

**Oléoduc
Énergie
Est**

Titre du document: Étude de faisabilité du tunnel sous le fleuve Saint-Laurent / Rapport de conception d'avant-projet

Numéro du document: EE4721-HMM-A-RP-0003

Numéro de révision: 0

Numéro de contrat: 4600004407



**Hatch Mott
MacDonald**

Hatch Mott MacDonald Ltd.
Suite 1250 - 840 7 Avenue SW
Calgary, Alberta
Canada, T2P 3G2
587.293.6299



[Signature]
20/3/2015

Numéro de révision	Date de révision A-M-J	Raison de l'émission	Auteur du document (entrepreneur)	Examineur (entrepreneur)	Approbateur (entrepreneur)
0	2015-03-20	Pour utilisation	P. Procter C. Langford <i>[Signature]</i>	J. Habimana <i>[Signature]</i>	R. Delmar <i>[Signature]</i>

AVIS DE NON-RESPONSABILITÉ

Ce document, ses annexes ainsi que les informations qu'ils contiennent sont confidentiels et secrets, protégés à ce titre par les dispositions des codes de la propriété intellectuelle et industrielle. Ils ne doivent pas être diffusés à d'autres parties sans le consentement de Hatch Mott MacDonald et de la partie qui l'a commandé.

Hatch Mott MacDonald ne peut être tenue responsable pour les conséquences de l'utilisation de ce document par une autre partie, ou à d'autres fins, ou pour une erreur ou une omission due à une erreur ou omission dans les données fournies à Hatch Mott MacDonald par d'autres parties.

Déclaration de droit d'auteur

Copyright © 2014. Hatch Mott MacDonald Ltd. Tout droit réservé.

AVERTISSEMENT CONCERNANT LA TRADUCTION

Ces documents sont des traductions des documents originaux officiels en anglais qui ont été soumis auprès de TransCanada Pipelines le Février 27, 2015. Ces documents traduits sont fournis dans le but de rendre service aux parties intéressées et ne doivent être utilisés qu'à des fins de consultation. Si le texte d'un document original officiel en anglais ne correspond pas au texte de ces documents traduits, le document original en anglais a préséance. Certains éléments pourraient ne pas être traduits, comme les images contenant du texte, les cartes ou les éléments tirés de pages Web.

SOMMAIRE EXÉCUTIF

En juillet 2014, Hatch Mott MacDonald (HMM) a été mandaté par TransCanada Pipelines Ltd (TCPL) pour exécuter une étude de faisabilité et de conception d'avant-projet d'un tunnel sous le fleuve St-Laurent tel que proposé par le projet Oléoduc Énergie Est. La portée du projet de tunnel comprend les pipelines et les travaux associés à la traversée en tunnel localisé entre les croisements du tracé du pipeline et des autoroutes 138 sur la rive nord et 132 sur la rive sud. Plus particulièrement, ceci inclus :

- La préparation du site et du droit de passage;
- La remise en état des lieux;
- La construction du tunnel et des portails;
- L'installation des pipelines, incluant tous les croisements de routes à l'intérieur des limites;
- Les essais hydrauliques, l'installation des tuyaux et la mise en services à sec des pipelines;
- Installation du tunnel et du matériel de remplissage;
- Protection cathodique.

Ce rapport conclut que la construction d'un tunnel le long de l'alignement proposé est considéré comme faisable. Les dimensions et la géométrie de la section du tunnel tiennent compte des équipements de construction standard qui facilite l'excavation efficace de celui-ci.

Table des matières

Avis de non-responsabilité	2
Avertissement concernant la traduction.....	3
Sommaire exécutif.....	4
1 Introduction	8
2 Alignement du tunnel.....	8
2.1 Alignement horizontal.....	8
2.2 Alignement vertical (profil)	9
3 Données géologiques et géotechniques.....	10
3.1 Étude bibliographique	10
3.1.1 Géologie de surface.....	10
3.1.2 Géologie régionale	10
3.1.3 Séismicité	13
3.1.4 Conditions des contraintes in situ.....	18
3.1.5 Expérience de projet local – Tunnel TQM.....	18
3.2 Programme d’investigation du site de 2014.....	21
3.2.1 Rôles et responsabilités	22
3.2.2 Visite de terrain et cartographie de surface.....	23
3.2.3 Études géophysiques	25
3.2.4 Bathymétrie	25
3.2.5 Travaux de forages	26
3.2.6 Description des forages	28
3.2.7 Essais in situ	29
3.2.8 Essais de laboratoire.....	30
3.2.9 Caractérisation environnementale.....	31
4 Conditions attendues dans le tunnel	32
4.1 Zone des portails	32
4.1.1 Rive sud.....	32
4.1.2 Rive nord.....	32
4.2 Alignement du tunnel.....	33

4.2.1	Failles et zones fracturées	34
4.2.2	Fracturation du massif rocheux	35
4.2.3	Minéralogie	37
4.2.4	Résistance du roc.....	39
4.2.5	Comportement des altérations.....	41
4.2.6	Usure des outils et creusage	41
4.2.7	Présence de gaz	41
4.2.8	Eaux souterraines	42
4.2.9	Caractérisation du massif rocheux	46
5	Conception du portail et du tunnel	50
5.1	Cas de base et options de conception.....	50
5.2	Autres options de construction pour traverser le fleuve.....	52
5.2.1	Microtunnel	52
5.2.2	Forage horizontal directionel	52
5.3	Le profil du tunnel.....	54
5.3.1	Couverture minimale du roc.....	54
5.3.2	Pente du tunnel	56
5.4	Méthodes d'excavation du tunnel	56
5.4.1	Forage et dynamitage	56
5.4.2	Fraiseuse.....	57
5.4.3	Tunneliers.....	58
5.4.4	Approche préférée	60
5.5	Construction du tunnel	61
5.5.1	Pente au portail de la rive sud	61
5.5.2	Excavation du tunnel.....	64
5.5.3	Puits de réception à la rive nord et microtunnel.....	66
5.6	Régulations de la construction et les impacts potentiels.....	70
5.6.1	Normes et recommandations applicables pour la construction.....	70
5.6.2	Incidences potentielles causées par les travaux de construction.....	71
6	Installation des tuyaux et remplissage.....	72

6.1	Installation des tuyaux	72
6.1.1	Exemples de tunnels remplis.....	73
6.1.2	Méthodologie d'installation des tuyaux depuis la surface	77
6.1.3	Méthodologie d'installation souterraine des tuyaux	78
6.2	Exigences pour la protection contre la corrosion.....	81
6.3	Le remplissage du tunnel	82
7	Autres considérations de constructibilité	84
7.1	Entreposage des déblais	84
7.2	Eaux souterraines et traitement des eaux de construction.....	85
7.3	La stabilité des pentes à la rive sud.....	85
8	Exigences d'investigations géotechniques additionnelles.....	85
9	Option de conception pour un tunnel accessible	86
9.1	Exemples de projets de tunnels accessibles	86
9.1.1	Le tunnel GASTAU– Brésil.....	86
9.1.2	Le Tunnel Felbertauern (TAL)– Autriche	88
9.2	Considérations de conception	92
9.2.1	Construction du tunnel	92
9.2.2	Supports de tuyaux	93
9.2.3	Protection contre incendie.....	93
9.2.4	Accès permanent	95
10	Conclusions et recommandations.....	96
11	Références.....	99
	Annexe A – Dessins HMM	102

1 INTRODUCTION

Hatch Mott MacDonald (HMM) a été mandaté par TransCanada Pipelines Ltd. (TCPL) pour exécuter une étude de faisabilité pour la construction d'un tunnel sous le fleuve St-Laurent dans le cadre du Projet Oléoduc Énergie Est (EPP). Ce tunnel est ci-après désigné comme le Tunnel sous le fleuve St-Laurent d'Énergie Est (EEST).

Le but de ce rapport est de présenter une évaluation de la faisabilité d'un tunnel sur cette section du tracé. Ce rapport inclut la description d'un tunnel selon un alignement possible, de sa section typique, de la localisation de ses portails et des conditions géotechniques anticipées à ces portails et le long du profil du tunnel. La stabilité du tunnel et les besoins en soutènement sont discutés en fonction des enjeux de constructibilités ainsi que des risques et leurs moyens de mitigation. Finalement, les conclusions et recommandations de cette évaluation peuvent être trouvées à la section 10 de ce rapport.

2 ALIGNEMENT DU TUNNEL

2.1 ALIGNEMENT HORIZONTAL

Le projet est localisé environ 22 km au sud-ouest de la ville de Québec (Figure 2-1). Les deux portails, nord et sud sont situés dans des terrains relativement plats. Le portail sud est situé au sommet d'une colline (environ 61m au-dessus du niveau de la mer, masl), et le portail nord est situé près du niveau du fleuve (4.5 masl). L'étude d'HMM se limitait aux pipelines à la surface et sous le fleuve qui s'étend entre l'autoroute 132 sur la rive sud et l'autoroute 138 à la rive nord. La longueur totale de l'oléoduc entre les limites est de 6750 m, les composantes du tunnel englobant pour eux une distance approximative de 4400 m.

Au lancement du projet, TCPL a fourni à HMM le tracé horizontal de l'étude de faisabilité pour les canalisations qui passent sous le fleuve St-Laurent en spécifiant que ce tracé était fixe. À ce titre, aucun ajustement ou optimisation de l'alignement horizontal du tunnel n'a été considéré à ce stade du projet. Le tracé horizontal pour le tunnel est complètement rectiligne sans courbes horizontales.

Après consultations entre HMM et TCPL, il a été mutuellement convenu d'améliorer la constructibilité du site du projet en déplaçant l'alignement horizontal du pipeline d'environ 20 m au-delà des limites de propriétés. Ce déplacement offrirait plus d'espace autour des travaux de surface proposées du tunnel (p. ex. portail et puits d'accès) et améliorerait l'efficacité générale.

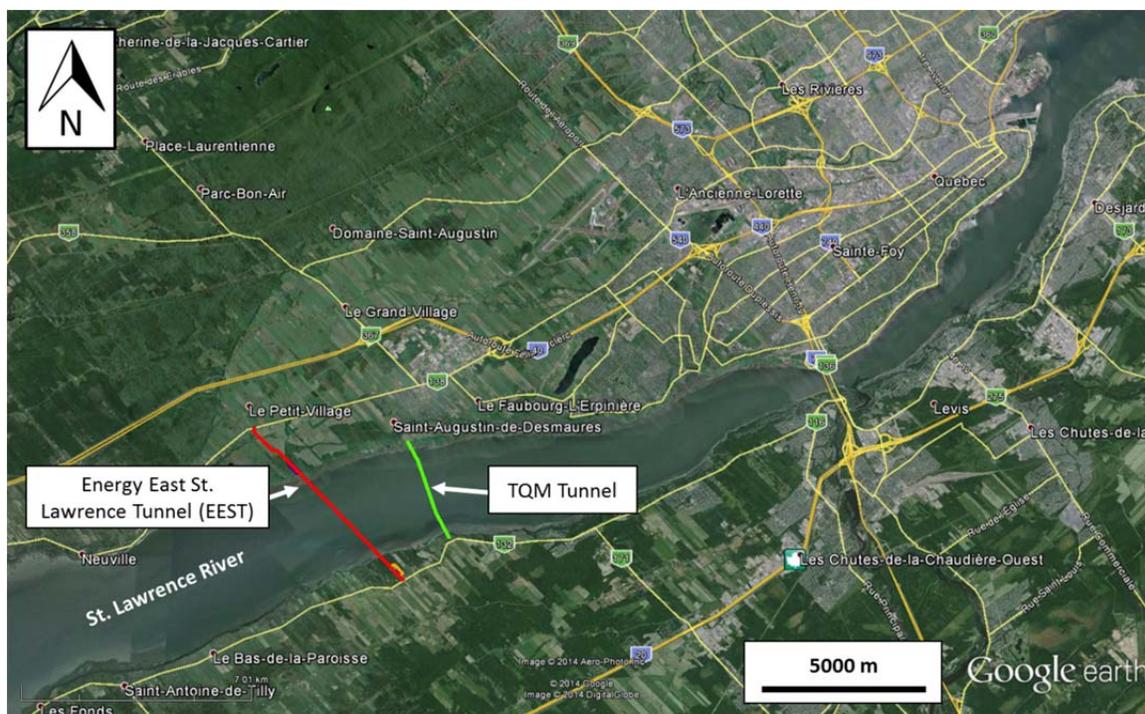


FIGURE 2-1 – LOCALISATION PROJETÉ DU TUNNEL SOUS LE FLEUVE ST-LAURENT D'ÉNERGIE EST (EEST).

