCAVATION ET DE SOUTÈNEMENT

EXCAVATION PAR TUNNELIER

La longueur forée par tunnelier est de deux fois 7.05 km, soit 14.1 km. Les coûts et l'échéancier ont été évalués en considérant que la même machine serait utilisée, dans les deux cas avec un départ du côté sud. Ce choix a été fait en considérant que les conditions de terrain pour initier le forage sont plus favorables du côté sud vu la présence de roc alors que le traitement des boues et le transport des déblais seraient facilités si réalisé au même endroit.

Le suivi de plusieurs chantiers récents montre que plusieurs machines ont eu plusieurs vies ce qui rend possible l'achat d'une machine reconditionnée ou encore la revente de celle-ci après les travaux. Selon Rancourt (2016), le tunnelier peut soit être acheté neuf ou bien reconditionné. Les machines reconditionnées sont généralement 30 % moins dispendieuses. Également, un montant de rachat est inclus dans le prix puisque c'est toujours la politique des fournisseurs de reprendre la machine à la fin (environ 10 %). Pour ce projet, le coût de l'équipement neuf est de 90 M\$. Bien que le déboursé réel puisse être inférieur, le plein montant sans escompte a été retenu dans ce rapport vu le caractère incertain du rachat. De plus, la spécialité de ces équipements fait qu'ils sont généralement fabriqués à l'étranger et sont donc plus sujets aux variations des taux de change.

Les coûts d'opération du tunnelier sont intégrés dans le coût unitaire des déblais de première classe pour le tunnel. Les coûts d'opération incluent de 20 à 30 personnes, sur deux cycles de 10 heures, soit 20 heures par jour et 30 jours par mois. De plus la gérance prévoit 8 à 10 personnes pour l'administration du contrat à 10 heures par jour, 25 jours par mois. Un per diem a également été considéré pour 80 % des travailleurs. Enfin ces coûts incluent également la ventilation temporaire.

EXCAVATION ET CONSTRUCTION DES PORTAILS SUD ET NORD

Les portails constituent une partie en tunnel faisant la transition entre le tunnel foré et les accès routiers en tranchées ouvertes. Ils sont d'abord excavés durant la construction puis recouverts en phase d'exploitation. Les portails permettent également la transition des voies distantes de 16 m dans la partie forée à des voies rapprochées dans la portion en tranchées ouvertes.

Le portail sud a une longueur de 53 m et requiert une excavation de 170 000 m³ supposée principalement dans le roc. Un roc de mauvaise qualité a été considéré, ce qui nécessite des méthodes particulières pour l'excavation du roc (forages à gros diamètre non-chargé, abattage mécanique, etc.), ainsi que la mise en place de boulons d'ancrage et de béton projeté. Les coûts incluent également un système de traitement des eaux usées pendant les travaux. La construction du mur tympan a été considérée. Les coûts prévoient également l'aménagement des voies dans la portion en tunnel et le raccordement des différents réseaux (drainage, ventilation, etc.). Afin de redonner au site sa topographie originale, l'espace au-dessus du tunnel sera occupé par les installations de ventilation côté sud et d'alimentation électrique principale du tunnel. La Figure 4.1 présente la coupe longitudinale de l'aménagement proposé.

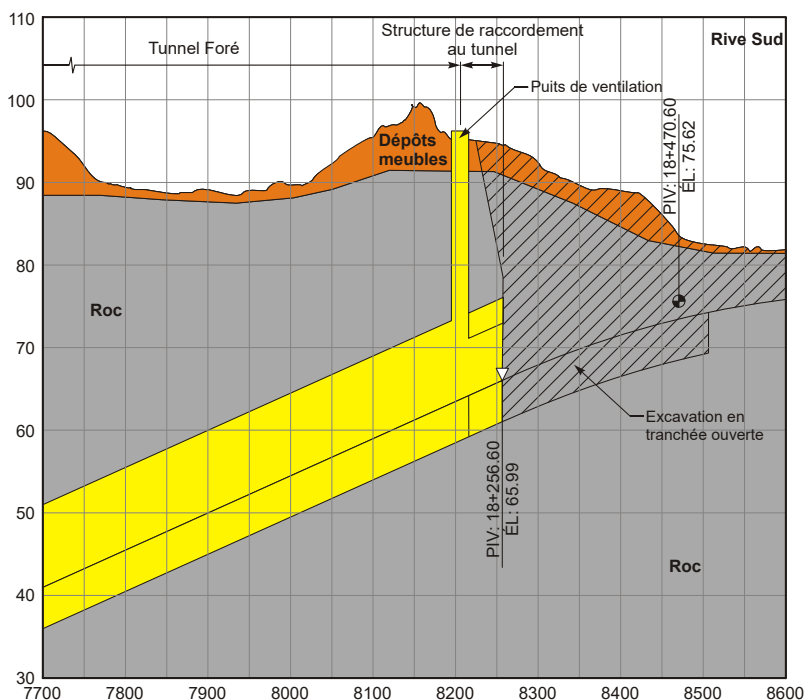


Figure 4.1 : Coupe longitudinale de la structure de raccordement du portail sud

Du côté nord la structure de raccordement se situe dans le fleuve. Une digue temporaire est requise lors de la construction, tel qu'illustré sur la Figure 4.2. Une fois l'aménagement complété, la structure de raccordement sera sous le niveau du fleuve ce qui ne permet pas d'y aménager les unités de ventilation qui seraient positionnées dans les espaces laissés libres suite au déplacement des bretelles d'accès actuelles. La coupe des ouvrages dans la section du portail nord est montrée sur la Figure 4.3.

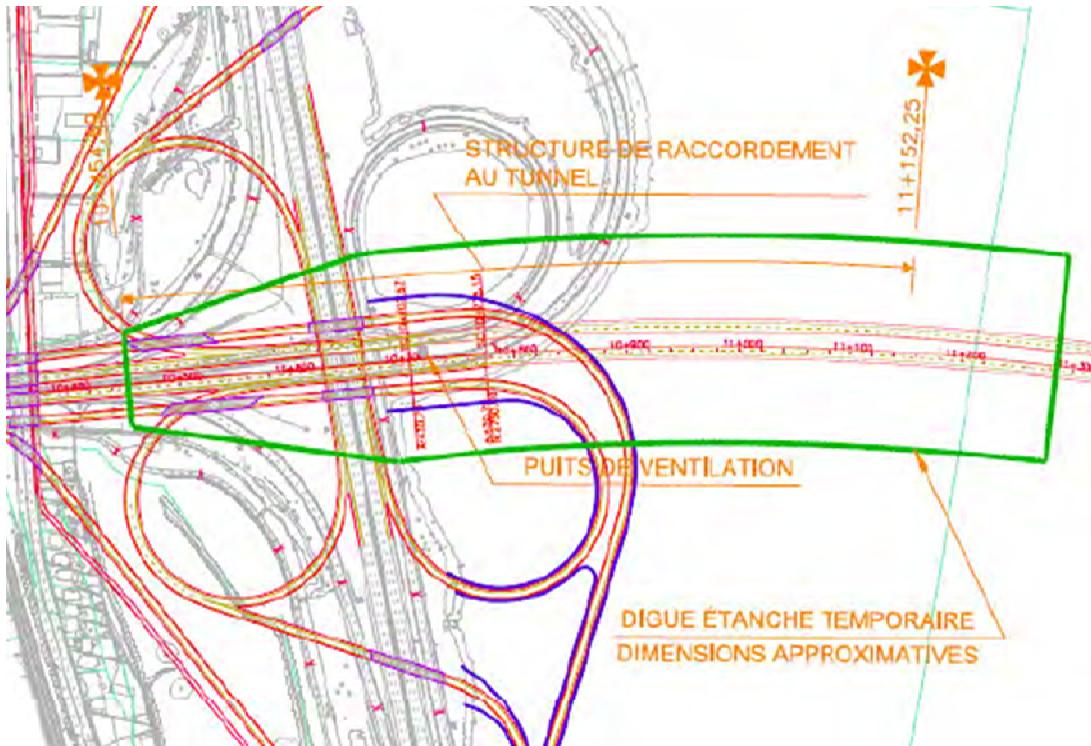


Figure 4.2 : Digue temporaire pour la construction du portail nord (MTMDET 2016)

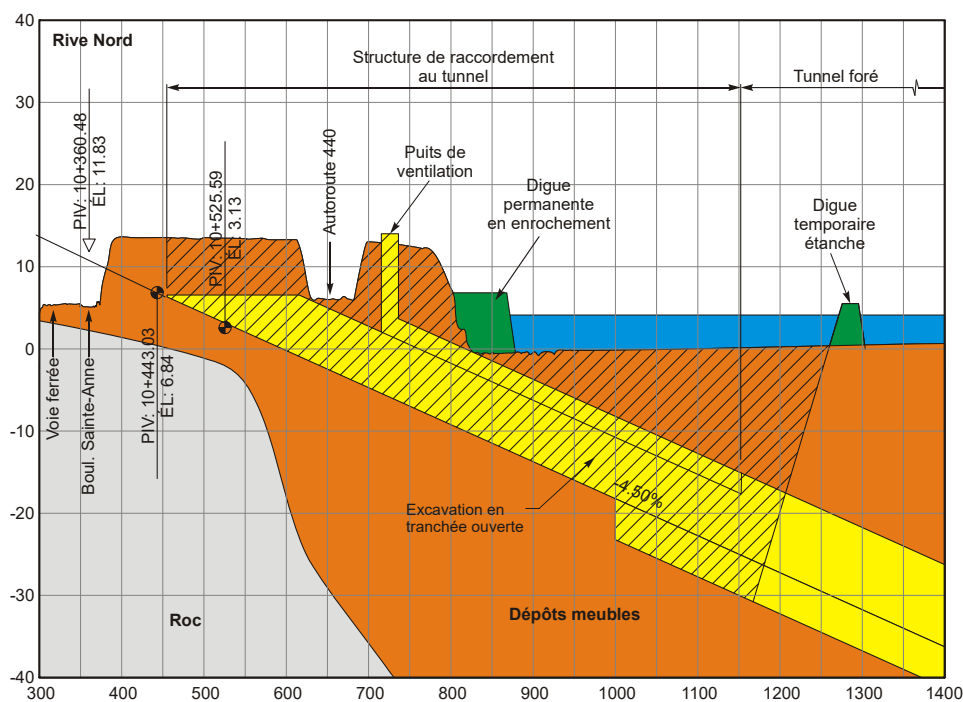


Figure 4.3 : Structure de raccordement – portail nord

Pour l'évaluation des coûts, la digue temporaire comporte une paroi moulée afin d'assurer l'étanchéité. Le pompage des eaux d'infiltration requis lors de la construction a été considéré.

DÉLAIS D'AVANCEMENT ET DISPOSITION DES DÉBLAIS

Le taux d'avancement est largement influencé par le type de terrain traversé par le tunnelier. Pour ce projet il est prévu que le taux d'avancement du percement pourra varier entre 300 et 450 m/mois, ce qui donne un délai moyen de percement de 40 mois auquel doit s'ajouter l'assemblage et le désassemblage du tunnelier au début et à la fin du percement de même qu'entre les deux tubes, pour un total d'environ 48 mois, ou 4 années. L'excavation et le bétonnage du raccordement de départ, la construction d'une digue à la sortie nord nécessitent environ 24 à 30 mois. Le délai de livraison du tunnelier est de 18 mois.