2.2 ALIGNEMENT VERTICAL (PROFIL)

L'alignement vertical (appelé profil) provient de la conception technique basée sur les conditions projetées, interprétés en fonction des données d'investigation du site, ainsi que sur les principes de constructibilités et de préséance. Il a été considéré que le toit du roc serait relativement peu profond pour le nouveau tunnel selon les observations faites lors du programme d'investigation et la lecture des documents de construction du tunnel Trans-Quebec et Maritimes (TQM) disponible, tous deux respectivement discuté dans les sections 3.2 et 3.1.5. Le profil du tunnel est basé sur la supposition d'un tunnel dans le roc et a été développé par HMM selon les contraintes de PCPL suivantes :

- Rayon de courbure minimum de 1000 m;
- Verticalité maximale des tuyaux (c'est-à-dire dans les puits) de 60 degrés selon l'horizontal;
- Toutes les soudures de tuyaux doit être effectuée en surface.

Les détails associés avec le développement du profil du tunnel sont discutés plus en détail dans les sections 5.3 et 6.

3 DONNÉES GÉOLOGIQUES ET GÉOTECHNIQUES

3.1 ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE

Différentes ressources ont été consultées lors de l'étude bibliographique pour déterminer le contexte géologique régional du tunnel sous le fleuve St-Laurent. Celles-ci incluent :

- Carte géologique locale et régionale (Castonguay et al., 2002; Ministère des Ressources naturelles, 2012; Bolduc, 2003)
- Documents de références sur le contexte régional (Chen et al., 2014; Comeau et al., 2004; Lavoie, 2011; Lavoie et al., 2003, 2008)
- « In depth surface mapping program on immediately adjacent area to the southwest completed » par Comeau (2006)
- « Current stress analysis » (Konstantinovskaya, 2012) et « hydrocarbon potential » (Mousseau, 2011; NEB, 2009; NSAI, 2009)
- Informations disponibles et observation terrain au tunnel TQM situé environ 3km à l'est du projet en question.

3.1.1 GÉOLOGIE DE SURFACE

Les informations concernant la géologie de surface sont limitées pour le secteur à l'étude. La description des unités de sol près de la ville de Charny est présentée dans le dossier 1776 (Bolduc, 2003) de la Commission Géologique du Canada (CGS). Ce document mentionne des informations sur les unités superficielles des rives sud et nord; cependant, ne donne pas d'indications concernant l'épaisseur du mort-terrain le long des rives du fleuve St-Laurent.

Le long de la rive nord, les dépôts superficiels sont probablement des sédiments alluvionnaires de sable, silt sableux, sable graveleux et gravier avec des quantités variable de matière organique. Selon les rapports publiés, ces sédiments ont une épaisseur d'environ 0,5 à 3,0 m.

À l'inverse, le roc semble très peu profond le long de la rive sud comme en témoigne les affleurements rocheux le long de la plage et le massif rocheux exposé sur la pente descendante vers le fleuve. À ce titre, un toit de roc peu profond est anticipé dans ce secteur (de l'ordre de quelques mètres). Celui-ci pourrait être localement plus profond étant donné qu'un dépôt de sable et gravier est présent à l'est de la rive sud (sable et sable silteux avec un peu de gravier, estimé entre 1 à 20 m d'épaisseur)

3.1.2 GÉOLOGIE RÉGIONALE

Le secteur à l'étude est localisé dans la zone parautochtone des Appalaches, qui consiste en une séquence complexe tectoniquement déformée de shale rythmiquement interstratifié de minces lits de siltstone et de grès. L'historique géologique de la zone d'étude inclut la déposition sédimentaire en marge continentale passive des basses terres du St-Laurent suivi

par la sédimentation en bassin d'avant-pays au début de l'orogénie Taconique (St-Julien & Hubert, 1975). L'orogénèse taconique a résulté en la formation d'une écaille tectonique, composé d'une imbrication de strates pliées. Ceci forme la zone parautochtone qui se situe entre la plateforme autochtone nord-américaine au nord (délimité par la faille régionale Aston) et les nappes de charriage allochtone au sud (délimité par la ligne de Logan). Ceci est représenté à la Figure 3-1.

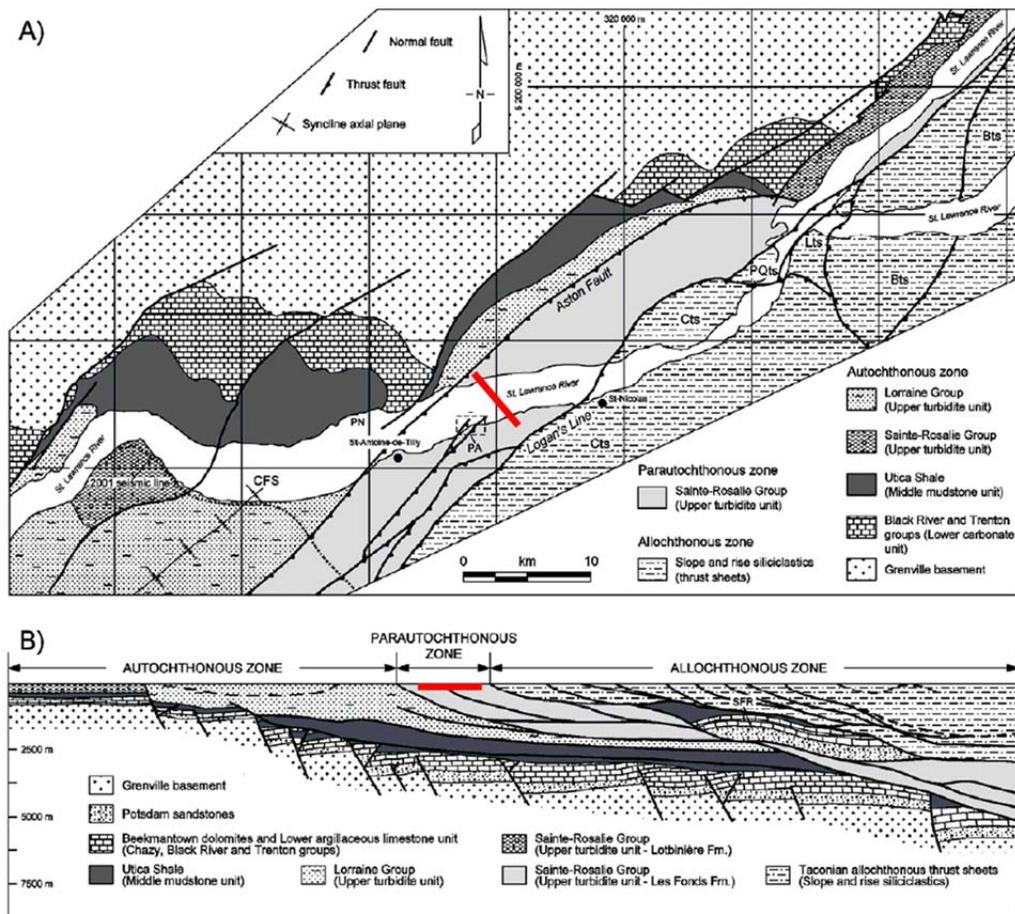


FIGURE 3-1 – (A) GÉOLOGIE DU FRONT APPALACHIEN DANS LA RÉGION DE LA VILLE DE QUÉBEC (MODIFIÉ SELON GLOBENSKY, 1987 ET ADAPTÉ DE CASTONGUAY ET AL. 2002). LOCALISATION APPROXIMATIVE DU FLEUVE ST-LAURENT. LE TUNNEL EST PRÉSENTÉ EN ROUGE. (B) COUPE SUIVANT LA LIGNE SISMIQUE DE 2001 ADAPTÉ SELON ST-JULIEN ET AL. (1983) ET CASTONGUAY ET AL. (2001). FIGURE MODIFIÉE DE COMEAU ET AL. (2004).

Le tunnel sera excavé dans le roc de l'ordovicien moyen supérieur de la formation Les Fonds (Groupe de Ste-Rosalie). L'épaisseur totale du groupe de Ste-Rosalie varie selon la présence des failles (présenté plus en détail dans la section 4.2.1), cependant, une épaisseur d'environ 1000 m semble être considéré comme une épaisseur minimale (Comeau et al., 2004). Le flysch de Ste-Rosalie consiste essentiellement en une alternance de grès lithique à

grains moyen à fin, de mudstone, de siltstone, de calcaire fossilifère et de rares conglomérats (Figure 3-2). Le grès présente toutes les caractéristiques d'une turbidite avec granoclassement, laminations croisées, traces de flûte et cannelure. La fraction détritique du grès est composé de 71% de quartz, 9% feldspath, 19% de fragments de roches (principalement schistes bitumineux, siltstone argileux, grès quartzo feldspathique, calcaire variés et fragments de fossiles) et 1% de minéraux accessoires incluant de la chromite (Beaulieu et al., 1980).

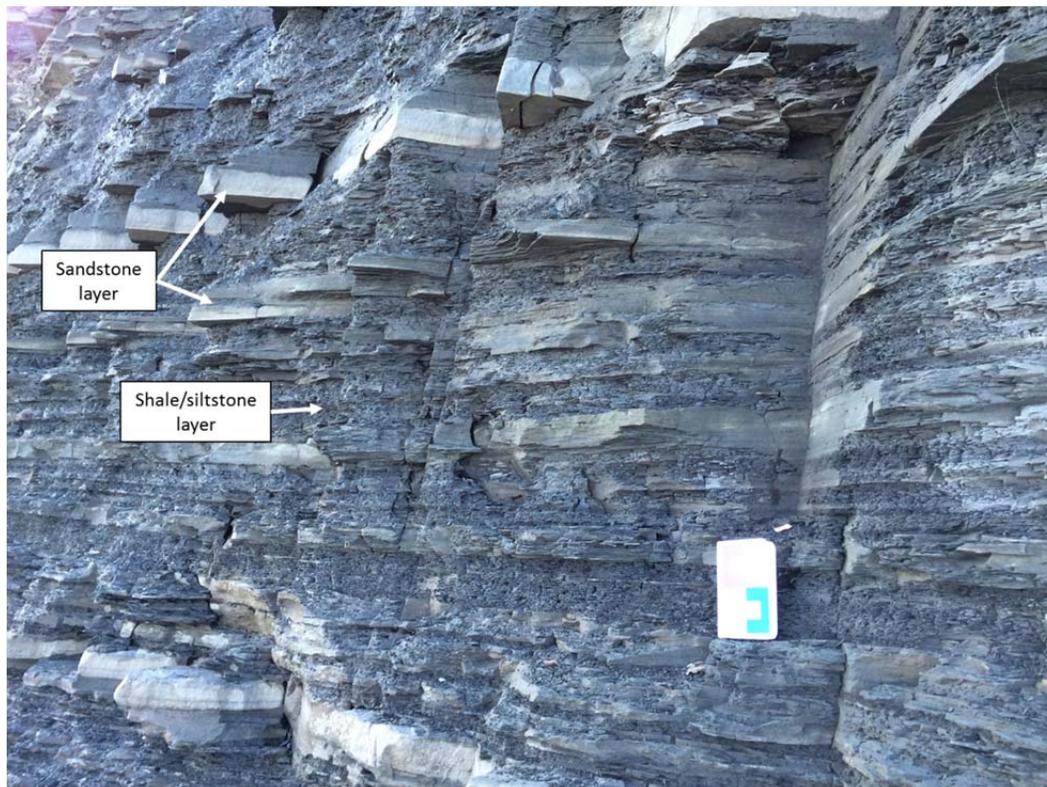


FIGURE 3-2 – EXEMPLE D’ALTERNANCE DE GRÈS ET DE SILTSTONE/SHALE D’UN FLYSH. PHOTO PRISE LE LONG DE LA PLAGESUR LA RIVE SUD DE LA ZONE D’ÉTUDE.