L'excavation avec le tunnelier produira environ 3 600 000 m³ de déblai avec 65 % à 70 % de roc et le reste de dépôts meubles. Rancourt (2016) considère que la portion roc sera de granulométrie inférieure à 50 mm et pourrait être utilisée comme matériau de remblai. La portion dépôts meubles ainsi que la portion roc/dépôts meubles ne peuvent être réutilisées en raison de l'état liquide des sols et de la teneur possible en argile. Pour les besoins de l'estimation, nous avons utilisé un site de disposition située à 50 km du site.



DENSIFICATION ET CONSOLIDATION DES SOLS

Deux types d'interventions sont prévus pour s'assurer que le tunnel ait un comportement adéquat en cas de la liquéfaction des sols dans l'éventualité d'un séisme majeur. Ces interventions sont requises uniquement pour la partie nord du tracé, entre la fin du tunnel foré du côté nord et la jonction du roc dans le secteur de la faille de Logan.

Une densification des sols est considérée rive nord sur une longueur de 400 m à partir du début de la partie tunnel foré située dans les premiers 30 m de profondeur de dépôts meubles. Dans la zone excavée des structures de raccordement, un sol non liquéfiable sera utilisé pour le remblayage. Il a été supposé que le sol serait densifié autour du tunnel sur une largeur totale de 65 m et une hauteur de 25 m.

Tel qu'indiqué précédemment, il est admis que les risques de liquéfaction sont faibles dans les zones de profondeur supérieure à 30 m mais qu'il pourrait y avoir des tassements différentiels importants. Pour les parties plus profondes, les risques de tassements différentiels sont réduits en réalisant une consolidation des sols, tel qu'illustré sur la Figure 2.13. La solution retenue consiste en l'utilisation sur une longueur de 1500 m de séries de 5 pieux de 8 m de longueur et de 2.5 m de diamètre espacées de 10 m.

SOLS CONTAMINÉS

Bien qu'aucune information n'indique la présence de contaminants cette éventualité a été considérée dans les coûts.

4.1.3 STRUCTURE DU TUNNEL

FABRICATION DES VOUSSOIRS

Pour le revêtement permanent, le prix a été obtenu d'une entreprise canadienne spécialisée dans la fourniture de revêtement de tunnels pour une fabrication en usine. Ce type de voussoir pourrait également être construit avec une usine portative sur place, ce qui diminuerait les coûts.

Comme le revêtement permanent est un élément fondamental de l'intégrité du tunnel, il a été supposé que le plus haut niveau de qualité serait respecté dans la fabrication des segments de voussoirs. Le prix présenté au bordereau inclut le coût de fabrication des voussoirs et leur transport. Les coûts du revêtement pourraient être diminués en considérant la fabrication des voussoirs dans la région de Québec.

Une épaisseur de 0.65 m a été retenue, dimension retrouvée au tunnel de Shanghai-Changjiang qui s'apparente beaucoup au projet considéré pour le lien Québec-Lévis. L'utilisation d'un béton à très haute durabilité du côté externe des voussoirs (Figure 4.4) est recommandée afin d'assurer une étanchéité du tunnel. À ce stade, il a été considéré que

cela n'affecterait pas, ou très marginalement, le coût des voussoirs. Enfin un coulis d'injection est prévu entre la paroi du tunnel et le sol ou roc.

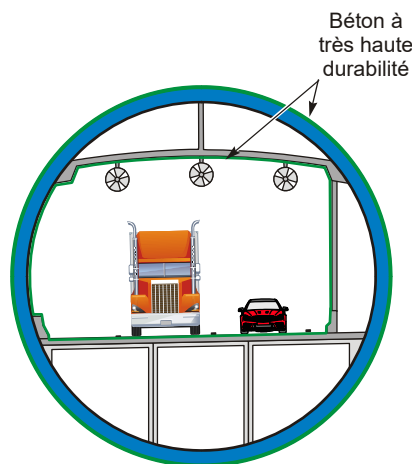


Figure 4.4 : Structure interne du tunnel

STRUCTURE INTERNE DU TUNNEL

La structure interne du tunnel consiste en des éléments préfabriqués pour la partie forcée et une combinaison d'éléments coulés en place et préfabriqués pour les structures d'approche. L'utilisation d'un béton à très grande durabilité (Figure 4.4) est recommandée pour les éléments exposés au trafic routier compte tenu que cela affecte peu le coût initial mais minimise les coûts d'entretien.

SYSTÈME DE PROTECTION INCENDIES DU REVÊTEMENT

Malgré que le transport des matières dangereuses soit interdit dans le tunnel, il a été considéré qu'un revêtement permettant de protéger la coque pour des incendies dégageant 200 MW serait utilisé, valeur compatible avec les essais récents pour les matières combustibles mais non considérées dangereuses (communication de Rancourt). La voûte en partie supérieure et les parois verticales ont été considérées, tel qu'illustré sur la Figure 4.5.

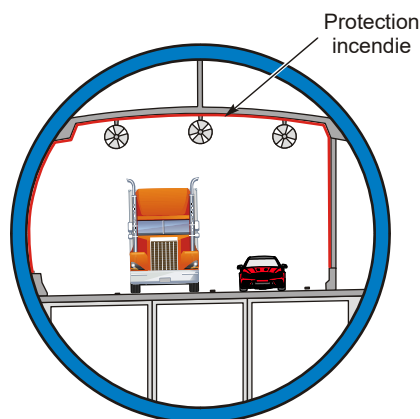


Figure 4.5 : Protection incendie du revêtement

4.1.4 SYSTÈMES MÉCANIQUES ET ÉLECTRIQUES

VENTILATION

Le système de ventilation mixte retenu consiste en une ventilation longitudinale (à l'intérieur des tubes) répondant aux besoins d'air frais en condition d'utilisation courante et en un système de ventilation transversal (gaines séparées) permettant d'insuffler de l'air frais ou à extraire de l'air vicié ou de la fumée due à un incendie à des points précis au moyen de trappes qui s'ouvrent ou se ferment à partir du poste de contrôle. Un système de ventilation indépendant maintiendra une pression positive dans les couloirs d'évacuation.

Le système de ventilation transversal requiert l'utilisation de puits de ventilation munis de ventilateurs. Trois puits ont été considérés : à chacune des extrémités et à mi-parcours, près de la pointe de l'Île-d'Orléans. À cet endroit, un édifice s'apparentant à un phare serait érigé et relié à la rive par une jetée. Ce site pourrait éventuellement être aménagé pour des fins touristiques. Seuls les coûts du puits et de la jetée ont été considérés.

Dans ce projet, un total de 72 ventilateurs de 45 kW a été considéré pour le système de ventilation longitudinale pour chacun des tubes pour assurer la qualité de l'air en conditions d'opération normales. Cette valeur est tirée du tunnel de Shanghai qui s'apparente en plusieurs points au projet de tunnel entre Québec et Lévis. Cette valeur est le double de celle du tunnel considéré pour le remplacement du pont Champlain qui était également deux fois moins long.

Pour le système transversal utilisé pour le désenfumage ou pour extraire les gaz des véhicules en cas de grands achalandages, trois unités de 400 kW ont été considérées pour le système de ventilation transversal, valeur compatible avec ce qui avait été prévu pour le tunnel du pont Champlain.

SYSTÈMES ÉLECTRIQUES ET DE POMPAGE

L'évaluation du coût des systèmes électriques et d'un système de pompage doit faire l'objet d'une étude spécialisée. Un montant adapté de l'étude de pré faisabilité du tunnel Champlain a été retenu.

SYSTÈMES DE CONTRÔLE ET DE TÉLÉSURVEILLANCE

L'évaluation du coût des systèmes de contrôle de la circulation et de télésurveillance doit faire l'objet d'une étude spécialisée. Un montant adapté de l'étude de pré faisabilité du tunnel Champlain a été retenu.

4.1.5 AMÉNAGEMENTS ROUTIERS

ÉCHANGEUR SUD

L'échangeur sud permet l'accès au tunnel en passage inférieur au niveau de l'autoroute 20. Cet aménagement est requis afin de respecter une pente maximale de 4.5% dans le tunnel tout en assurant un couvert de sol ou roc minimal au-dessus du tunnel pour les portions près de la route 132. Le tunnel foré se termine au chaînage 18+207 m et la longueur de la structure de raccordement est de 53 m, tel que montré sur la Figure 4.6.



Figure 4.6 : Échangeur sud (MTMDET, 2016)

ÉCHANGEUR NORD

L'échangeur nord permet l'accès direct du tunnel à l'autoroute 40 en passant sous l'autoroute 440 et au-dessus du boulevard Ste-Anne (route 138). Cet aménagement est requis vu la pente importante de l'autoroute 40. La configuration des berges à cet endroit requiert la construction d'une digue temporaire sur le fleuve durant la construction et d'une digue permanente plus près des berges dans l'aménagement final. Le tunnel foré se termine au chaînage 11+152 m et la longueur de la structure de raccordement est de 697 m, tel que montré sur la Figure 4.7.



Figure 4.7 : Échangeur nord (MTMDET, 2016)

COÛTS

Les coûts de construction des échangeurs ont été évalués par le Ministère (MTMDET, 2016). Ceux-ci incluent l'ensemble des travaux requis pour l'aménagement des échangeurs et aménagements routiers jusqu'à la jonction avec les structures de raccordement des côtés nord et sud du tunnel, nommément : les coûts de construction et d'acquisition, la digue



permanente du côté nord, le démantèlement de l'échangeur Lallemant et la construction d'une route d'accès du côté sud, les systèmes de signalisation dynamique et de caméras.

Il convient de noter que le Ministère a déterminé les coûts directs avant les coûts de chantier et de contingence qui seront ajoutés par la suite avec l'ensemble des autres coûts.

4.1.6 AUTRES COÛTS

BÂTIMENTS ET UNITÉS DE VENTILATION

Deux bâtiments ont été considérés dans les coûts pour abriter les systèmes de ventilation transversale des côtés nord et sud. Au nord, il a été convenu à ce stade que le bâtiment serait localisé dans la bretelle d'accès actuelle qui sera abandonnée au nord-est du puits de ventilation indiqué sur la Figure 4.7. Au sud, le bâtiment serait situé au-dessus de la structure de raccordement, permettant de redonner au site naturel le même profil qu'avant les travaux. Ces bâtiments accueilleront également les postes d'alimentation électrique et de télésurveillance.

Un troisième édifice est également prévu à la pointe ouest de l'Île-d'Orléans afin d'accueillir une unité de ventilation. La nécessité d'un point de ventilation intermédiaire n'est pas assurée et des études additionnelles seront requises.

CONNEXIONS INTER-TUBES

Des connexions inter-tubes sont requises à tous les 500 m. De plus, il a été considéré d'aménager une interconnexion technique à mi-distance du tunnel afin de faciliter les interventions des véhicules d'urgence. Les trois ou quatre interconnexions situées dans les zones de dépôts meubles constituent des points de faiblesse de l'anneau qui nécessitent un renforcement local de celui-ci, considéré dans les coûts.

EXPROPRIATIONS ET SERVITUDES

L'aménagement des échangeurs et accès des côtés nord et sud demanderont des expropriations. De plus, la portion en tunnel nécessite l'acquisition d'un droit de servitude assurant qu'aucune construction ne sera permise au-dessus du tunnel.

INVESTIGATIONS, INGÉNIERIE, CONTRÔLE DE QUALITÉ ET SURVEILLANCE

Des investigations et études sont requises dans les phases d'études de préfaisabilité et de faisabilité. La nature de ces études est précisée dans les recommandations. Les études et investigations préliminaires, l'ingénierie de conception et l'ingénierie de suivi de projet ont

respectivement été évaluées à 1%, 4% et 4% des coûts directs de construction. Le contrôle de qualité et l'arpentage de précision et la surveillance des travaux ont été établis à 6% des coûts directs de construction vu la complexité de l'ouvrage projeté. L'ensemble des activités d'ingénierie correspond donc à 15% des coûts directs de construction.

CONTINGENCES

Au stade des études de préféabilité, une contingence de 30% a été considérée. Ce taux, recommandé par le Ministère, est compatible avec le niveau de précision attendu à ce stade des études. Selon les indications présentées au Tableau 1.1, ce pourcentage constitue une valeur minimale vu le niveau de connaissances limité des conditions géotechniques du site, une valeur de 40% aurait pu être retenue. Une valeur de 30% pourra également être appliquée suite à la réalisation des investigations et études recommandées à la fin du rapport.

4.1.7 SOMMAIRE DES COÛTS

Le sommaire des coûts de construction est présenté au Tableau 4.1 alors que le Tableau 4.2 donne les détails de l'ensemble des coûts. Cela représente un coût de construction moyen d'environ 300 M\$/km pour la partie tunnel et structures de raccordement. Ces coûts sont en dollars 2016 et n'incluent aucune inflation.

Tableau 4.1 : Sommaire des coûts de construction du tunnel foré en dollars 2016

Item	Coût
Études préliminaires et conception finale	152 M\$
Gestion de projet et contrôle de la qualité	322 M\$
Tunnel foré	2142 M\$
Structures de raccordement	395 M\$
Structures, mécaniques, systèmes surveillance, etc.	599 M\$
Échangeurs	312 M\$
Coûts administratifs et divers	64 M\$
	3988 M\$

Tableau 4.2 : Détails des coûts de conception et de construction

1	INGÉNIERIE ET COÛTS INDIRECTS	Unité	Coût unitaire	Quantité	Montant
1.1	Avant la construction				
1.1.1	Relevés, investigations, études pré faisabilité	global	2 400 000 \$	1	2.40 M\$
1.1.2	Relevés, investigations, études faisabilité	global	5 600 000 \$	1	5.60 M\$
1.1.3	Études d'avant-projet sommaire et définitif	global	10 000 000 \$	1	10.00 M\$
1.1.4	Conception, plans et devis, études environ, etc.	global	99 057 535 \$	1	99.06 M\$
					117 M\$
1.2	Pendant la construction				
1.2.1	Ingénierie, approvisionnement, gérance de la construction	global	99 057 535 \$	1	99.06 M\$
1.2.2	Contrôle de la qualité: surveillance, laboratoire, arpentage	global	148 586 302 \$	1	148.59 M\$
					248 M\$
1.3	Autres dépenses de nature administrative				
1.3.1	Avis, autorisations, expropriations, acquisitions	global	31 800 000 \$	1	31.80 M\$
1.3.2	Compensation environnementale	m2	150 \$	30000	4.50 M\$
1.3.3	Assurances	global	Inclus	1	0.00 M\$
					36 M\$
	Total des coûts ingénierie et des coûts administratifs				401 M\$
2	CONSTRUCTION	Unité	Coût unitaire	Quantité	Montant
2.1	Tunnel				
2.1.1	Tunnelier: mobilisation et démobilisation	global	90 000 000 \$	1	90.00 M\$
2.1.2	Déblais de première et deuxième classes	m3	65 \$	2626337	170.19 M\$
2.1.3	Transport des déblais - 50 km	camions	250 \$	175089	43.77 M\$
2.1.4	Béton pour paroi - 0.65m	m3	1 500 \$	416054	624.08 M\$
2.1.5	Coulis entre l'anneau et le roc/sol - 0.15m	m3	836 \$	121594	101.65 M\$
2.1.6	Protection thermique du béton de revêtement	global	60 000 000 \$	1	60.00 M\$
2.1.7	Densification du sol - portail nord	m3	300 \$	600000	180.00 M\$
2.1.8	Consolidation des dépôts meubles	m3	4 000 \$	58905	235.62 M\$
2.1.9	Puits de ventilation sur la pointe de l'île d'Orléans	global	2 243 208 \$	1	2.24 M\$
2.1.10	Interconnexions	global	22 646 647 \$	1	22.65 M\$
					1530 M\$
2.2	Raccordement au tunnel				
	Portail nord				
2.2.1	Déblai de première classe	m3	20 \$	0	0.00 M\$
2.2.2	Déblai de deuxième classe	m3	14 \$	550 000	7.43 M\$
2.2.3	Déblai de deuxième classe contaminé (niv. C)	m3	168 \$	20 000	3.35 M\$
2.2.4	Béton armé (incluant imperméabilisation)	m3	1 300 \$	84 763	110.19 M\$
2.2.5	Remblayage	m3	20 \$	200 000	3.95 M\$
2.2.6	Pieux sécants	m3	3 000 \$	24 500	73.50 M\$
2.2.7	Tirants d'ancrages	m3	1 300 \$	2 000	2.60 M\$
2.2.8	Remblai digue	m3	25 \$	170 000	4.25 M\$
	Portail sud				
2.2.9	Déblai de première classe	m3	20 \$	270 000	5.30 M\$
2.2.10	Déblai de deuxième classe	m3	14 \$	100 000	1.35 M\$
2.2.11	Déblai de deuxième classe contaminé (niv. C)	m3	168 \$	20 000	3.35 M\$
2.2.12	Béton armé (incluant imperméabilisation)	m3	1 300 \$	34 813	45.26 M\$
2.2.13	Remblayage	m3	20 \$	200 000	3.95 M\$
2.2.14	Pieux sécants	m3	3 000 \$	5 000	15.00 M\$
2.2.15	Tirants d'ancrages	m3	1 300 \$	2 000	2.60 M\$
					282 M\$

Tableau 4.1 : Détail des coûts de conception et de construction (suite)

2.3	Structures et mécanique				
2.3.1	Béton pour les murs et dalles du tunnel	m3	1 500 \$	164400	246.60 M\$
2.3.2	Ventilation du tunnel (transversale)	global	100 000 000 \$	1	100.00 M\$
2.3.3	Alimentation électrique /Éclairage	global	30 000 000 \$	1	30.00 M\$
2.3.3	Systèmes de télésurveillance (caméra, barrières, etc.)	global	15 000 000 \$	1	15.00 M\$
2.3.4	Système de protection incendie	global	20 000 000 \$	1	20.00 M\$
2.3.5	Système de pompage	global	7 000 000 \$	1	7.00 M\$
2.3.6	Revêtement bitumineux 65 mm ép. (chaussés)	tonnes	300 \$	30883	9.26 M\$
					428 M\$
2.4	Bâtiments de ventilation et expropriations				
2.4.1	Béton pour les murs et dalles des structures (2 unités)	m3	1 200 \$	3000	3.60 M\$
2.4.2	Aménagement (mécanique auxiliaire)	global	5 000 000 \$	1	5.00 M\$
					9 M\$
2.5	Carrefours, chaussée				
2.5.1	Carrefour sud	global	58 000 000 \$	1	58.00 M\$
2.5.2	Carrefour nord	global	165 000 000 \$	1	165.00 M\$
					223 M\$
2.6	Autres coûts				
2.6.1	Considérations architecturales: 1% des portions routières	global	4 696 000 \$	1	4.70 M\$
					5 M\$

SOMMAIRE

Coûts directs de construction	(A)			2476 M\$
Organisation de chantier	(B)	10%	de (A)	248 M\$
Coûts d'ingénierie	(C)	15%	de (A)	365 M\$
Frais administratifs	(D)			36 M\$
Contingences	(E)	30%	de (A+C+D)	863 M\$
Total des coûts du projet				3988 M\$

4.1.8 COMPARAISON AVEC LES COÛTS D'AUTRES TUNNELS

Une base de données des coûts de construction de projets de tunnels similaires à travers le monde peut constituer une base de comparaison des coûts avec le présent projet. Il reste néanmoins souvent difficile de savoir avec précision ce qui est compris dans les coûts de projet reportés dans la littérature. Dans le cadre de l'étude d'avant-projet du tunnel Alaskan way de Seattle, la firme de génie conseil Arup, a publié un rapport en 2008 sur les coûts de construction des récents tunnels de gros diamètres, dont certains construits dans des sols meubles. Il faut garder à l'esprit que ces prix ne contiennent pas la même combinaison de caractéristiques spécifiques à chaque projet de construction d'un tunnel.

Le Tableau 4.3 présente une liste des coûts de construction de différents projets de tunnels forés à travers le monde. On note que les projets en Europe et aux États-Unis sont les plus coûteux avec une fourchette de 100 à 500 M\$/km. À l'opposé, ce sont les tunnels construits en Asie qui présentent les coûts de construction les plus bas du km, avec une main d'œuvre et le prix des matériaux beaucoup moins cher.

Tableau 4.3 : Coûts de construction de projets majeurs de tunnels forés (Arup, 2008)

Tunnel	Date de réalisation	Diamètre (m)	Nb. tubes	Longueur (km)	Longueur cumulée (km)	Sol traversé	Coût (M\$ _S)	Coût (M\$US)/km de tunnel
Tunnel du port de Miami, USA	2014	11.0	2	1.13	2.25	-	1123	498
Tunnel Lefortovo , Moscou, Russie	2005	14.3	1	2.25	2.25	Sable, argile, calcaire (de résistance moyenne, partiellement très fissuré)	600	266
Tunnel de liaison - Aéroport Brisbane, Australie	2012	12.5	2	5.31	10.62	-	2206	208
Tunnel de Groene Hart, Pays-Bas	2006	14.6	1	2.25	2.25	-	450	200
4 ème Tunnel de l'Elbe, Allemagne	2002	14.3	1	4.18	4.18	Sable et boues, roche et cailloux, tillite et mica schiste	775	185
I-710 (A3), Los Angeles, USA	Projet	15.2*	3	6.60	19.79	-	3585	181
I-710 (C3), Los Angeles, USA	Projet	12.8*	3	6.44	19.31	-	3195	165
A86-Ouest, Paris, France	2010	11.6*	1	17.54	17.54	Calcaire, sable, argile, marne, craie	2641	151
Wesertunnel, Kleinensiel, Allemagne	2001	11.6	2	1.61	3.22	argile, sable, tillite, silt	358	111
Beacon Hill Tunnel, Seattle, USA	2009	6.4	2	1.29	2.57	-	280	109
Tunnel autoroute M-30, Madrid, Espagne	2008	15.2	2	3.54	7.08	Argile et gypse	570	80
Tunnel du port de Dublin, Irlande	2006	11.6	2	4.51	9.01	-	530	59
Pannerdensch kanaal, Pays-Bas	2003	9.8	2	1.61	3.22	-	173	54
Tunnel SMART, Kuala Lumpur, Malaisie	2007	13.1	1	9.66	9.66	-	515	53
Tunnel de Wuhan , Chine	2008	11.3	2	2.74	5.47	-	288	53
Tunnel de Nanjing, Chine	2013	14.9	2	3.06	6.12	-	245	40
Westerschelde	2002	11.3	2	6.60	13.20	Dépôts meubles, sol perméable	490	37
Tunnel de Shanghai, Chine	2008	15.5	2	7.40	14.81	sable, argile, gravats	245	17

*Projet pour lequel différents diamètres étaient présent. Ce chiffre représente un tunnel de diamètre moyen

Le coût du tunnel de Seattle excède les 1000 M\$ américains. Même avec un gabarit plus large que celui de l'ouvrage proposé (surface 36% plus grande), ces tunnels sont forts semblables en termes de géométrie et de longueur. L'ordre de grandeur des coûts est proportionnellement comparable à ce qui a été déterminé dans le présent mandat.