Structuralement, la zone parautochtone consiste en une série de failles escarpées de direction nord-est et de pendage sud-est, comprenant les failles Cap-Rouge et Duberger (Figure 3-3). Les discontinuités sur la cartographie d'affleurement de Comeau (2006) sont organisées selon 6 domaines qui ont pour la plupart un pendage de litage moyennement à fortement incliné vers le sud-ouest, un clivage et des plans axiaux approximativement parallèle aux failles de chevauchements connues. Les déformations résultent en des plis légèrement renversés de grande envergure d'orientation nord-est. À plus petite échelle, on retrouve des plis méso-copiques verticaux à légèrement renversés qui plongent légèrement vers le nord-est ou le sud-ouest (Comeau et al., 2004).

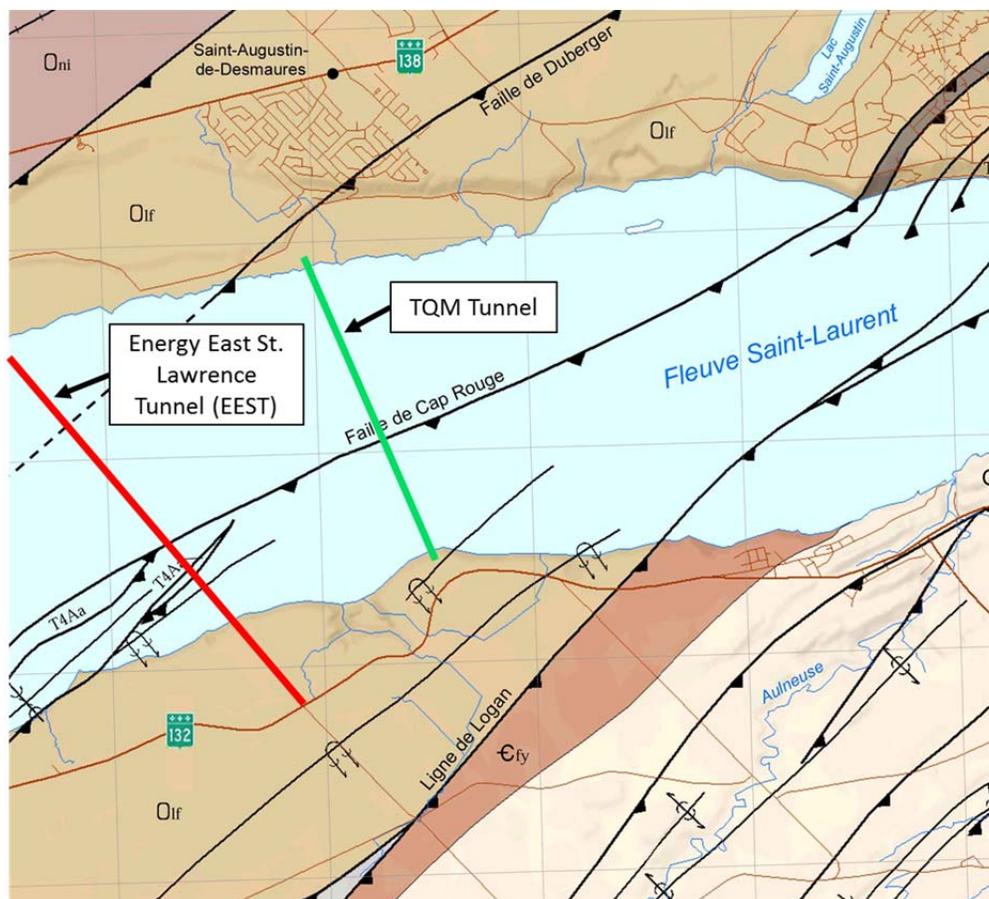


FIGURE 3-3 – CARTE GÉOLOGIQUE DE LA ZONE DU PROJET MONTRANT LE TUNNEL SOUS LE FLEUVE ST-LAURENT (EN ROUGE) ET LE TUNNEL TQM (EN VERT) (MODIFIÉ DU MINISTÈRE DES RESSOURCES NATURELLES, 2012). ABBRÉVIATIONS: OLF, FORMATION LES FONDS; T4AA, MÉLANGE TECTONIQUE.

3.1.3 SÉISMICITÉ

L'est du Canada est localisé sur la plaque nord-américaine, une région continentale stable qui lui confère un très bas taux d'activité sismique. Cependant, de forts tremblements de terres qui ont causé des dommages sont survenus dans la région de la ville de Québec. Les séismes de l'est du Canada sont typiquement de 3 sources : a) La tectonique des plaques lithosphérique, b) le relâchement isostatique glaciaire depuis la fin de la glaciation du Wisconsinien et, c) le néo-tectonisme relié au relâchement des contraintes des zones qui ont été affaiblis par des événements majeurs (p. ex. impacts de météorites) (NRCAN, 2013).

Le site du projet est situé au coin sud-ouest de la zone sismique de Charlevoix (CSZ), tel qu'illustré à la Figure 3-4. Ceci est un système structuralement complexe qui a été créé par une série d'événements tectoniques de la fin du protérozoïque au Paléozoïque inférieur incluant l'orogénie grenvillienne (1100-990 Ma), l'ouverture du rift associé à l'éclatement

du supercontinent Rodinia et la formation de l'océan Iapetus, puis de la formation de l'orogénèse appalachienne. La région de Charlevoix (localisée environ 130 km au nord-est du projet) était aussi le site d'un fort impact de météorite qui est survenu environ 350 millions d'années et dont a résulté la création d'un cratère d'environ 56km de diamètre (Baird et al., 2010).

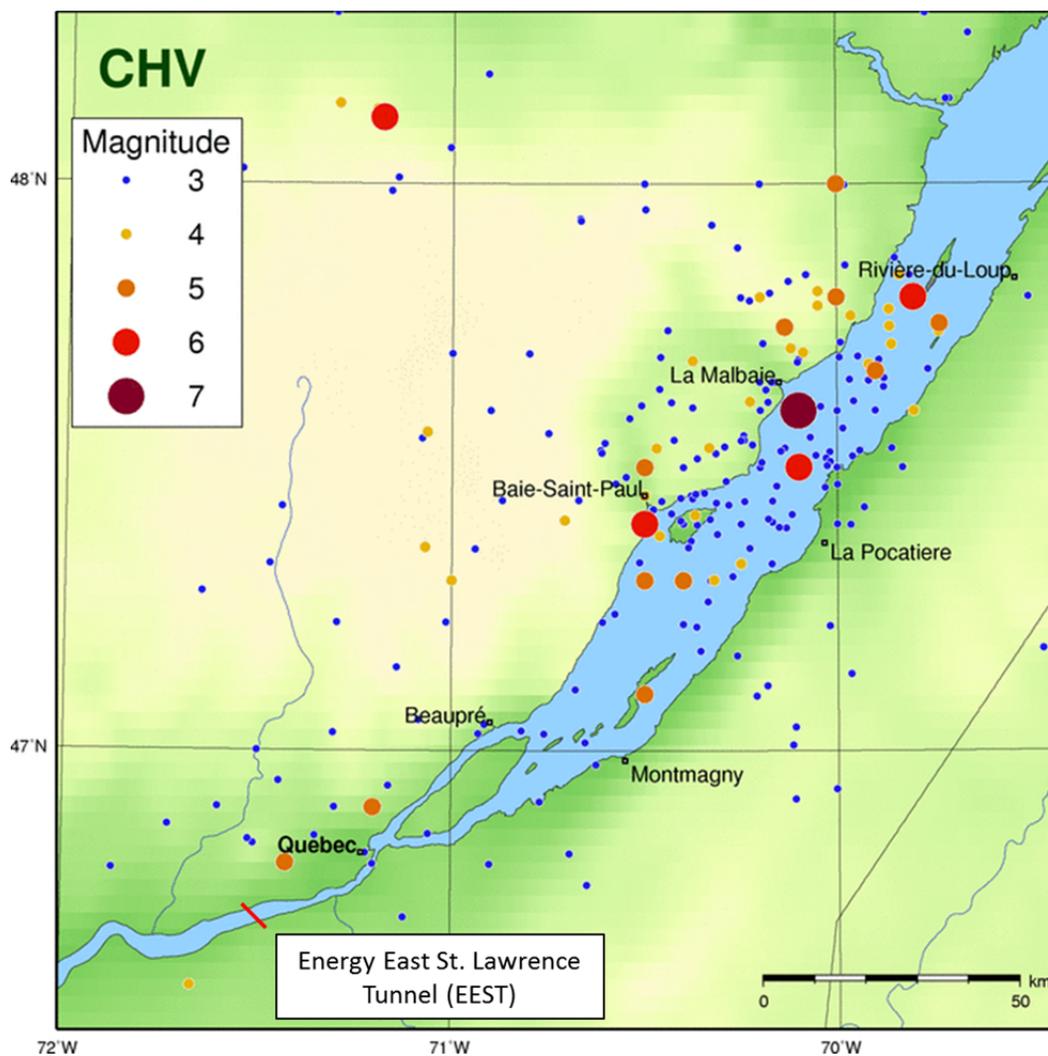


FIGURE 3-4 – ZONE SISMIQUE DE CHARLEVOIX (CSZ) MONTRANT LA LOCALISATION DES TREMBLEMENTS DE TERRE AVEC DES MAGNITUDES SUPÉRIEURES À 3.0 (NRCAN, 2013). L'ALIGNEMENT DU TUNNEL SOUS LE FLEUVE ST-LAURENT ÉNERGIE PROPOSÉ EST MONTRÉ EN ROUGE.

La zone sismique de Charlevoix est considérée comme l'une des plus actives dans l'est du Canada, toutefois le site du projet est localisé environ 140 à 170 km plus loin que la région avec la plus forte concentration de tremblement de terre (entre La Malbaie et Rivière-du-Loup). Plus de 200 événements sont enregistrés chaque année par des instruments dans cette zone, mais la majorité d'entre eux sont de magnitude inférieure à 3. Des tremblements de

terres historiques avec des magnitudes supérieures à 3 sont illustrés à la Figure 3-4, incluant 5 de magnitude supérieure à 6 : en 1663 (Mag. 7); 1791 (Mag. 6); 1860 (Mag. 6); 1870 (Mag. 6 1/2); et 1925 (magnitude MS 6.2 ± 0.3). Il est important de noter que seulement la magnitude de 1925 a été enregistrée par sismographes alors que les magnitudes des 4 événements précédents sont approximatives et ont été évaluées selon les zones ressenties et les dommages (NRCAN, 2013).

Seulement quelques tremblements de terre avec des magnitudes supérieures à 3 sont localisés dans les environs de l'enlignement du tunnel (montré dans la Table 3-1). Les épicentres des tremblements de terres sont généralement profonds, considérablement sous le profil du tunnel.

TABLE 3-1 – TREMBLEMENT DE TERRES AVEC DES MAGNITUDES >3 DANS UN RAYON DE 15KM DE L'EXCAVATION DU TUNNEL.

Magnitude	Année de l'événement	Distance du tunnel	Prof. sous la surface (m)
3.2	1958	4.9 km à l'est	Inconnu
3.3	1992	4.6 km au nord-est	6.5 km
3.4	1964	4.9 km à l'est	Inconnu
5.1	1997	10.8 km au nord-est	22.5 km

3.1.3.1 ACTIVITÉ DES FAILLES

Le potentiel sismique de la zone sismique de Charlevoix a conduit la Commission Géologique du Canada (GSC) a mené 2 enquêtes de terrain en 1970 et 1974. Ces 2 études ont clairement définie cette zone comme une zone active de 30 par 85 km le long du fleuve St-Laurent englobant les villes de Baie-St-Paul, La Malbaie et La Pocatière (NRCAN, 2013). Cette zone est localisée 100 à 185 km au nord-est du site du projet. De plus, la majorité des tremblements de terre dans la zone sismique de Charlevoix sont situées dans le socle rocheux profond du Grenville. Les zones sismiques les plus pertinentes sont les failles du rift du St-Laurent et la structure associée à l'impact d'une météorite (Baird et al., 2010). Les investigations exécutées pour l'exploration des shales gazéifères dans le secteur du tunnel indiquent également que cette région est dans un état de relâchement de contraintes et est peu propice à la réactivation des failles (Brodylo et al., 2011).

Compte tenu de ceci, nous croyons que les failles les moins profondes, localisées dans la séquence sédimentaire à proximité et le long du tunnel ne sont pas considérées comme actives. De plus, des déplacements le long de ces failles seraient probablement minimaux

étant donné la faible magnitude sismique des événements qui se produisent à l'extérieur de la zone sismique plus active de Charlevoix.

3.1.3.2 ALÉA SISMIQUE

Les principaux impacts des tremblements de terre dans l'est du Canada sont les mouvements de masse (typiquement des glissements de terrains dans les argiles marines), les chutes de blocs, les secousses et le cisaillement le long des failles actives. Dans le site à l'étude, étant donné le faible relief des pentes de la rive sud du fleuve St-Laurent, les mouvements de masses et les chutes de blocs sont considérés de faible probabilité, cependant la stabilité devra être évaluée dans les prochaines étapes de conception (discuté plus en détail dans la section 8).

Les secousses sismiques sont généralement évaluées en déterminant une valeur appropriée de l'accélération horizontale maximale du sol (PGA) pour la région en se basant sur des critères de conception. Pour cette étude, la détermination des critères de conception sismique est basée sur le Code National du Bâtiment du Canada de 2010, qui exige de considérer un tremblement de terre pour une période de récurrence de 2475 ans (2% de probabilité de dépassement en 50 ans ou 0.04% de probabilité de dépassement annuel) pour la conception sismique.

Le PGA spécifique au site est identifié selon le site web (<http://earthquakescanada.nrcan.gc.ca/>) qui satisfait aux exigences de Code National du Bâtiment du Canada. Selon l'analyse de risque du site, le PGA maximal au point milieu de l'alignement du tunnel devrait être de 0.3g. Comme les mouvements du sol diminuent généralement avec la profondeur, l'accélération au niveau du tunnel est généralement inférieure à celles estimées pour les déplacements de surfaces. Power et al. (1996) suggèrent que les ratios suivants soient appliqués pour obtenir les déplacements au niveau du tunnel.

TABLE 3-2 – RATIOS DES DÉPLACEMENTS DE SOL SELON LES DÉPLACEMENT DU SOL À LA PROFONDEUR DU TUNNEL (POWER ET AL., 1996).

Prof. du tunnel dans le roc (m)	Ratios des déplacements de sol au niveau du tunnel au déplacement de sol au niveau de la surface
≤ 6 m	1.0
6 to 15 m	0.9
15 to 30 m	0.8
> 30 m	0.7

Pour une plage de profondeur de 0-80 m le long du fleuve St-Laurent, les valeurs de PGA devraient varier entre 0.3 g et 0.2 g.

En se basant sur l'analyse de plusieurs études de cas concernant les performances des tunnels durant des événements sismiques, Power et al. (1996) concluent que pour les tunnels avec des revêtements de béton (qui est supposé être similaire à un tunnel remblayé par du béton), aucun ou très peu de dommage n'étaient observé si le PGA dans le socle rocheux se situait entre 0.2 g et 0.3 g (Figure 3-5). On suppose donc que les mouvements sismiques ne gouverneront pas la conception du tunnel ou des structures souterraines. L'aléa sismique potentiel pour le tunnel et les canalisations sera réévalué au cours des étapes suivantes de la conception lorsque davantage d'éléments de conception seront connus.

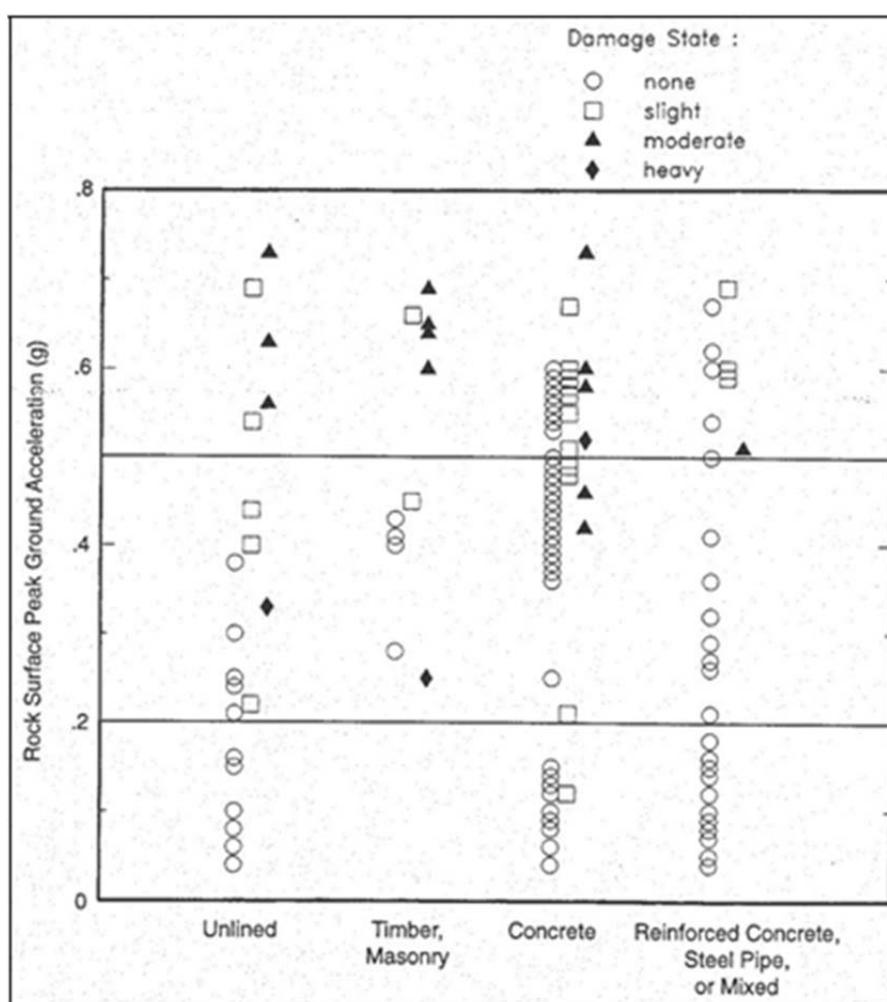


FIGURE 3-5 –RÉSUMÉ DES OBSERVATIONS EMPIRIQUES DES SECOUSES SISMQUES QUI ONT CAUSÉES DES DOMMAGES AUX TUNNELS FORÉS (POWER ET AL., 1996).

3.1.4 CONDITIONS DES CONTRAINTES IN SITU

Une revue de la littérature et des analyses des contraintes en place indique que les contraintes horizontales maximales (σ_H) dans l'est de l'Amérique du Nord sont, à l'échelle régionale, uniformes dans la zone d'étude et approximativement orientées nord-est / sud-ouest (Plumb & Cox, 1987). L'amplitude des contraintes mesurées dans les roches du paléozoïque de la plate-forme du St-Laurent en surcarottage peu profond (profondeur <60-70 m) et en fracturation hydraulique (profondeur <300 m) révèle des amplitudes de contraintes horizontales maximale (σ_H) et minimale (σ_h) supérieure au poids des terres (σ_v), ce qui est cohérent avec un régime de faille inverse (Adams & Bell, 1991). Ceci est exprimé comme un rapport de contrainte supérieur à 1 (K =contrainte horizontale / contrainte verticale).

L'orientation des contraintes horizontales maximales/minimales de la zone à l'étude ont été déterminées par les forages de l'étude géomécanique de 17 puits de la plate-forme du St-Laurent par Konstantinovskaya et al. (2012). Alors que l'orientation des contraintes maximales horizontales varie légèrement au-dessus du front appalachien, les contraintes dans la région de St-Flavien (plus près du tunnel) ont une orientation de $N69.9^\circ E \pm 17.5^\circ$. Ces résultats se collent bien à l'orientation nord-est / sud-ouest des contraintes horizontales maximales observées à l'échelle régionale dans l'est du Canada. Bien qu'aucune donnée n'ait été publiée sur l'ampleur des contraintes dans la succession sédimentaire des basses terres du St-Laurent pour des profondeurs allant de 300 m à 4-5 km, une plage de rapport de contraintes de $K=2$ à $K=4$ est considérée comme une hypothèse raisonnable pour cette zone et cette profondeur étant donné l'expérience projet dans le secteur.

3.1.5 EXPÉRIENCE DE PROJET LOCAL – TUNNEL TQM

Le projet de tunnel TQM, détenu conjointement par TCPL, a été complété en 1995 et est localisé environ 3 km à l'est du tunnel projeté sous le fleuve St-Laurent. Un plan de localisation montrant le tunnel TQM relativement au tunnel EEST est illustré à la Figure 3-6 tandis que le profil est illustré à la Figure 3-7.

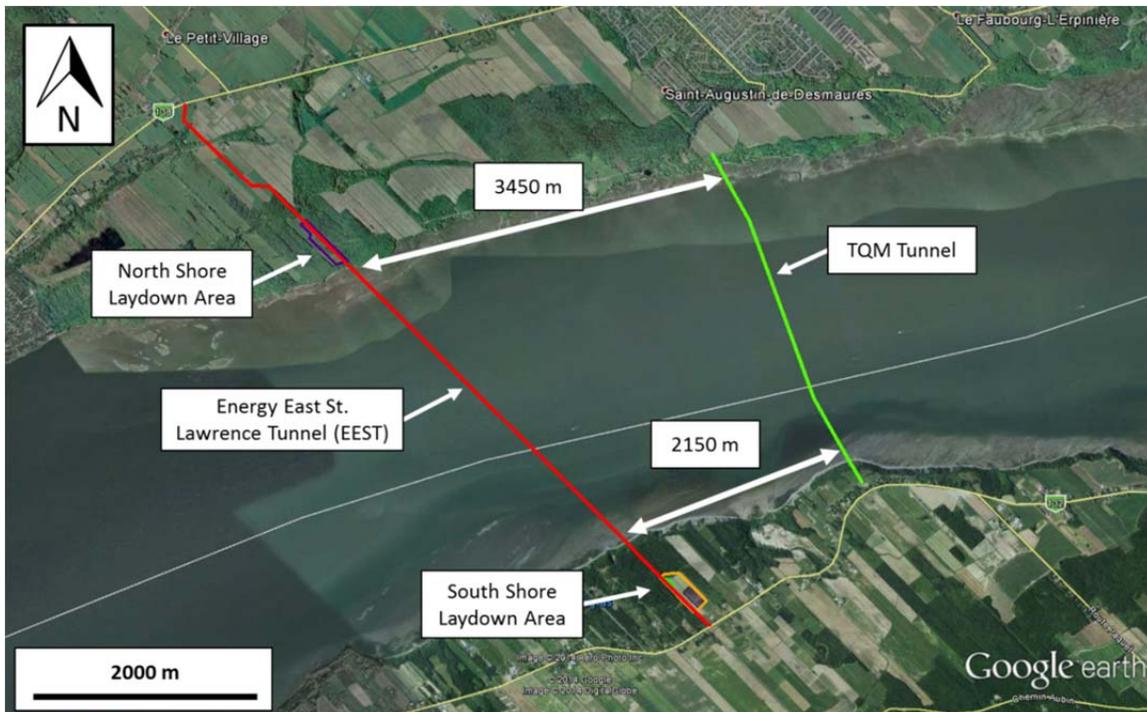


FIGURE 3-6 –ALIGNEMENT DU TUNNEL EEST (ROUGE) ET LE TUNNEL TQM ADJACENT (VERT).