On peut donc conclure que malgré des conditions de sol difficiles pour le projet considéré, les coûts estimés semblent plutôt être du côté optimiste en comparaison avec les deux ouvrages considérés plus haut.

4.2 COÛTS ANNUELS

4.2.1 COÛTS D'OPÉRATION

Les coûts d'opération du tunnel donnés au Tableau 4.4 ont d'abord été estimés par Rancourt (2016) en s'appuyant sur l'étude réalisée par le Consortium BCDE (2011a) pour l'option d'un tunnel à 2 tubes de 17.4 m qui remplacerait le pont Champlain. Les coûts d'exploitation et d'entretien présentés dans leur étude sont utilisés dans la présente étude au prorata de la longueur. Pour la solution à deux tubes dans l'étude de BCDE (2011a), la longueur totale cumulée du tunnel (deux tubes et longueur des structures de raccordement) était estimée à environ 20 km alors que le présent projet porte sur une longueur totale cumulée de 15.8 km, ce qui correspond à un ratio des longueurs de tunnels de 79 %. Toutefois, considérant un plus faible volume de circulation appréhendé pour le tunnel entre Québec et Lévis, ce ratio a été diminué de 30%, ce qui donne des coûts d'exploitation qui se situent environ à 50 % des coûts du tunnel Champlain. Les coûts d'opérations courantes et de maintenance ont été ajoutés.

Tableau 4.4 : Coûts d'opération en dollars 2016

3	OPÉRATIONS	Fréquence	Coût unitaire	Coût annuel
3.1	Frais d'exploitation, alimentation électrique, etc.	1	5 000 000 \$	5.00 M\$
3.2	Entretien courant, tunnel et échangeurs	1	4 000 000 \$	4.00 M\$
3.3	Équipes d'intervention incendie (nord et sud)	1	- \$	0.00 M\$
3.4	Centre de contrôle et patrouilles	1	1 000 000 \$	1.00 M\$
3.5	Gestion du transport des matières dangereuses	1	- \$	0.00 M\$
				10.00 M\$

4.2.2 COÛTS DE MAINTENANCE

Les hypothèses de calcul des coûts de maintenance sont détaillées en annexe. Les échéances d'intervention et les coûts sont présentés au Tableau 4.5. Pour la maintenance de l'infrastructure du tunnel, des réparations partielles sont considérées. Les équipements

électriques, mécaniques et électroniques sont considérés désuets à l'échéance indiquée. Les parties qui se détériorent avec l'usage (enrobé bitumineux) sont entièrement remplacés.

Tableau 4.5 : Coûts de maintenance annualisés en dollars 2016 (sans inflation)

4	ENTRETIEN / RÉPARATIONS	Fréquence	Coût unitaire	Coût annuel
4.1	Remplacement de l'enrobé bitumineux chaussée externe	13	4 200 000 \$	0.34 M\$
4.2	Remplacement de l'enrobé bitumineux - Tunnel en tranchée	13	720 000 \$	0.06 M\$
4.3	Remplacement de l'enrobé bitumineux - Tunnel foré	13	15 228 000 \$	1.22 M\$
4.4	Remplacement de la membrane - Chaussée externe	30	4 800 000 \$	0.16 M\$
4.5	Remplacement de la membrane - Tunnel en tranchée	30	900 000 \$	0.03 M\$
4.6	Remplacement de la membrane - Tunnel foré	30	16 920 000 \$	0.56 M\$
4.7	Réparation majeure du béton aux approches	75	22 038 250 \$	0.29 M\$
4.8	Réparation majeure du béton en tunnel	75	14 700 000 \$	0.20 M\$
4.9	Réparation de l'anneau	75	93 612 255 \$	1.25 M\$
4.10	Réparation de la protection thermique	25	12 000 000 \$	0.48 M\$
4.11	Métallerie	20	6 000 000 \$	0.30 M\$
4.12	Ventilation du tunnel	25	125 000 000 \$	5.00 M\$
4.13	Alimentation électrique, éclairage, etc.	25	37 500 000 \$	1.50 M\$
4.14	Systèmes de télésurveillance (caméra, barrières, etc.)	10	18 750 000 \$	1.88 M\$
4.15	Équipements d'intervention d'urgence (nord et sud)	10	500 000 \$	0.05 M\$
				13.31 M\$
Total des coûts annuels				23.31 M\$

Les coûts annuels présentés dans ce qui suit s'appuient sur l'hypothèse que les ouvrages construits aujourd'hui auront des durées de vie supérieures à celles des ouvrages construits dans la deuxième moitié du XX^e siècle. Cette hypothèse suppose que les techniques de construction et les détails de conception seront choisis judicieusement et que l'exécution sera faite avec soin. Il est donc admis pour l'ouvrage projeté, que les plus hauts standards de qualité seront appliqués, et ce, peu importe le mode de réalisation de l'ouvrage.

Il est aussi supposé, pour un même degré d'exposition aux éléments et aux sollicitations causant la dégradation, que la diminution de la performance d'un élément est fonction des matériaux et de la qualité de la réalisation.

La durée de vie de 100 ans indiquée par le Ministère est un point de référence utile mais non un objectif en soi. Nous sommes convaincus que les méthodes de construction actuelles et la disponibilité de matériaux de qualité permettent de construire des ouvrages qui auront une durée de vie supérieure à cette limite (Brühwiler, 2014, Charron et Desmettre, 2015). Pour des ouvrages vitaux franchissant des cours d'eau ou obstacles d'importance, comme pour le projet de troisième lien entre les rives sud et nord à Québec, il est admis qu'un ouvrage sera toujours nécessaire pour assurer la mobilité de personnes et des marchandises, peu importe l'évolution des modes de transport dans les décennies à venir. On suppose donc que la conception des ouvrages prévoira que ceux-ci subiront des entretiens réguliers et des



réparations récurrentes au cours de la période de comparaison de 100 ans. Il n'est pas illusoire d'envisager avec les connaissances actuelles que des ouvrages puissent avoir des durées de vie nettement supérieures à 100 ans. Toutefois, dans le cadre de ce mandat, ces aspects n'ont pas été considérés, tout comme la valeur résiduelle à l'échéance de 100 ans.

Deux principes sont donc admis :

- tous les éléments des ouvrages, sauf les parties enfouies dans le sol, devront pouvoir être réparées, renforcées, remplacées afin de maintenir fonctionnel l'ouvrage;
- les choix qui seront faits à la conception, la qualité des matériaux utilisés, le soin apporté à la mise en œuvre et la réalisation d'un entretien de qualité, dicteront la fréquence et l'ampleur des interventions récurrentes en cours de vie et les mises à niveau majeures très ponctuelles.

Pour ce présent mandat, il est admis que pour les 100 premières années de l'ouvrage, aucune réparation majeure ne sera requise. Toutefois, cette hypothèse pourra difficilement être atteinte avec les méthodes et matériaux de construction utilisés pour les ouvrages usuels. Des considérations particulières aux ouvrages non conventionnels devront être appliquées pour atteindre cet objectif.

4.3 COÛTS SUR LE CYCLE DE VIE

4.3.1 PRINCIPES

Le coût du cycle de vie comprend les coûts associés à la préparation du projet, à la construction de l'ouvrage et à la maintenance de l'infrastructure (opérations, entretien réguliers et réparations récurrentes). Même si la durée de vie de l'ouvrage a été établie à 100 ans, cette échéance ne suppose cependant pas que l'ouvrage aura alors atteint la fin de sa vie utile.

L'évaluation des coûts sur 100 ans est faite sans prendre en considération l'inflation, ni le financement des coûts de construction et de maintenance. Les montants sont présentés en dollars 2016.

4.3.2 COÛTS DU PROJET

Le Tableau 4.6 présente les coûts du tunnel. L'analyse des coûts du cycle de vie met en évidence l'impact des coûts d'entretien sur les coûts directs que le Ministère aura à déboursier sur une période de 100 ans.

Tableau 4.6 : Coûts du cycle de vie en dollars 2016

Scénarios	Construction	Maintenance	Total
Coûts directs - \$2016 ⁽¹⁾	3988 M\$	2331 M\$	6319 M\$

(1) : Coûts de construction plus 100 fois les coûts de maintenance annuels moyens



5 ÉVALUATION DU CONCEPT PROPOSÉ

Ce chapitre présente d'abord les risques monétaires reliés à la construction et d'opération d'un tunnel, puis explore des pistes de réductions potentielles des coûts. Le chapitre présente ensuite le détail des études de préfaçabilité techniques additionnelles qui seraient requises dans les étapes subséquentes de développement d'un troisième lien sous-fluvial.

5.1 RISQUES DE CONSTRUCTION D'UN TUNNEL

5.1.1 RISQUES DE VARIATION DES COÛTS DE CONSTRUCTION

Les risques associés à la construction sont essentiellement reliés aux imprévus et aux variations géologiques, notamment par l'apparition des conditions adverses non prévues forçant l'arrêt ou le retard des travaux. Ces conditions peuvent être la présence dans le sol ou le roc de contaminants, de poches de gaz, de blocs rocheux, de failles, de zones d'eau sous pression, etc.

Long (2011) mentionne dans son rapport la présence de gaz dans les dépôts meubles du fleuve, notamment vers le nord-est de l'île. Il n'est donc pas impossible de rencontrer du gaz le long du tracé à l'étude. Une procédure stricte de détection et de ventilation devra être suivie pendant les travaux.

La présence rencontrée d'hétérogénéités dans les sols et le roc aura une grande influence sur le taux d'avancement du tunnelier. Chaque changement de terrain entraîne des ralentissements puisqu'une série de modifications sont requises pour passer d'un mode à l'autre.

5.1.2 RISQUES DE VARIATION DES COÛTS D'OPÉRATION

Le principal risque relié à l'exploitation du tunnel est de nature sismique. Le tracé du tunnel traverse trois sections types : une section en roc, une section variable selon l'avancement, avec du roc au plancher et des sols en voûte, et une section en sols possiblement liquéfiables. Cependant, en raison de la profondeur des couches, la liquéfaction serait à un degré moindre, ce qui devrait empêcher le flottement.

Il est important de considérer que le type de revêtement annulaire composé de voussoirs est relativement flexible et peut, jusqu'à un certain point, supporter une certaine déformation permanente sans perte d'efficacité. Toutefois cet aspect demande une étude particulière tel que décrit dans ce qui suit.