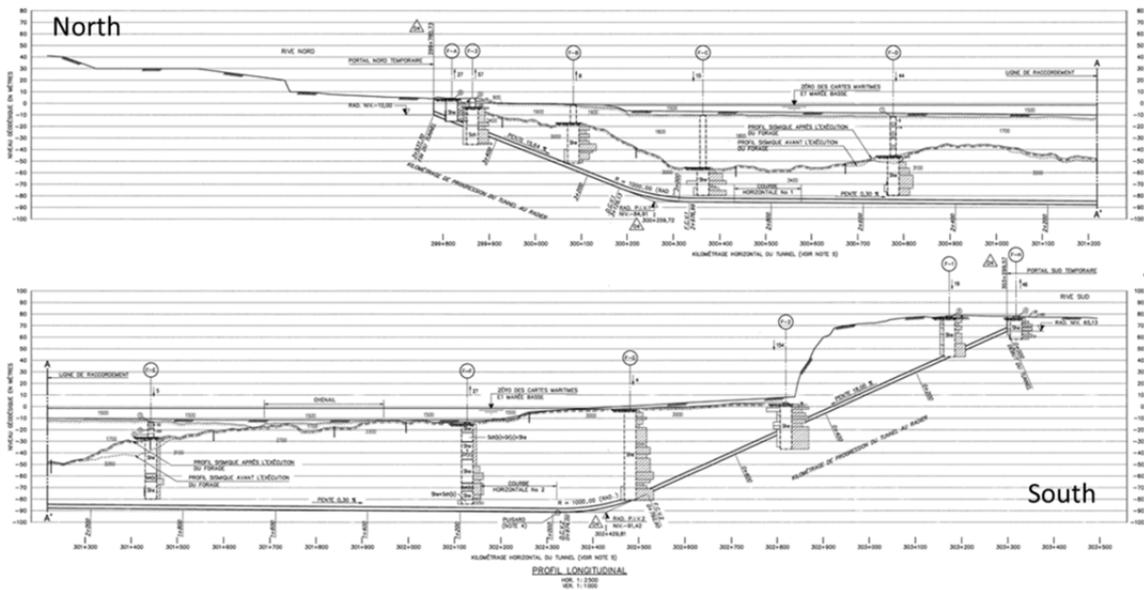


FIGURE 3-7 – PROFIL GÉOLOGIQUE DU TUNNEL TQM (ROCHE, 1994).

Le tunnel, d’une longueur de 3540 m de long, avait été conçu comme un tunnel ouvert pour permettre le passage permanent d’une hauteur d’homme et l’inspection mensuelle des canalisations de gaz d’un diamètre de 16 ". Le tunnel dans le roc était d’environ 3.1 m de

diamètre et a été excavé avec un tunnelier à bouclier simple utilisant un système de soutènement temporaire de cintre d'acier et de panneau de bois. Suite à l'excavation et au retrait du tunnelier, un revêtement de béton coulé en place a été installé suivi par l'installation des canalisations du pipeline et des équipements mécaniques et électriques pour des fins de sécurité, santé et d'incendies. Une image du retrait du tunnelier du tunnel TQM est présentée à la Figure 3-8.



FIGURE 3-8 – RETRAIT DU TUNNELIER AU TUNNEL TQM.

Le tunnel TQM a également été excavé dans la formation géologique Les Fonds, cependant l'alignement du tunnel TQM semble traverser moins de failles de chevauchement que ce qui est anticipé pour le tunnel EEST selon l'information géologique régionale (Figure 3-3). Ceci pourrait s'expliquer par le nombre accru de massif rocheux exposé à marée basse sur la portion sud de l'alignement, cependant. Durant l'investigation de terrain, une série de 11 forages ont été forés le long de l'alignement du tunnel TQM. Dans ces forages, le socle rocheux était décrit comme un shale ou un shale calcaireux (Roche, 1994). Malheureusement, seulement quelques documents concernant l'investigation du site ou la construction du tunnel TQM ont été trouvés. À ce titre, l'information était limitée pour évaluer la qualité du roc et aucune information n'était disponible pour faire la revue de performance de l'excavation.

3.2 PROGRAMME D'INVESTIGATION DU SITE DE 2014

Afin d'obtenir l'information géologique locale le long de l'alignement du tunnel, des travaux de terrain ont été entrepris entre le 12 mars et le 30 octobre 2014. Ces travaux consistaient en l'exécution de 12 forages (9 sous-marins et 3 terrestres) à des profondeurs variant entre 24 et 111 m sous la surface du sol (mbgs). La position approximative des forages est illustrée à la Figure 3-9 (tous les forages utilisent le préfixe "QEEP"). Les forages sous-marins ont été exécutés sur une barge de plateforme de forage avec ancrages hydrauliques opérant une foreuse rotative conventionnelle montée sur rail (Diedrich D50) équipée pour le forage en sol et en roc. Les forages terrestres ont été effectués avec un équipement de forage similaire (CME 550X). Les photographies des foreuses utilisées sont présentées à la Figure 3-10.

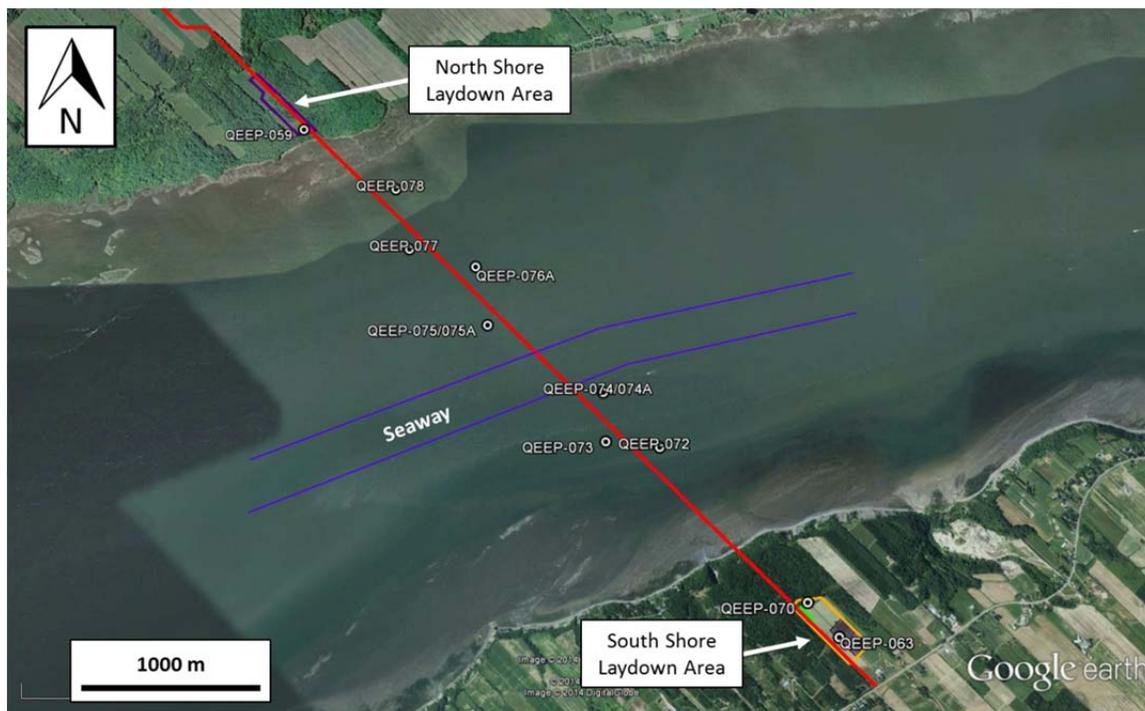


FIGURE 3-9 – LOCALISATION DES FORAGES DU PROGRAMME D'INVESTIGATION 2014.



FIGURE 3-10 – FOREUSE SUR BARGE (À GAUCHE) ET FOREUSE TERRESTRE (À DROITE) UTILISÉE LORS DE LA CAMPAGNE D’INVESTIGATION 2014.

Un résumé du programme d’investigation terrain 2014, ainsi que les résultats des essais in situ et des essais de laboratoire, sont présentés dans le rapport “St. Lawrence Crossing Geotechnical Site Investigation Factual Report” (TCPL numéro de document : EE4930-JOV-C-RP-0202) complété par *Exp Services Incorporated*. La description des activités et les données utilisées dans ce rapport ont été obtenues du rapport factuel de Exp. Le lecteur est référé à ce rapport pour des informations supplémentaires.

L’objectif du programme d’investigation 2014 était de définir les conditions souterraines le long d’un corridor relativement étroit (d’environ 200m de large) centré sur l’alignement de l’oléoduc proposé. À ce titre, l’information géotechnique de ce rapport ne donne pas énormément de flexibilité pour modifier ou optimiser l’alignement horizontal en dehors de ce corridor si nécessaire. Les révisions de l’alignement du tunnel à partir des résultats de l’investigation de terrain seront donc limités au changement de la position des puits/portails (de telle sorte qu’ils soient encore le long de l’alignement du pipeline) et du profil du tunnel lui-même.

3.2.1 RÔLES ET RESPONSABILITÉS

Exp Services Inc. (Exp) a été retenu par Johnston-Vermette (JV) pour produire une investigation géotechnique pour le tunnel sous le fleuve St-Laurent proposé. EXP a

impliqué Groupe Océan qui possède et exploite une barge et Forage SL pour exécuté les forages sous-marins et terrestres. JV a impliqué JD Barnes Ltd pour effectuer l'arpentage de chaque forage et pour fournir une image satellite le long de l'alignement du tunnel. JV se rapporte à Stantec qui était contracté directement par TCPL pour ce projet. L'investigation de terrain a débuté en avril 2014 et était déjà partiellement complété avant le début de l'implication d'HMM dans le projet, soit au début de juillet 2014.

3.2.2 VISITE DE TERRAIN ET CARTOGRAPHIE DE SURFACE

Durant les investigations de terrain, HMM a organisé des visite de terrain afin d'offrir des conseils techniques à Exp et pour assurer un contrôle de la qualité à la demande de TCPL. Au total, 3 visites ont été effectuées durant les périodes suivantes :

- Visite #1 – 19-27 août 2014
- Visite #2 – 2-19 septembre 2014
- Visite #3- 5-10 octobre 2014

Durant ces visites, HMM a visité plusieurs sites de forages (sous-marins et terrestres) pour observer et assister ce qui touche aux forages en sol et en roc, aux essais Packer et à la description du site. À chaque visite, le laboratoire d'Exp à Montréal a été visité pour réviser les descriptions de carottes, la sélection des échantillons de roc et les essais de laboratoire. Afin de bien comprendre les unités géologiques le long du tunnel, HMM également effectué une cartographie de surface sur la rive sud du fleuve St-Laurent avec un géologue sénior de Exp. Cette cartographie a été effectuée entre le 18 septembre et le 6 octobre 2014 et la région couverte est représentée à la Figure 3-11. Ces visites ont eu lieu à marée basse pour permettre un maximum de roc visible, permettant la caractérisation du type de roc, des caractéristiques structurales et la longueur de roc exposé le long du tracé du tunnel. Des échantillons d'analyse ont également été récoltés pour chaque unité géologique observée.

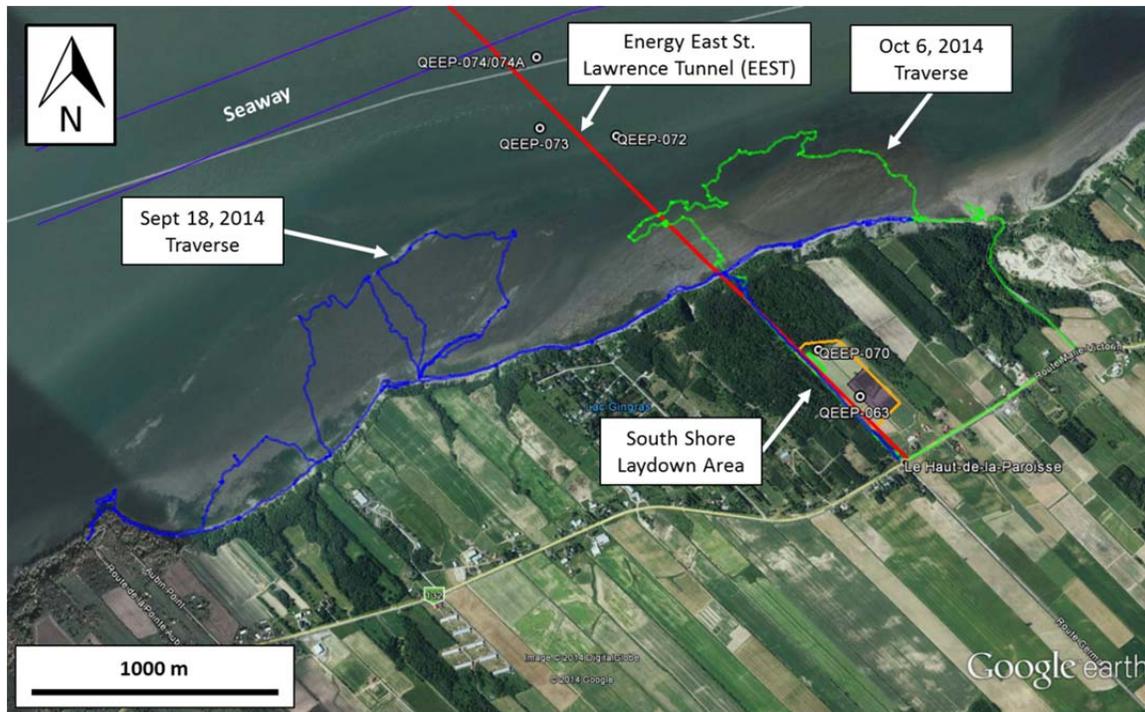


FIGURE 3-11 – CARTE ILLUSTRANT LES TRAVERSES DE SURFACE EFFECTUÉE PAR HMM.

Le 18 septembre 2014, l'excursion était axée sur l'examen des affleurements et des unités géologique au sud-ouest du tracé projet, qui avait été identifié d'un programme de cartographie précédent par Comeau et al. (2004). Les unités observées incluent les séquences de flyshs des zones autochtones et parautochtones ainsi que celle qui composent les couches de chevauchement de la zone allochtone. Une carte géologique détaillée (Figure 3-12) de la région de Pointe-St-Aubin et l'assemblage lithologique exposé sur la plage à marée basse est présenté par Comeau et al. (2004). La seconde visite (le 6 octobre 2014) était principalement axée sur la section sud de l'alignement du tunnel dans le but de déterminer l'étendue des affleurements rocheux à la surface. Lors de cet exercice, le toit du roc a été confirmé comme étant collé à la surface (ou très proche) pour environ 400 m le long de l'alignement du tunnel selon la pente de la colline la plus au sud qui plonge vers le fleuve St-Laurent.

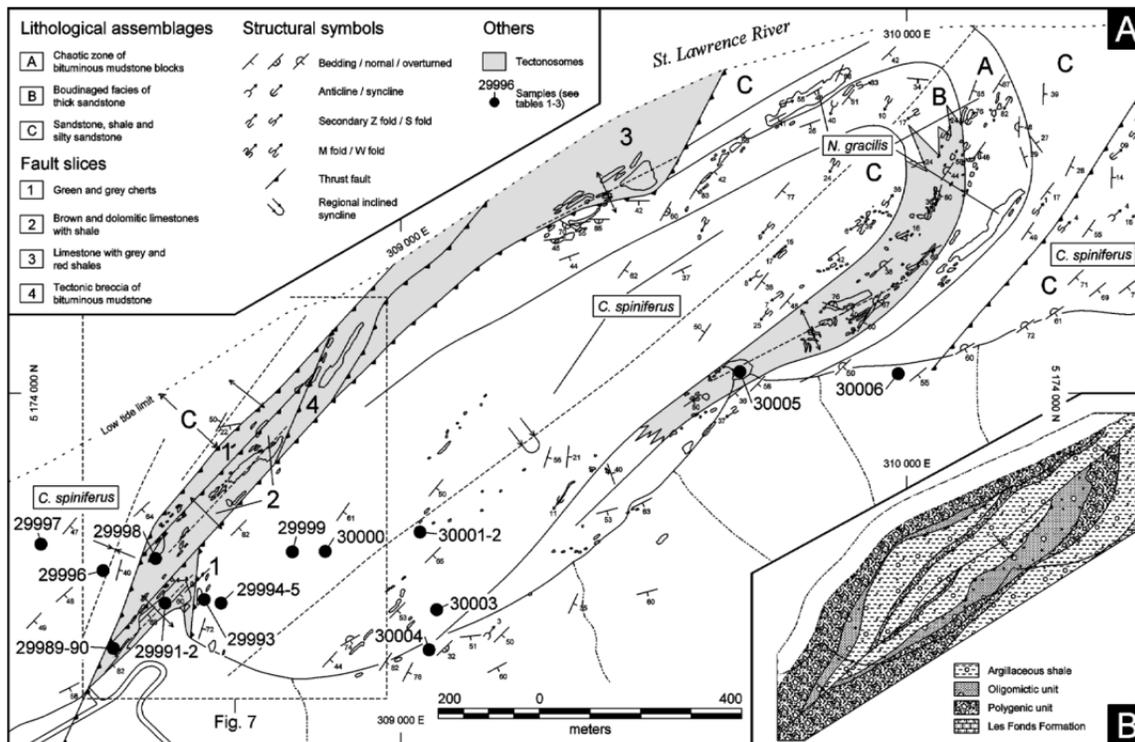


FIGURE 3-12 – (A) CARTE GÉOLOGIQUE DE LA POINTE ST-AUBIN ET ASSEMBLAGE LITHOLOGIQUE DE LA FORMATION LES FONDS. (B) CARTE DES UNITÉS CHAOTIQUE PAR ST-JULIEN (1968) (COMEAU ET AL., 2004).

3.2.3 ÉTUDES GÉOPHYSIQUES

Une étude géophysique a été planifiée dans le cadre du programme des investigations de terrains de 2014. Cependant, étant donné les retards dus aux acquisitions de permis et à la réglementation, le programme n'est toujours pas complété à ce jour. Le programme proposé consiste en une étude complète de sismique réfraction (terrestre et sous-marine) afin de, premièrement déterminer le toit du roc, mais aussi pour aider la caractérisation en fournissant les vitesses sismiques du mort-terrain et des unités géologiques. TCPL a mentionné que le processus réglementaire était en cours durant l'hiver et en attente de l'approbation pour que la campagne d'étude ait lieu durant l'été 2015.

3.2.4 BATHYMÉTRIE

Une étude bathymétrique a été effectuée par JD Barnes dans la région du projet pour obtenir des informations sur la profondeur de l'eau le long de l'alignement. Les données de l'élévation du lit du fleuve St-Laurent présentées sur les dessins d'HMM sont déduites de l'étude bathymétrique. Les précisions sur les profondeurs de cette étude sont de 2.5 cm pour des profondeurs de 0 à 40 m, de 5.30 cm pour des profondeurs de 40 à 200 m et de 10.0 cm pour des profondeurs supérieure à 200 m.

Des données bathymétriques localisées ont également été obtenue aux alentours du forage QEEP-072 le 15 septembre 2014 pour évaluer si la profondeur était convenable pour bien installer la barge de forage mobile. L'étude a été complétée par Ocean Dragage et Groupe Ocean à la demande d'Exp.

3.2.5 TRAVAUX DE FORAGES

Un total de 12 forages a été effectué aux alentours de l'alignement du tunnel (3 terrestres et 9 sous-marins) tel qu'illustré dans la Figure 3-9. Un forage sous-marin supplémentaire (QEEP-071) situé à proximité de la plage de la rive sud n'a pas été complété étant donné les conditions d'eau peu profonde de cette zone (la barge ne pouvait être installée correctement à cet endroit). La localisation des forages était décidée avant le commencement du programme de travaux d'investigation de site de 2014 par JV et ont été arpentés avant et après l'exécution des travaux par JD Barnes Limited. La précision estimée de l'arpentage était de ± 0.04 m (écart maximal de 0.08 m) à l'horizontal et de ± 0.05 m (écart maximal de 0.10 m) à la verticale à un niveau de 1- sigma (68% confiance). Les localisations tels que construits de chaque forage sont présentées dans la Table 3-3.

TABLE 3-3 – LES LOCALISATIONS TELS QUE CONSTRUIES DE CHAQUE FORAGE TEL QUE FOURNI PAR JV. NOTEZ QUE LES FORAGES SONT ÉNUMÉRÉS DU NORD AU SUD.

Forage	Situation	Coordonnées (UTM Zone 19)		Élévation de référence (m)	Dates clés	
		Nord	Est		Mobilisation	Démobilisation
QEEP-059	Rive nord	5177039.1	308548.3	4.49	27-Sep-14	24-Oct-14
QEEP-078	Sous-marine	5176632.5	309117.0	-7.35	1-Aug-14	5-Aug-14
QEEP-077	Sous-marine	5176249.7	309199.9	-10.18	5-Aug-14	7-Aug-14
QEEP-076A	Sous-marine	5176127.3	309599.0	-13.80	19-Aug-14	24-Aug-14
QEEP-075	Sous-marine	5175766.7	309665.4	-10.88	26-Aug-14	3-Sep-14
QEEP-075A	Sous-marine	5175766.8	309665.1	-11.18	3-Sep-14	9-Sep-14
QEEP-074	Sous-marine	5175340.3	310341.6	-18.74	25-Sep-14	28-Sep-14
QEEP-074A	Sous-marine	5175335.6	310328.3	-18.49	5-Oct-14	8-Oct-14
QEEP-073	Sous-marine	5175049.3	310346.0	-11.69	9-Sep-14	13-Sep-14
QEEP-072	Sous-marine	5175006.6	310659.7	-7.96	15-Sep-14	21-Sep-14
QEEP-071	Rive sud	5174692.0	310685.0	Non exécuté (niveau d'eau trop peu profond pour la barge)		
QEEP-070	Rive sud	5174103.2	311445.5	60.81	7-Mar-14	1-Apr-14
QEEP-063	Rive sud	5173905.6	311610.8	63.77	7-Mar-14	19-Mar-14

Tel qu'illustré à la Figure 3-9, les forages sont situés à environ 100 m de l'alignement du tunnel. L'espacement entre les forages varie, avec un espacement moyen d'environ 360m

au nord de la voie maritime et de 240 m au sud de celle-ci. Un espacement plus large entre les forages a été noté aux emplacements suivants :

- ~700 m – entre QEEP-059 et 078 (sur la rive nord) – espacement dû à la présence des Battures de Saint-Augustin-de-Desmaures, une réserve naturelle le long de la rive nord (aucun forage permis dans cette région);
- ~740 m – entre QEEP-075A et 074 (voie maritime): augmentation de l'espacement dû à l'interdiction de forer dans la voie maritime du St-Laurent;
- ~1200 m – entre QEEP-072 et 070 (rive sud) augmentation de l'espacement dû à des conditions d'eau peu profonde le long de la rive sud qui ont empêché le forage QEEP-071. Cette lacune dans les données est réduite de 400 m puisque le roc a pu être observé le long de l'alignement du tunnel sur la rive sud et le toit du roc est présumé peu profond à l'extrémité nord de la zone de déposition de la rive sud (discuté plus bas).