5.2 ÉTUDES GÉOTECHNIQUES ADDITIONNELLES

5.2.1 SITUATION

En fonction des conditions géologiques et géotechniques présentées au chapitre 2, la réalisation d'investigations détaillées du socle rocheux et des dépôts meubles dans le sillon est recommandée. Selon le Tableau 1.1, les études de pré faisabilité dont la présente constitue le premier jalon, doivent être complétées avant de prendre une décision favorable à la construction d'un tunnel entre les rives sud et nord. Des études additionnelles s'avèrent nécessaires, principalement parce qu'il n'existe aucune information sur la nature du sol dans l'axe considéré. Bien que tout indique que le projet soit faisable dans les coûts estimés, il se peut que les moyens requis afin d'assurer que le tunnel présente un comportement adéquat dans l'éventualité d'un séisme majeur amènent une augmentation des coûts au-delà de ce qui est évalué. En contrepartie, il est également possible que les coûts diminuent puisque les études sismiques réalisées à ce jour ne permettent pas de faire une prédiction du comportement du tunnel en cas de séisme majeur au niveau de précision requis pour l'étude de pré faisabilité dû à l'absence de données terrain, le pire scénario ayant donc été choisi.

Trois types d'études additionnelles, identifiées au Tableau 5.1, sont recommandés pour réaliser l'étude de pré faisabilité. Les durées indiquées, à confirmer, permettraient de faire une mise à jour du présent rapport. Plusieurs de ces activités peuvent être réalisées concurremment. Les durées des différentes activités sont variables mais, selon nous, les investigations dans les dépôts meubles et les essais en laboratoire pour déterminer les caractéristiques sont sur le cheminement critique.

Tableau 5.1 : Études additionnelles requises à l'étape de pré faisabilité

INVESTIGATIONS GÉOTECHNIQUES	
Description	Durée
Forages roc	6 à 12 mois
Forages dépôts meubles	
Géophysique sismique	
Essais en laboratoire	
COMPORTEMENT SISMIQUE DES SOLS LIQUÉFIABLES	
Description	Durée
Établissement des séismes de conception	6 à 12 mois
Modèle non linéaire 2D avec inclusion	
Détermination du potentiel de liquéfaction	
COMPORTEMENT D'UN TUNNEL FORÉ DANS UN SOL LORS D'UN SÉISME	
Description	Durée
Développement d'un modèle 3D	12 à 24 mois
Étude du comportement du tunnel dans le sol	

5.2.2 INVESTIGATIONS GÉOTECHNIQUES

André Rancourt recommande de regrouper l'ensemble des résultats d'investigation dans un rapport de référence de type GBR "*Geotechnical Baseline Report*" qui présente dans un premier temps les informations géotechniques pertinentes au projet et, ensuite recommande entre autres des balises et critères de mesures en ce qui concerne le traitement des imprévus géotechniques et des coûts qui leurs sont généralement reliés. Ce rapport fait partie des documents requis pour l'appel d'offres du contrat de construction du tunnel.

Afin de constituer ce rapport, Rancourt a identifié la zone où des investigations additionnelles devraient être réalisées (Figure 5.1). À l'étape de pré faisabilité, la détermination de la nature des dépôts meubles et la profondeur du socle rocheux envisagé pour le tunnel doit être réalisée d'abord par géophysique sismique puis par des forages en nombre limité (environ 10). Ils ne devront pas se limiter au seul axe retenu dans ce rapport. Des forages exploratoires entre la pointe de Lévis et le boulevard des Chutes dans le St-Laurent devront être réalisés. Des forages plus rapprochés seront requis à l'étape de faisabilité. Comme ces investigations se situent pour plusieurs dans la voie maritime, il faudra s'assurer qu'il est possible de les réaliser en fonction de l'échéancier retenu, celles-ci étant sur le cheminement critique.



Figure 5.1 : Investigations géotechniques (tiré de Rancourt, 2016)

Selon Rancourt, l'objectif de ces investigations est d'obtenir les propriétés mécaniques et hydrogéologiques des sols et du socle rocheux. Le coût de ces investigations est inclus dans

le présent rapport. Pour le socle rocheux, les forages devraient prévoir l'orientation des fissures et des joints par système de géocaméra. Des essais de perméabilité de type Lugeon devrait être également réalisés.

Selon LeBœuf (2016), la section nord du tracé du lien sous fluvial Québec-Lévis est un site particulièrement complexe qui exigera la réalisation d'un programme complet d'investigations géotechniques de terrain et de laboratoire. Pour l'étude de préfaisabilité, ce programme devra comprendre les éléments de base suivants :

- une série de forages effectués jusqu'au socle rocheux et réalisés afin de prélever des échantillons de sable et d'argile et d'établir la stratigraphie et la structure géologique du bassin alluvial;
- une série de sondages comprenant la réalisation du programme d'essais in situ suivant :
1) essais de pénétration standard, 2) essais au piézocône sismique et essais au scissomètre de chantier dans les couches argileuses;
- des essais en laboratoire comprenant : des analyses granulométriques sur la majorité des échantillons prélevés, des essais œdométriques sur les échantillons non remaniés d'argile, des essais triaxiaux sur les échantillons non remaniés d'argile et des essais à la colonne de résonance sur des échantillons d'argile.

5.2.3 COMPOTEMENT SISMIQUE DES SOLS LIQUÉFIABLES

Le rapport de LeBœuf (2016) indique que selon les hypothèses retenues à ce jour pour prédire l'intensité des séismes probables, la magnitude peut varier de 6.9 à 7.6, ce qui est un écart considérable. Les études réalisées par LeBœuf indiquent que la limite de liquéfaction des sols varie selon la profondeur et, selon la magnitude du séisme, certaines couches pourraient être affectées à des degrés très variables selon l'intensité du séisme. Il importe donc de statuer sur la magnitude devant être retenue pour le site du tunnel.

Ensuite, des études doivent être réalisées afin de déterminer le comportement anticipé des sols lors d'un séisme majeur. Ces analyses incluent l'étude des moyens de mitigation visant à densifier le sol. Selon le code CSA-S6, ces études correspondent à celles décrites à l'article 4.6.6.1c. Toute analyse de niveau moindre comportera des incertitudes importantes sur les méthodes de mitigations nécessaires.

5.2.4 MITIGATION DE L'EFFET DES SÉISMES

Les études géotechniques et d'interaction sol-tunnel décrites plus haut pourraient amener une réduction des coûts associés à la mitigation de l'effet des séismes. Il est possible que les études décrites précédemment arrivent à la conclusion que les risques de liquéfaction sont moindres qu'anticipé maintenant. Il importe de savoir que l'amplitude réelle des séismes et du comportement réel des sols dépend de paramètres sur lesquels pèsent beaucoup d'incertitudes. Tant qu'il n'y aura pas dans le monde un tunnel en sols liquéfiables sujet à un



séisme majeur les prédictions comporteront un degré d'incertitude important. De plus, l'historique de liquéfaction dans les dernières 10 000 années (Tuttle et Atkinson, 2010) permet de jeter un regard nouveau sur la problématique de la liquéfaction propre à ce site. Les études récentes tendent ainsi à démontrer que l'intensité devant être considérée pourrait être moindre que celle utilisée jusqu'à maintenant sans toutefois écarter la probabilité qu'un séisme majeur puisse engendrer la liquéfaction des sols, en particulier dans les couches supérieures.

Deux axes d'optimisation sont envisageables pour le site particulier de la région de Québec : réduire au maximum la longueur du trajet dans les sols liquéfiables afin de minimiser les interventions de densification des sols, ou s'assurer que le tunnel présente un comportement ductile permettant d'accommoder de grands déplacements en intervenant minimalement dans le sol. Ces deux approches requièrent la réalisation des études décrites précédemment.

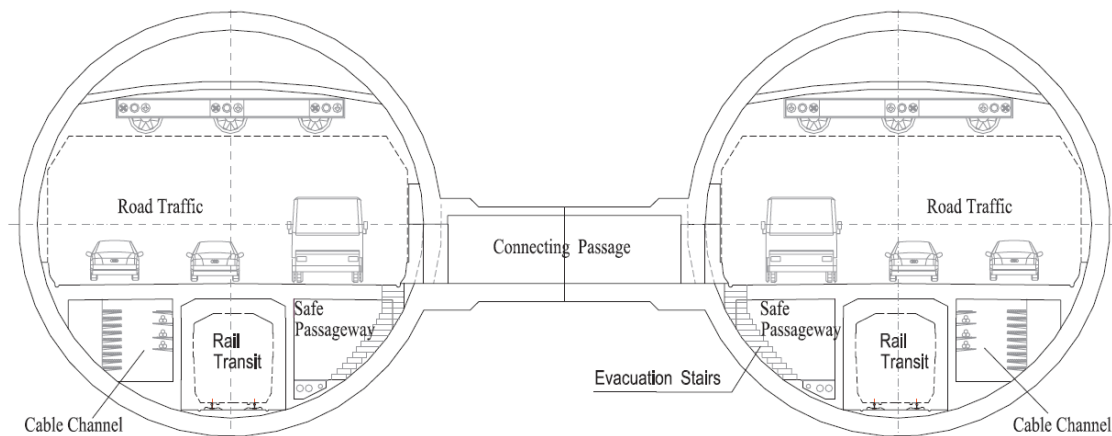
5.3 ÉTUDES TECHNIQUES ADDITIONNELLES

Dès les prochaines étapes du projet, l'assistance d'expertises extérieures spécialisées sur les grands enjeux propres aux domaines des tunnels, tel que la ventilation, la sécurité dans un environnement confiné et les conditions d'exploitation seraient des facteurs de succès. Ces assistances permettront de contribuer à l'optimisation technique et économique du projet.

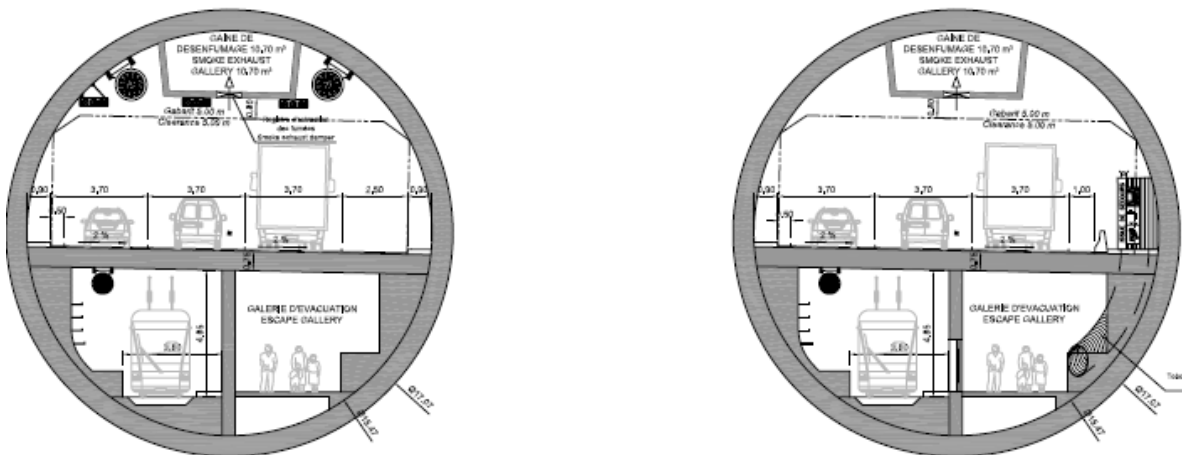
5.3.1 BESOINS ET CRITÈRES DE CONCEPTION

En parallèle avec les investigations géotechniques qui permettent d'avoir une idée plus précise du sol, l'étude des besoins est un paramètre primordial qui aura une influence directe sur l'ensemble des études subséquentes, sur les optimisations qui seront possibles et, de ce fait, sur les coûts du tunnel. Cette réflexion est relativement complexe car elle doit s'articuler sur la vision du transport et du développement pour au moins la moitié du cycle de vie projeté de l'ouvrage.