Les carottages ont été effectués à travers le mort-terrain avec un équipement conventionnel de foreuse rotative à tube (PW, HW et NW). Lorsque du till dense était rencontré et où la production et l'usure excessive de tête de forages était une préoccupation, un tricône était utilisé pour forer devant le tube de forage pour avancer le trou. La stratigraphie générale des forages sous-marins est décrite comme du sable, sable un peu de silt et gravier et lits intermittents de till. Les essais de pénétration standard (SPTs) ont été effectués à différents intervalles pour les forages sous-marins et terrestres (discuté plus en détail à la section 3.2.7). Pour les forages terrestres, des couches de sable avec un peu de gravier ont été rencontrés entre les couches de till ou bien qui recouvrait directement le toit du roc. Le carottage du roc a été effectué par forage au diamant en utilisant des carottiers double et des carottiers triple à câble pour l'extraction. Les premiers forages utilisaient uniquement les carottiers double jusqu'à ce qu'HMM recommande l'utilisation des carottiers triple et l'équipement a été mobilisé au site. La Table 3-4 présente un résumé des méthodes de forages en sol et en roc pour chaque forage.

TABLE 3-4 – RÉSUMÉ DES MÉTHODES DE FORAGES EN SOL ET EN ROC POUR CHAQUE FORAGE.

Forage	Forage en sol	Carottage du roc
QEEP-059	Tubage	HQ3
QEEP-078	Tricône	NQ2
QEEP-077	Tricône	NQ2
QEEP-076A	Tubage	NQ3
QEEP-075	Tubage	Pas de carottage
QEEP-075A	Tubage	NQ3
QEEP-074	Tricône	HQ3
QEEP-074A	Tricône	HQ3
QEEP-073	Tricône	HQ3
QEEP-072	Tricône	HQ3
QEEP-070	Tubage	NQ2
QEEP-063	Tubage	NQ2

À la fin des forages, la procédure était de remblayer les trous et de retirer le tubage.

3.2.6 DESCRIPTION DES FORAGES

Deux phases de description de carottes ont été effectuées par Exp au cours de la campagne d'investigation de site de 2014. La description géomécanique a été effectuée par Exp en utilisant les fiches standards de description d'HMM. Celles-ci incluent une description des éléments suivants : Désignation de la Qualité de la Roche (RQD), fréquence des fractures et orientations, cote de la classification de la qualité des massifs rocheux pour les tunnels (*Tunneling Quality Index, Q'*) et la cote de classification du massif rocheux (*Rock Mass Rating, RMR*). Il faut toutefois noter que la fragilité, la friabilité et la faible résistance général du roc a rendu très difficile l'identification et la quantification des fractures naturelles. Lors de l'identification des fractures naturelle des fractures mécanique durant la caractérisation, plusieurs facteurs ont contribué à une surestimation du nombre de fractures naturelles dans les forages (ce qui a un impact sur la fréquence des fractures ainsi que sur l'évaluation des cotes Q' et RMR). Ces facteurs sont :

- Changements des diamètres et des méthodes de forages: le calibre NQ à double paroi produit plus de fractures mécaniques que le calibre HQ à triple paroi de plus grand diamètre;
- Le transport cause des fractures : il est assez probable que le transport des carottes par bateau et camion jusqu'à Montreal a induit une certaine quantité de fractures mécaniques. Celles-ci sont spécialement difficiles à identifier sur les premiers forages (QEEP-063, 070, 077 et 078) étant donné qu'aucune photo n'aient été prise lorsque la carotte était retirée du trou de forage;

- Le manque de relevé par géocaméca : les relevés à la géocaméra donne une représentation des fractures naturelles présente dans le massif rocheux plus précise. Les relevés à la géocaméra ont été effectués uniquement dans les forages QEEP-072, 073 et 059, et une évaluation des fractures naturelles a pu être effectuée seulement pour ces 3 forages.

3.2.7 ESSAIS IN SITU

Une certaine quantité d'essai de terrain ont été exécuté au droit des forages au cours de la campagne d'investigation. Ces essais sont résumés ci-dessous et dans la Table 3-5.

- Essai de pénétration standard (SPT) exécuté selon la norme ASTM D1586-11 a des intervalles entre 1.5 et 3.0 m lorsque requis. Les essais SPT ont été effectués aux forages QEEP-059, 063, 070, 075, 05A et 076A. Un test de calibration d'énergie a également été effectué au QEEP-059 avec un système de *Pile Driving Analyzer* (PDA), qui permet la standardisation de la mesure du nombre de coups mesurés (Valeur N);
- Les tests de conductivité hydraulique ont été effectués selon les méthodes de Lugeon, simple stade (QEEP-070, 078 et 077) et multi stade (QEEP-076A, 075A, 073, 072 et 059) avec un système pneumatique Packer double. Les tests Packer ont été effectués selon des intervalles d'environ 5 m dans des zones prédéterminées en utilisant des Packers de taille approprié selon la taille du forage. Les forages terrestres (QEEP-063 et 059) comprenaient des essais Lefranc dans le mort-terrain pour déterminer la conductivité hydraulique des différents horizons de sol;
- La surveillance de la présence de gaz (essai dans l'espace libre) dans les forages au cours de l'investigation de site a été effectuée aux forages QEEP-075A, 074, 074A, 072 et 059 en utilisant un gazomètre pour mesurer les niveaux d'oxygène, de méthane, de sulfures d'hydrogène et de monoxyde de carbone;
- Un relevé à la géocaméra et un relevé géophysique en fond de trou a été exécuté par DGI Geosciences aux forages QEEP-072, 073 et 059 pour obtenir des informations supplémentaires concernant la nature, la fréquence et l'orientation des discontinuités dans le massif rocheux. Ce relevé incluait un relevé acoustique, un relevé optique, une sonde à 3 branches, ondes acoustique complète, température résistivité/liquide, densité cible et un débitmètre à impulsions thermiques;
- Des échantillons d'eaux souterraines ont également été récoltés à 2 endroits afin de caractériser la qualité de l'eau souterraine et le risque de corrosion acier-béton. Les échantillons ont été prélevés aux localisations suivantes :
 - Tunnel TQM – Le tunnel a un revêtement final de béton coulé en place. L'eau a été échantillonnée au chaînage 3+085 là où des venues d'eau étaient

observées dans le tunnel. Les essais ont été effectués par les laboratoires AGAT;

- Forage QEEP-059 – Le forage a été foré à une profondeur de 81 m, avec un toit rocheux situé à une profondeur de 16 m. Le puits crépiné s'étend de 10 m sous le toit du roc (profondeur de 26 m) jusqu'au fond du trou. Le tuyau de PCV fendu mesurait 6m de long et se situait entre les profondeurs de 27 à 33 m. Les essais ont été effectués par les laboratoires Maxxam.

TABLE 3-5 – RÉSUMÉ DES ESSAIS IN SITU EFFECTUÉ DURANT LA CAMPAGNE D'INVESTIGATION DE 2014

Essai in situ		QEEP-059	QEEP-078	QEEP-077	QEEP-076A	QEEP-075	QEEP-075A	QEEP-074	QEEP-074A	QEEP-073	QEEP-072	QEEP-070	QEEP-063
SPT	Essai effectué	X			X	X	X					X	X
	Calibration	X											
Conductivité hydraulique	Lugeon simple stade		X	X								X	
	Lugeon multi-stade	X			X		X			X	X		
	Essai Lefranc	X											X
Échantillonnage de la qualité de l'eau		X											
Gaz en espace libre		X					X	X	X		X		
Géocaméra		X								X	X		

3.2.8 ESSAIS DE LABORATOIRE

Plusieurs essais de laboratoires ont été effectués sur les échantillons de roc et de sol. Le programme d'essai de laboratoire a été complété par Exp et plusieurs laboratoires au Canada et aux États-Unis (Table 3-6). Les échantillons pour les essais ont été sélectionnés conjointement entre Exp et HMM durant les visites de terrain (lorsque c'était possible) ou selon le relevé photographique des carottes. Comme le tunnel se trouvera probablement dans le roc, un programme limité a été effectué dans le sol. Les échantillons de sol ont été entreposés correctement, pour permettre des essais futurs si demandé.

Étant donné la présence de mince couche de shale dans le massif rocheux de certains forages, les résultats de certains essais n'étaient pas utilisables. Quelques échantillons ont brisé durant la préparation de l'échantillon ou dans l'appareil au début des chargements. Lorsque des données étaient enregistrées, mais selon un mode de rupture inacceptable, les résultats ont été exclus des analyses.

Afin de tester la sensibilité de la résistance du roc selon son taux d'humidité, une certaine quantité d'échantillon a été emballée dans une pellicule plastique à leur sortie du trou pour

conserver le taux d'humidité du roc en place. Lorsque ces échantillons sont arrivés aux laboratoires d'Exp à Montréal, ils ont été placés dans une pièce à humidité contrôlée avant leurs essais.

TABLE 3-6 – RÉSUMÉ DES ESSAIS SUR LES ÉCHANTILLONS DE SOLS ET DE ROC.

Essai de laboratoire		Nombre d'essai	Laboratoire responsable
Sol	Tamis	8	Exp Montréal
	Limites d'Atterburg	2	Exp Montréal
Roc	Essai de poinçonnement (PLT)	129	Exp Montréal
	Essai de compression simple (UCS)	38	Exp Montréal
	UCS et module de Young (E)	14	Université de Sherbrooke
	Essai brésilien (BTS)	53	Exp Montréal
	Indice Cherchar (CAI)	27	École Polytechnique
	Indice de durabilité Slake	26	École Polytechnique
	<i>Punch Penetration Index</i>	26	Colorado School of Mines
	Diffraction rayons X (XRD)	29	Université du Québec à Montréal
	Pétrographie	32	Vancouver Petrographics

3.2.9 CARACTÉRISATION ENVIRONNEMENTALE

Lorsque l'excavation du tunnel se produit dans un roc contenant une forte concentration de sulfures (principalement de la pyrite, FeS_2), il y a une possibilité d'effets environnementaux néfastes (drainage minier-acide, lixiviation des métaux, etc.) qui peuvent dicter des restrictions concernant les sites d'élimination des déblais ainsi que leurs gestions. Le drainage minier-acide (ARD) produit de l'eau acide qui peut dégrader d'autres minéraux métallifères et provoquer la libération de métaux dissous (processus appelé lixiviation des métaux, ML). Le drainage minier acide et la lixiviation des métaux (ARD/ML) peuvent avoir un impact négatif sur les ruisseaux et l'environnement adjacent.

Lors de l'investigation de terrain, de la pyrite (en faible concentration) a été observée dans certaines quantités de carottes des forages sous-marins. La pyrite a également été observée lors de la cartographie de surface des affleurements rocheux à proximité de l'alignement du tunnel. À ce titre, la pyrite est considérée comme le principal facteur pour un potentiel ARD dans le roc le long de l'alignement du tunnel proposé.

Pour répondre à ceci, TCPL a effectué un programme de caractérisation environnemental du massif rocheux selon les standards appropriés pour caractériser adéquatement le roc le long de l'alignement du tunnel. Les résultats de cette étude ont été obtenus et seront résumés par d'autres parties.

4 CONDITIONS ATTENDUES DANS LE TUNNEL

Selon les informations géologiques obtenues de l'étude bibliographique et la campagne d'investigation terrain de 2014 (résumé dans le rapport EE4930-JOV-C-RP-0202), une évaluation initiale des conditions géotechniques attendues le long de l'alignement du tunnel a été effectuée pour les besoins de l'étude de faisabilité. Cette évaluation sera raffinée lorsque plus d'informations seront obtenus, incluant (mais sans s'y limiter) les relevés géophysiques terrestres et sous-marins prévus pour l'été 2015.