La première question porte sur la présence ou non de transport en commun sur des voies réservées et, dans l'affirmative, quelle en serait la nature. Un transport par autobus peut bien s'accommoder de voies réservées, trois voies pouvant être aménagées dans le gabarit retenu. Par contre, un transport sur rail serait plus approprié pour un tunnel à deux niveaux, comme ceux de Shanghai ou de l'option considérée pour le pont Champlain, illustrés sur la Figure 5.2. Dans le cas du troisième lien Québec-Lévis, deux voies de circulation routière plus étroites pourraient être aménagées, fonction toutefois des critères de sécurité.



a) Tunnel de Shanghai (Huang, 2008)



b) Option d'un tunnel pour le remplacement du pont Champlain (BCDE, 2011 a)

Figure 5.2 : Exemples de tunnels bitubes mixtes – trafic routier et transport sur rail

Enfin, la vitesse permise, variable ou non selon l'achalandage, pourrait faire partie des critères de conception du tunnel. Le contrôle de la vitesse par télémétrie permet d'assurer une circulation adaptée à la situation. Ces paramètres peuvent influencer le choix de la largeur des voies et accotements, et de fait, les coûts de construction.

5.3.2 TRACÉ

La campagne d'investigation terrain visant à déterminer le profil du roc à l'ouest de la pointe de l'Île-d'Orléans pourrait permettre de trouver un tracé plus avantageux que celui retenu dans cette étude. En effet, le tracé retenu n'est possiblement pas le plus optimal. Une meilleure connaissance des conditions terrain et une définition plus élaborée des besoins sur un horizon de 50 ans permettront de connaître avec plus de précision le tracé optimal. Outre la longueur du tunnel, la localisation du point de raccordement du côté nord dans le roc plutôt que dans des dépôts meubles serait un atout majeur tant pour les coûts de construction que pour l'échéancier ou l'impact environnemental sur le fleuve.

Le choix d'un tracé avec des pentes moindres serait souhaitable. Positionner le raccordement du côté nord entre l'échangeur A40/A440 actuel et le boulevard des Chutes permettrait, selon les indications actuelles, de maximiser la construction du portail nord dans le roc. La partie en tunnel foré pourrait être plus longue alors que la longueur de la structure de raccordement pourrait être réduite.

Choisir un tracé à l'ouest du tracé retenu pourrait permettre de descendre en pente plus douce à partir de la rive sud en direction par exemple de la pointe de Lauzon puis de bifurquer vers la rive nord en suivant un tracé courbe. Toutefois le tracé doit être choisi afin de permettre un lien direct avec l'autoroute 40 garantissant la fluidité de la circulation afin de maximiser l'utilisation d'un tunnel de cette envergure.

5.3.3 COMPORTEMENT D'UN TUNNEL DANS UN SOL LORS D'UN SÉISME MAJEUR

Même si le sol pourrait ne pas se liquéfier pour les portions plus profondes du tunnel, des tassements différentiels importants de l'ordre de 200 à 300 mm sont à prévoir selon l'étude de LeBœuf (2016). Dans son étude il indique qu'il est raisonnable de supposer que des pressions effectives élevées (supérieures à 300 kPa) pourraient se développer à des profondeurs élevées et que le phénomène de *mobilité cyclique*, associé à ces surpressions interstitielles élevées, pourrait entraîner des désordres potentiels dans la structure du tunnel même si les risques de soulèvement et de rupture inversée de capacité portante diminuent avec la profondeur.

Les outils numériques actuels permettent de considérer l'interaction sol-structure et les efforts induits dans le tunnel. L'amplitude de ces efforts variera selon les méthodes de mitigation retenues. Cela peut également avoir des impacts sur l'épaisseur des parois et des dispositions constructives visant à assurer un comportement ductile du tunnel malgré des tassements différentiels importants. Il convient de souligner que l'amplitude des séismes comporte beaucoup d'incertitudes et que les principes rigoureux de conception des ouvrages visent à assurer un comportement ductile pour de grandes déformations.

Il est donc recommandé de procéder en deux temps, soit de développer les modèles numériques fiables puis de faire les simulations de l'interaction sol-structure une fois les propriétés réelles connues dans un mandat spécifique ainsi que des simulations des zones de transition entre les dépôts meubles et le roc où le revêtement peut être sujet à des concentrations d'efforts.

5.3.4 VENTILATION

Le système de ventilation est une composante importante d'un tunnel, non seulement lors de la construction mais également en situation d'opération. La conception de la ventilation dépend des besoins, de la longueur du tracé et de l'inclinaison du profil. Pour ce long tunnel, des pentes plus douces, des vitesses réduites en périodes d'achalandage et l'accroissement de véhicules à émanations réduites pourraient permettre d'optimiser la ventilation d'opération courante.

La nécessité d'un puits de ventilation intermédiaire pour l'évacuation de la fumée principalement suite à un accident devra être établie. Au stade des études de pré faisabilité, il faudrait faire appel à un expert pour cette problématique très particulière.

5.3.5 SÉCURITÉ DES USAGERS

La sécurité des usagers demeure le premier critère de conception. Le concept retenu dans cette étude doit être validé et fort probablement adapté aux conditions particulières d'un tunnel de plus de 7 km. Tel qu'indiqué au chapitre 3, cet aspect touche autant les issues de secours que les dispositifs de communication et d'interaction avec les usagers. Tout comme pour la ventilation, à ce stade des études de pré faisabilité, il faudrait faire appel à un expert pour cette problématique très particulière.

De plus, si l'aménagement des échangeurs pouvait le permettre, il serait plus avantageux d'inverser le sens de circulation dans les tubes pour faire en sorte que les voies du côté droit de la chaussée où s'arrêteraient les véhicules en panne se situent du côté intérieur du tunnel, soit du côté des issues de secours.

5.3.6 CONDITIONS D'OPÉRATION

Les conditions d'opération d'autres tunnels de configuration et d'utilisation similaires à celles envisagées pour le troisième lien entre Québec et Lévis devraient être étudiées en détail par des personnes provenant de différents horizons. Outre les aspects cités plus haut, observer sur le terrain l'aménagement et l'opération en conditions usuelles est essentiel pour bien identifier les enjeux et mieux définir les besoins et critères de conception. Une telle observation doit être faite sous plusieurs angles : aménagements, sécurité, interventions en cas d'incendies, etc.

5.4 ÉCHÉANCIER

Un projet d'une telle ampleur exige des études préalables et investigations poussées, notamment dû à la particularité du site tel qu'indiqué plus haut. Les investissements importants requis pour mettre en place un ouvrage de cette nature exigent que la meilleure solution technique soit retenue. Des études d'ingénierie poussées et très spécialisées devront être réalisées. Enfin, la mise en œuvre d'un tel ouvrage nécessite plusieurs années de construction.

Rancourt (2016) a estimé à 6 ans le temps de construction auquel doivent s'ajouter environ deux années d'études et investigations du site et un temps comparable pour la conception. Ainsi, d'un seul point de vue technique, il faut compter environ dix années. À cela il faut ajouter le temps associé aux études d'impacts environnementaux, aux consultations publiques, au mode de financement, etc.

La construction d'un tunnel entre Québec et Lévis est un projet dont l'échéancier prévisible de réalisation devrait se situer entre 10 et 15 ans.



6 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

6.1 CONCLUSIONS

Un mandat d'expertise a été confié par le ministère des Transports, de la Mobilité durable et de l'Électrification des transports du Québec à l'École Polytechnique de Montréal pour évaluer la faisabilité technique et les coûts sur le cycle de vie estimés à l'étape de préfaisabilité d'un tunnel entre les rives nord et sud à Québec. Le mandat a porté spécifiquement sur la faisabilité technique d'un tunnel sous le fleuve en présence de différents types de sols rencontrés, de la sensibilité de l'ouvrage en cas de séisme majeur et des coûts associés à la méthode d'excavation et aux dispositions constructives particulières nécessaires, sur la base des connaissances actuelles.

L'étude arrive à la conclusion qu'un tel projet est faisable techniquement, que les coûts de construction s'élèveraient à près de 4.0G\$, excluant l'inflation, alors que les coûts totaux sur un cycle de vie de 100 ans sont évalués à environ 6.3G\$ (\$2016). La construction d'un tel lien entre Québec et Lévis est un projet dont l'échéancier prévisible de réalisation devrait se situer entre 10 et 15 ans.

À ce stade des études, seul le tracé sous le fleuve passant à l'ouest de la pointe de l'île d'Orléans a été retenu afin de compléter la ceinture périphérique autour des grandes villes des deux rives rejoignant l'autoroute A40 à l'autoroute A20. Rive nord, le tracé débute au niveau de l'échangeur des autoroutes 40/440 à Beauport passant à l'extrémité ouest de l'île-d'Orléans à une profondeur d'environ 75 m pour émerger au sud de la route 132 à l'est de la route Lallemant assurant un raccordement avec l'autoroute 20 proche de l'échangeur Lallemant. D'une distance en tunnel d'environ 7.8 km, le choix d'un tunnel foré par un tunnelier s'avère la meilleure stratégie en tenant compte des critères géologiques et géotechniques du sol traversé, des exigences environnementales, des coûts et des délais.

Les considérations géotechniques du site occupent une place prépondérante dans l'évaluation des choix qui ont été faits. Le recoupement d'informations contenues dans les études des conditions géotechniques commandées par le Ministère entre 2003 et 2011 ainsi que les études récentes soulignent la particularité du site. Il a aussi été confirmé que la présence de la faille de Logan, qui est inactive et qui n'est pas reliée à la sismicité de la région, n'a pas d'impact pour la construction d'un tunnel à cet endroit. Toutefois le manque d'informations sur la nature des sols ne permet pas de conclure de manière définitive sur la solution technique devant être retenue. L'absence de données essentielles n'a pas permis d'optimiser le concept. Toutefois, outre les conditions du site, les besoins pour les cinquante prochaines années devront être établis avec plus de précision, notamment en ce qui a trait au transport en commun, routier ou sur rail, ainsi que sur le gabarit de la portion routière.

Enfin, pour des ouvrages majeurs tels que celui considéré dans ce rapport mais en particulier pour les tunnels où les interventions sont complexes, il est essentiel de considérer l'utilisation de matériaux à grande durabilité et l'adoption de détails de construction appropriés qui permettraient d'augmenter la durée de vie de ces ouvrages, de réduire les interventions d'entretien et de réparation.



6.2 RECOMMANDATIONS

Les études réalisées à travers ce mandat permettent d'énoncer les recommandations suivantes dans l'éventualité où le Gouvernement du Québec décidait de compléter les études de préfaçabilité. Ces recommandations visent à faire progresser le dossier d'un troisième lien rive sud rive nord entre les villes de Québec et Lévis.

1. Des investigations géotechniques visant à bien cartographier la nature des sols, la profondeur du roc et la mesure des propriétés des dépôts meubles et du roc sur le site sont requises.
2. L'amplitude du séisme de conception doit être établie et le comportement du tunnel dans la zone des dépôts meubles dans l'éventualité d'un tel séisme doit être évalué.
3. Une analyse exhaustive de la planification des transports est requise pour assurer une plus grande précision des résultats.
4. Les besoins visant à déterminer la configuration des voies et leur usage prévisible pour la moitié du cycle de vie doivent être établis en sachant que les dimensions d'un tunnel de la catégorie de celui projeté requièrent un degré d'optimisation très élevé.
5. Des experts en ventilation des tunnels et en sécurité des usagers devront être engagés afin de guider la conception du tunnel.
6. Des analyses plus raffinées de circulation dans les échangeurs devront être réalisées.
7. Le tracé, la section du tunnel, la localisation et la géométrie des échangeurs devront être mis à jour ce qui permettra de réévaluer les coûts.



ANNEXE 1 – LISTE DES DOCUMENTS CONSULTÉS

Les documents indiqués dans cette section ont été transmis par le Ministère dans le but de faire ce mandat, ou ont été produits dans le cadre de la réalisation de celui-ci.

RAPPORT DES MANDATAIRES

LeBœuf, D. 2016. Conception parasismique d'un tunnel entre Québec et Lévis : revue des aspects géotechniques. Rapport final, Université Laval, 34 pages.

Rancourt, A. 2016. Analyse des coûts d'un tunnel foré entre Beauport et Lévis, Rapport final, Géosys, 35 pages.

ÉTUDES ANTÉRIEURES D'UN LIEN ENTRE QUÉBEC ET LÉVIS

Vandry, Jobin et ass., 1967. Plan de circulation et de transport, région métropolitaine de Québec, Les enquêtes, Volume I, 156 pages.

Vandry, Jobin et ass., 1968. Plan de circulation et de transport, région métropolitaine de Québec, Le plan, Volume II, 192 pages.

Vandry, Jobin et ass., 1968. Plan de circulation et de transport, région métropolitaine de Québec, Résumé, 12 pages.

MTQ, 1975. Lien rive nord rive sud via tunnel, Service des sols et matériaux mécanique des roches, Direction générale du génie, 36 pages.

Vandry, Jobin et ass., 1979. Étude sur la faisabilité d'un lien entre la rive nord et la rive sud du fleuve, rapport final, Plan de circulation et de transport, région métropolitaine de Québec, Résumé, 594 pages.

Tecsult Inc., 1999. Lien sous-fluvial à l'est de Lévis-Québec, Rapport d'étude, 90 pages.

EXPERTISES SUR LES ASPECTS GÉOLOGIQUES ET GÉOTECHNIQUES

LeBœuf, D., 2003a. Étude de stabilité dynamique des fondations des piliers du pont de l'Île d'Orléans – Phase 1: paramètres sismiques. Université Laval, mai.

LeBœuf, D., 2003b. Étude de stabilité dynamique des fondations des piliers du pont de l'Île d'Orléans – Phase 2: analyse et évaluation, Université Laval, mai.

LeBœuf, D., 2006a. Étude de stabilité sismique des fondations du pont de l'Île d'Orléans – Partie 1. Université Laval, septembre.

LeBœuf, D., 2006b. Étude de stabilité sismique des fondations du pont de l'Île d'Orléans – Partie 2. Université Laval, décembre.

LeBœuf, D. et Talbot, M. 2006. Description des caractéristiques géotechniques et sismiques du pont de l'Île d'Orléans, Colloque sur progression de la recherche québécoise dans le domaine des ouvrages d'art.

LeBœuf, D. et Chaallal, O. 2009. Densification des fondations du pilier 12 du pont de l'Île d'Orléans : étude et optimisation. Université Laval, décembre.

Long, B., 2011a. Rapport final MTQ – INRS, Projet de lien routier pour l'Île d'Orléans, Relevés sismiques dans le bras nord du fleuve Saint-Laurent. MTQ, INRS, août.

Long, B., 2011b. Rapport MTQ – INRS, Projet de lien routier pour l'Île d'Orléans, Relevés sismiques dans le bras nord du fleuve Saint-Laurent. MTQ, INRS, novembre.

Pelletier, S. et Desgagnés, P. 2011. Avis technique, Étude du potentiel de liquéfaction des sols en cas de séisme majeur dans l'axe du pont de l'Île d'Orléans. MTQ, 0368-01-012(017)04, novembre.

Pelletier, S. et Desgagnés, P. 2012. Avis technique, Étude de préfaisabilité d'un tunnel entre la rive nord du Saint-Laurent et l'Île d'Orléans – Comportement d'un tunnel en cas de séisme majeur, MTQ, 0368-01-012(017)04, mai.

NORMES ET DOCUMENTS TECHNIQUES

AASHTO, 2004. A policy on Geometry Design of Highways and Streets, Washington, D.C.

AIPCR, 1995. Classification des tunnels, directives et expériences existantes, recommandations, 05.03.B, 49 pages.

AIPCR, 1999. Maîtrise des incendies et des fumées dans les tunnels routiers, Comité des tunnels routiers C5, 05.05.B, 292 pages.

AIPCR, 2001. Géométrie de la section transversale des tunnels routiers à circulation unidirectionnelle, AIPCR.05.11.B, 41 pages.

AIPCR, 2007, Approche intégrée de la sécurité des tunnels routiers, Comité technique AIPCR C3.3 Exploitation des tunnels routiers, 2007R07.

AIPCR, 2008a. Facteurs humains et sécurité des tunnels routiers du point de vue des usagers, Comité technique AIPCR C3.3 Exploitation des tunnels routiers, 2008R17.

AIPCR, 2008b. Tunnels routiers urbains, Recommandations aux gestionnaires et exploitants pour la conception, la gestion et l'entretien, Comité technique AIPCR C3.3 Exploitation des tunnels routiers, 2008R15.

AIPCR, 2011a. Tunnels routiers : Stratégies d'exploitation de la ventilation en situation d'urgence, Comité technique AIPCR 3.3 Exploitation des tunnels routiers. 2011R02, 51 pages.

AIPCR, 2011b Recommandations relatives à la formation et à l'information des conducteurs en tunnel routier.

AIPCR, 2012. Tunnels routiers : Émissions des véhicules et besoins en air pour la ventilation, Comité technique AIPCR C.4 Exploitation des tunnels routiers. 2012R05FR, 92 pages.

AIPCR, 2015. Manuel AIPCR des tunnels routiers, Documentation mise en ligne en novembre 2015, <http://tunnelsmanual.piarc.org/fr>.

Arup, 2008, Large Diameter Soft Ground Bored Tunnel – Review of current industry soft ground bored tunnel practice, Cascadia Center, 48 pages.

Atkins, 2015. I-70 Cover Design Fire - Technical note Rev 1 17092015, September 2015.

ASP Construction, 2011. Code de sécurité pour les travaux de construction, S-2.1, r.6, Québec, 252 pages.

Atkinson, G.M., Boore, D.M. 2006. Earthquake Ground-Motions Prediction Equations for Eastern North America. Bulletin of the Seismological Society of America, 96-6, 2181.

BTS/ICE, 2005. Close-face Tunnelling Machines and Ground Stability: A guideline for Best Practice, Thomas Telford, London.

Barton, N., Lien, R. and Lunde, J., 1974. Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support, Rock Mechanics, 6-4, 189-236.

Bourque, P.-A. () <http://www2.ggl.ulaval.ca/personnel/bourque/s1/sism.charlevoix.html>.

Brühwiler, E. 2014. Recommandations pour la conception, construction et maintenance d'ouvrages d'art à faible entretien. Bridging, Chatemerie, Suisse.

CETU, 2003. Ventilation, les dossiers pilotes du CETU, Centre d'Études des Tunnels, France, 151 pages.

CETU, 2011. L'éclairage des tunnels par LED, note d'information n°19, janvier 2011, 8 pages.

Charron, J.-P., Desmettre, C. 2015. Intérêt de l'utilisation des bétons renforcés de fibres pour la construction d'ouvrages d'art durables. Rapport SR15-01, Groupe de recherche et génie des structures, Polytechnique Montréal, Qc.

Chou, H.S., Yang, C.Y., Hsieh, B.J., Chang, S.S., 2001. A study of liquefaction related damages on shield tunnels, Tunneling and Underground Space Technology, V16, pp. 185-193.

CNBC, 2010, Code National du Bâtiment du Canada, Conseil National de Recherches Canada, Ottawa, Ontario.

CNBC, 2015, Code National du Bâtiment du Canada, Conseil National de Recherches Canada, Ottawa, Ontario.

CSA-S6, 2014. Code canadien sur le calcul des ponts routiers, 11^e éd. Coll. « Norme nationale du Canada ». Mississauga, Ont.: Association canadienne de normalisation, xli, 782 pages.

DARTS, 2004 Work Package 4. Report 4.4. Identification and Quantification of Fire Hazards – Fire and smoke.

FHWA, 2009. Technical Manual for Design and Construction of Road Tunnels – Civil Elements, Federal Highway of Transportation, U.S. Department of Transportation, Publication FHWA-NHI-10-034, December, 702 pages.

Gruebl, F., 2012. Segmental ring design, New challenges with high tunnel diameters, Muir-Wood Lecture, ITA, April.

Herrenknecht, 2015. <https://www.herrenknecht.com/>, consulté en décembre 2015.

Huang, R. 2008, Overview of Shanghai Yangtze River Tunnel Project, The Shanghai Yangtze River Tunnel. Theory, Design and Construction, 6th International Symposium Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, Shanghai, China, 10-12 April, 1-20.

Martin, F., 2012, Mécanique des Roches et Travaux Souterrains, Huitième édition, École Normale Supérieure de Cachan, 88 pages.

Massicotte, B. 2015. Utilisation de bétons durables pour la construction et la réparation des ouvrages d'art. Rapport SR15-03, Groupe de recherche et génie des structures, Polytechnique Montréal, 52p.

Mos, A. 2005. Modèles phénoménologiques pour la simulation d'incendies en tunnel routier. Thèse de doctorat, Université Claude-Bernard, Lyon, France, 116 pages.

MRNQ, 2012. Compilation géologique – Québec, Ministère des Ressources Naturelles Québec CG-21L14-2012-01, 1 :50000.

MTMDT, 2016. Tunnel Lévis-Québec, Étude de faisabilité et des coûts pour les raccordements terrestres aux extrémités, version préliminaire, février, 32 pages

MTQ, 1973. PO_7514905F Rapport de sondage, Intersection Boul. des Grèves – des Chutes.

NFPA, 2014. NFPA 502 Standard for Road Tunnels, Bridges, and Other Limited Access Highways.

NTZA, 2015, <http://www.nzta.govt.nz/projects/the-western-ring-route/waterview-connection/gallery> et <https://www.facebook.com/AliceTBM/>, consulté le 22/12/2015

ITA, 2004. Underground or aboveground? Making the choice for urban mass transit systems, Working Group No. 13, Direct and indirect advantages of underground structures, Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 19, Pergamon Press, pp. 3-28.

OCDE, 2001. Safety in tunnels, Transport of dangerous goods through road tunnels, Org. for Economic Co-operation and development, PIARC, 88 pages.

UE, 2004. Union Européenne, Directive 2004/54/CE du Parlement européen et du Conseil concernant les exigences de sécurité minimales aux tunnels du réseau routier transeuropéen, Bruxelles, 2004.

Steedman, R.S. 2002, "Earthquake Engineering Support Phase V", Final Technical Report, European Office of the US Army, Contract Number: N68171-01-M-5037.

Tunneltalk, 2015. <http://www.tunneltalk.com/>, consulté en décembre 2015.

Tatsuoka, F., Uchida, K., and Ouchi, T., 2000, Geotechnical engineering aspects of Trans-Tokyo Bay Highway project." Proc., ISRM International Symposium, International Society for Rock Mechanics.

Tuttle, M.P., Atkinson, D.M. 2010. Localization of large earthquakes in the Charlevoix seismic zone, Quebec, Canada, during the past 10000 years. Seismological Research Letters, 81-1, 140-147.

AUTRES DOCUMENTS

BCDE, 2011a. Étude de préfaisabilité portant sur le remplacement de l'actuel pont Champlain, Rapport synthèse, Rev.01, Mars, PJCCI no. 61100, MTQ, 62 pages.

BCDE, 2011b. Étude de préfaisabilité portant sur le remplacement de l'actuel pont Champlain, Rapport sectoriel no.5, Les solutions 'tunnel', Partie B, Février, PJCCI no. 61100, MTQ, 156 pages.

ANNEXE 2 – HYPOTHÈSES DE CALCUL DES COÛTS DU TUNNEL

Les tableaux présentés aux pages suivantes donnent les hypothèses de calcul des coûts du tunnel. Les coûts sont tirés des études de André Rancourt (Rancourt, 2016) et du tunnel du pont Champlain (TPC).

Les montants sont en dollars 2016.

1	INGÉNIERIE ET COÛTS	Unité	Coût unitaire	Quantité	Montant	Justification
1.1	Avant la construction					
1.1.1	Relevés, investigations, études préféabilité	global	2 400 000 \$	1	2.4 M\$	30% des coûts d'investigation de 8M\$ identifiés par Rancourt 2016
1.1.2	Relevés, investigations, études faisabilité	global	5 600 000 \$	1	5.6 M\$	70% des coûts d'investigation de 8M\$ identifiés par Rancourt 2016
1.1.3	Études d'avant-projet sommaire et définitif	global	10 000 000 \$	1	10.0 M\$	Rancourt, 2016
1.1.4	Conception, plans et devis, études environ, etc.	global	99 057 535 \$	1	99.1 M\$	4% des coûts directs de construction - Indication du Ministère
1.2	Pendant la construction					
1.2.1	Ingénierie, approvisionnement, gérance de la construction	global	99 057 535 \$	1	99.1 M\$	4% des coûts directs de construction - Indication du Ministère
1.2.2	Contrôle de la qualité: surveillance, laboratoire, arpentage	global	148 586 302 \$		148.6 M\$	6% des coûts directs de construction - Indication du Ministère
1.3	Autres dépenses de nature administrative					
1.3.1	Avis, autorisations, expropriations, acquisitions	global	31 800 000 \$	1	31.8 M\$	Montant évalué par le Ministère
1.3.2	Compensation environnementale	m2	150 \$	30000	4.5 M\$	20000 m2 rive nord (peu d'impact du la restitution de zones) et 10000 m2 pour le puits de ventilation à la pointe ouest de l'île
1.3.3	Assurances	global	Inclus	1	.0 M\$	Montant inclus par le Ministère dans les coûts de aménagements routiers

2	CONSTRUCTION	Unité	Coût unitaire	Quantité	Montant
2.1	Tunnel				
2.1.1	Tunnelier: mobilisation et démobilisation	global	90 000 000 \$	1	90.0 M\$ Rancourt selon prix obtenus de fournisseurs - Prix sensible aux fluctuations des devises
2.1.2	Déblais de première et deuxième classes	m3	65 \$	2626337	170.2 M\$ Rancourt, 2016
2.1.3	Transport des déblais - 50 km	camions	250 \$	175089	43.8 M\$ Rancourt, 2016
2.1.4	Béton pour paroi - 0.65m	m3	1 500 \$	416054	624.1 M\$ Rancourt, 2016
2.1.5	Coulis entre l'anneau et le roc/sol - 0.15m	m3	836 \$	121594	101.7 M\$ Rancourt, 2016
2.1.6	Protection thermique du béton de revêtement	global	60 000 000 \$	1	60.0 M\$ Montant forfaitaire, Rancourt 2016
2.1.7	Densification du sol - portail nord	m3	300 \$	600000	180.0 M\$ Rancourt, 2016
2.1.8	Consolidation des dépôts meubles	m3	4 000 \$	58905	235.6 M\$ Rancourt, 2016
2.1.9	Puits de ventilation sur la pointe de l'île d'Orléans	global	2 243 208 \$	1	2.2 M\$ Rancourt, 2016
2.1.10	Interconnexions	global	22 646 647 \$	1	22.6 M\$ Rancourt, 2016

2.2 Raccordement au tunnel

2.2.1	Déblai de première classe	m3	20 \$	0	.0 M\$	Aucun prévu
2.2.2	Déblai de deuxième classe	m3	14 \$	550000	7.4 M\$	Rancourt, 2016
2.2.3	Déblai de deuxième classe contaminé (niv. C)	m3	168 \$	20000	3.4 M\$	Rancourt, 2016
2.2.4	Béton armé (incluant imperméabilisation)	m3	1 300 \$	84763	110.2 M\$	Rancourt, 2016
2.2.5	Pieux sécants	m3	3 000 \$	24500	73.5 M\$	Rancourt, 2016
2.2.7	Tirants d'ancrages	m3	1 300 \$	2000	2.6 M\$	Rancourt, 2016
2.2.8	Remblai digue	m3	25 \$	170000	4.3 M\$	Rancourt, 2016
2.2.9	Déblai de première classe	m3	20 \$	270000	5.3 M\$	Rancourt, 2016
2.2.10	Déblai de deuxième classe	m3	14 \$	100000	1.4 M\$	Rancourt, 2016
2.2.11	Déblai de deuxième classe contaminé (niv. C)	m3	168 \$	20000	3.4 M\$	Rancourt, 2016
2.2.12	Béton armé (incluant imperméabilisation)	m3	1 300 \$	34813	45.3 M\$	Rancourt, 2016
2.2.13	Remblayage	m3	20 \$	200000	4.0 M\$	Rancourt, 2016
2.2.14	Pieux sécants	m3	3 000 \$	5000	15.0 M\$	Rancourt, 2016
2.2.15	Tirants d'ancrages	m3	1 300 \$	2000	2.6 M\$	Rancourt, 2016

2.3 Structures et mécanique

2.3.1	Béton pour les murs et dalles du tunnel	m3	1 500 \$	164400	246.6 M\$	Rancourt, 2016
2.3.2	Ventilation du tunnel (transversale)	global	100 000 000 \$	1	100.0 M\$	Rancourt, 2016
2.3.3	Alimentation électrique /Éclairage	global	30 000 000 \$	1	30.0 M\$	Rancourt, 2016
2.3.3	Systèmes de télésurveillance (caméra, barrières, etc.)	global	15 000 000 \$	1	15.0 M\$	Montant forfaitaire
2.3.4	Système de protection incendie	global	20 000 000 \$	1	20.0 M\$	Montant forfaitaire
2.3.5	Système de pompage	global	7 000 000 \$	1	7.0 M\$	Rancourt, 2016
2.3.6	Revêtement bitumineux 65 mm ép. (chaussés)	tonnes	300 \$	30883	9.3 M\$	Rancourt, 2016

2.4 Bâtiments de ventilation et expropriations

2.4.1	Béton pour les murs et dalles des structures (2 unités)	m3	1 200 \$	3000	3.6 M\$	Rancourt, 2016
2.4.2	Aménagement (mécanique auxiliaire)	global	5 000 000 \$	1	5.0 M\$	Rancourt, 2016

2.5 Carrefours, chaussée

2.5.1	Carrefour sud	global	58000000	1	58	Ministère
2.5.2	Carrefour nord	global	165000000	1	165	Ministère

2.6 Autres coûts

2.6.1	Considérations architecturales: 1% des portions routières	global	4 696 000 \$	1	4.7 M\$	Ministère
-------	---	--------	--------------	---	---------	-----------

3	OPÉRATIONS	Fréquence	Coût unitaire	Coût annuel
3.1	Frais d'exploitation, alimentation électrique, etc.	1	5 000 000 \$	5.0 M\$
3.2	Entretien courant, tunnel et échangeurs	1	4 000 000 \$	4.0 M\$
3.3	Équipes d'intervention incendie (nord et sud)	1	- \$	.0 M\$
3.4	Centre de contrôle et patrouilles	1	1 000 000 \$	1.0 M\$
3.5	Gestion du transport des matières dangereuses	1	- \$	.0 M\$

Alimentation électrique: ventilation. Exemple: _ventilation: _ $(60\% \times 45 \text{ kW} \times 72 \times 2 \text{ unités} + 15\% \times 500 \text{ kW} \times 2 \text{ unités}) @ 0.10 \$ / \text{kWh} = 400 \$ / \text{hx} 876$ 200k\$/km - 20 km: nettoyage, entretien régulier, etc.
Aucun.
4 personnes à temps plein - 16 personnes /année à 60k\$
Aucun.

4 ENTRETIEN / RÉPARATIONS

		Fréquence	Coût unitaire	Coût annuel
4.1	Remplacement de l'enrobé bitumineux chaussée externe	12.5	70\$/m ² x 12m x 5000 m	.3 M\$
4.2	Remplacement de l'enrobé bitumineux - Tunnel en tranchée	12.5	90\$/m ² x 12m x 750 m	.1 M\$
4.3	Remplacement de l'enrobé bitumineux - Tunnel foré	12.5	90\$/m ² x 12m x 14100 m	1.2 M\$
4.4	Remplacement de la membrane - Chaussée externe	30	80\$/m ² x 12m x 5000 m	.2 M\$
4.5	Remplacement de la membrane - Tunnel en tranchée	30	100\$/m ² x 12m x 750 m	.0 M\$
4.6	Remplacement de la membrane - Tunnel foré	30	100\$/m ² x 12m x 14100 m	.6 M\$
4.7	Réparation majeure du béton aux approches	75	- \$	.3 M\$
4.8	Réparation majeure du béton en tunnel	75	- \$	.2 M\$
4.9	Réparation de l'anneau	75	- \$	1.2 M\$
4.10	Réparation de la protection thermique	25	- \$	.5 M\$
4.11	Métallerie	20	- \$	.3 M\$
4.12	Ventilation du tunnel	25	- \$	5.0 M\$
4.13	Alimentation électrique, éclairage, etc.	25	- \$	1.5 M\$
4.14	Systèmes de télésurveillance (caméra, barrières, etc.)	10	- \$	1.9 M\$
4.15	Équipements d'intervention d'urgence (nord et sud)	10	- \$	.1 M\$

Montant de référence de 70\$/m ²
Montant de référence de 70\$/m ² majoré de 30% pour la gestion de la circulation en milieu clos
Montant de référence de 70\$/m ² majoré de 30% pour la gestion de la circulation en milieu clos
Montant de référence de 80\$/m ²
Montant de référence de 80\$/m ² majoré de 30% pour la gestion de la circulation en milieu clos
Montant de référence de 80\$/m ² majoré de 30% pour la gestion de la circulation en milieu clos
20% des coûts de construction initiaux
20% des coûts de construction initiaux
15% des coûts de construction initiaux
20% des coûts de construction initiaux
Rancourt, 2016
Changement complet à tous les 25 ans. Coût initial majoré de 25% pour prendre en compte la <u>gestion de la circulation</u>
Changement complet à tous les 25 ans. Coût initial majoré de 25% pour prendre en compte la <u>gestion de la circulation</u>
Changement complet à tous les 25 ans. Coût initial majoré de 25% pour prendre en compte la <u>gestion de la circulation</u>
Montant forfaitaire