Les sections suivantes résument les conditions géotechniques aux zones des portails et le long du tunnel sous le fleuve St-Laurent. Les dessins de HMM 343843-TU-120-S0-0001 et 343843-TU-120-S0-0002 illustrent respectivement l'alignement du tunnel et les domaines géotechniques pour la zone du projet. Ces dessins sont inclus dans l'annexe A.

4.1 ZONE DES PORTAILS

4.1.1 RIVE SUD

Les sols du forage QEEP- 070 et les informations de la géologie de surface indique que le mort-terrain est assez mince dans les environs du portail sud (environ 1.7 m d'épaisseur) et se compose principalement de sable silteux. Tel que montré par le forage QEEP-063, l'épaisseur du mort terrain augmente vers le sud, ce qui pourrait être relié au dépôt de gravier localisé à l'est de la zone du portail sud. Dans cette région, le mort-terrain se compose de sable avec un peu de silt et gravier, dont la densité augmente à une profondeur de 11.1 m. Une lentille de sable fin a été observé entre 14.66 et 15 m. Le toit du roc a été rencontré à 25.9 sous la surface du sol.

Pour la construction de la descente du portail sud, il est envisagé que le mort-terrain serait complètement retiré jusqu'au roc le long de la descente du portail. En considérant que l'épaisseur de sol dans le forage QEEP-070 est représentative de cette région, les pentes seront abaissées pour obtenir une pente stable. L'excavation progressera ensuite dans le socle rocheux avec un soutènement approprié.

4.1.2 RIVE NORD

L'information concernant la géologie superficielle et les conditions du massif rocheux est limitée sur la rive nord puisque seulement un forage (QEEP-059) n'a été complété dans cette région. Pour les besoins de l'étude de faisabilité, il a donc été supposé que les unités de mort-terrain et leurs épaisseurs sont représentatives pour toute la zone de la rive nord.

Le mort-terrain dans le forage QEEP-059 est divisé en 3 zones géotechniques:

- Zone 1 (0-6 m sous le niveau de la surface): sable et silt avec un peu de gravier. Présence de cailloux et de blocs.
- Zone 2 (6-12 m sous la surface du sol): silt avec traces de sable.

- Zone 3 (12-16 m sous la surface du sol): sable silteux trace de gravier (perméabilité augmenté).

Étant donné la couche granulaire avec une forte perméabilité au-dessus du toit du roc, environ 10 m sous le niveau de la nappe phréatique (susceptible d'être connecté au fleuve St-Laurent), une méthode pour couper et limiter les infiltrations d'eau sera nécessaire dans cette région (p. ex. des murs sécants incorporé au massif rocheux). De plus, l'épaisseur du mort-terrain indique qu'un puits serait plus économique qu'un portail incliné, étant donné qu'une grande quantité de matériel devrait être retiré et des soutènements devraient être installés si le portail incliné était sélectionné. Cette supposition devra être révisée lorsque plus d'information (comme la sismique réfraction) sera collecté dans la région de la rive nord.

4.2 ALIGNEMENT DU TUNNEL

Un total de neuf forages sous-marins, espacés approximativement de 100 m de l'alignement du tunnel, ont été effectués le long du tunnel sous le fleuve St-Laurent. Pour les besoins de l'étude de faisabilité, il a été supposé qu'il n'y a pas de variation latérale dans le niveau du toit du roc ou dans la qualité, ce qui signifie que le niveau de roc observé dans le forage est localisé à la même élévation et est de qualité similaire à ce qui serait rencontré le long du tunnel à ce chainage. Comme un décalage de 100 m est assez important, on ne sait pas ce que cette incertitude ajoute à l'étude de faisabilité.

Les forages sous-marins s'étendent le long de l'alignement et ont un espacement d'environ 360 m au nord de la voie maritime et d'environ 240 m au sud de celle-ci. Un espacement important d'environ 740 m existe entre les forages QEEP-075A et 074 puisqu'aucun forage n'est permis dans la voie maritime. Également, un espacement d'environ 700 m existe entre les forages de la rive nord (QEEP-059) et le forage QEEP-078 puisque les forages sont interdits sur la réserve naturelle de la rive nord. Une incertitude dans le profil du roc et les unités géologique est plus importante dans ces régions.

L'alignement a été divisé en séries de domaines basés sur les informations géotechniques disponibles. L'évaluation des limites de ces domaines sont montré dans le dessin d'HMM 343843-TU-120-S0-0002 (annexe A). Les domaines suivant ont été identifiés à ce stade de la conception (énuméré du nord au sud le long de l'alignement):

- Domaine 1: Séquence turbidique consistant en une alternance de lits de grès, siltstone et mudstone.
 - Domaine 1A: Relativement non-déformé avec un litage relativement constant d'environ 20 degrés.
 - Domaine 1B: Séquence plissé avec une plus grande variation de l'angle du litage (varie localement entre 5-70 degrés).

- **Domaine 2:** Zone complexe de couches, de blocs et de rochers (olistostromes de tailles varies, d'échelle centimétrique à métrique) des unités rocheuse du parautochtone et possiblement de l'allochtone, incluant: des convolutes turbidiques, du shale bitumineux, du shale noir graphitique durci, des brèches tectoniques, des séquences de flysh plissé de shale à argilite gris/vert/noir, des siltstones siliceux gris et verts et des grès épais. Toutes les lithologies ont été affectées par un faible métamorphisme régional de différent degré. Des zones de cisaillement et de fractures localisées sont présentes autant que des zones de plus larges failles aux alentours des failles régionales.
 - **Domaine 2A:** principalement des mudstones avec quelque siltstones et grès et un litage relativement constant d'environ 30 degrés.
 - **Domaine 2B:** Section plus complexe avec un litage relativement constant d'environ 40 degrés.
- **Domaine 3:** Séquence turbidique d'alternance de lits de grès, siltstones et mudstone. Pendage prononcé avec une moyenne d'angle de litage d'environ 70 degrés. Des zones de convolutes et de plis sont présentes.

Selon les descriptions des forages, une zone plus endommagée et altérée existe juste au-dessous du toit du roc. Cette zone varie en épaisseur selon les forages entre 0 et 10 m.

4.2.1 FAILLES ET ZONES FRACTURÉES

Selon les informations basées sur la cartographie géologique régionale, le tunnel proposé traverse une certaine quantité de failles de chevauchement régionale qui ont été formées lors de l'orogénie taconique. Celles-ci incluent la faille de Duberger au nord de la voie maritime et la faille de Cap Rouge au sud (Figure 4-1). Toutes les failles de chevauchement sont décrites comme étant peu ou moyennement orienté vers le sud-est, avec un angle d'environ 45 degrés. Comme discuté dans la section 3.1.3, à ce stade de la conception, ces failles sont considérées comme inactives.

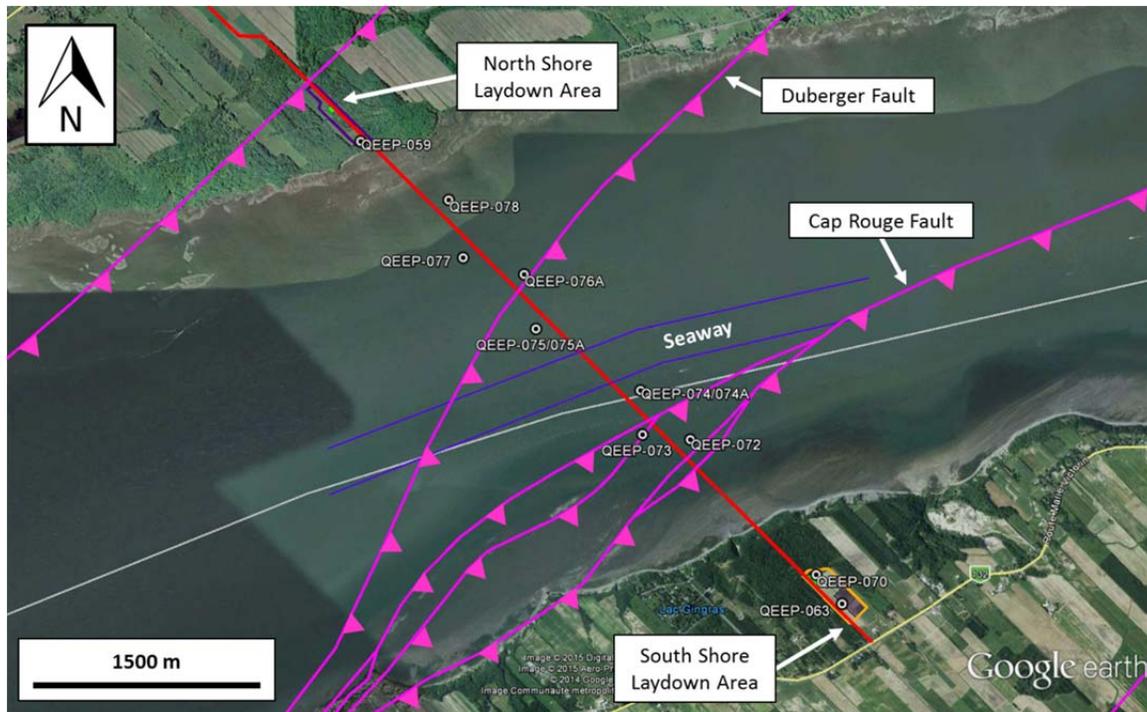


FIGURE 4-1 – FAILLES RÉGIONALES LE LONG DE L'ALIGNEMENT DU TUNNEL (SELON MINISTÈRE DES RESSOURCES NATURELLES, 2012).

Les forages dans la région de la faille inverse de Duberger (QEEP-075A et 076A) montrent des cycles turbidiques tordus avec plusieurs micro-failles et zone de cisaillements en profondeur. Les forages sous-marins au sud de la voie maritimes (QEEP-074/074A, 073 et 072) montrent des lithologies plus variées et plus mélangées. Le roc des forages QEEP-073 et QEEP-072 sont particulièrement affecté étant donné leur proximité au système de faille Cap-Rouge. Des déformations syn-sédimentaires (slumps), micro-failles, plis, zone de cisaillements, familles de joints, zones de rocs broyés ou fracturé, veine de calcite et lacunes de tension ou de compression remplis de calcite sont notées dans les descriptions de forages.

Afin d'estimer les infiltrations d'eau, les failles à l'échelle régionale devraient avoir une épaisseur de 20 m de roc perturbé avec des zones de fractures de 10 m de chaque côté.

4.2.2 FRACTURATION DU MASSIF ROCHEUX

Le roc au long de l'alignement du tunnel montre une certaine quantité d'ensemble de fractures avec des orientations différentes. Ces ensemble de fractures peuvent se combiner et former des blocs instables potentiels au toit, épaulement et parois du tunnel qui doivent être supporté afin d'éviter leur chutes. Un total de 2 familles de joints principaux ont été identifiés selon la cartographie effectuée par HMM et Exp, le travail exécuté par Comeau et

al. (2004) et les relevés de la géocaméra des forages QEEP-059, 072 et 073. La moyenne des orientations (présenté comme pendage / direction du pendage) de ces structures sont :

- Famille de joint n°1 (litage): 40/145
- Famille de joint n°2: 50/330

Le litage apparait comme la famille de joint la plus importante le long de l'alignement. Alors que les orientations varient localement, le pendage est modérément incline vers le sud-est de 30-50 degrés (bien qu'il y ait certains écarts vers un pendage vers l'est visible dans les forages QEEP-072 et 073). La seconde famille de joint apparait moins fréquemment dans les forages QEEP-059, 072 et 073 et a un éventail de pendage variant entre 40 et 60 degrés.

L'analyse d'une image satellite commercial à haute résolution par Pinet (2011) (QuickBird) de la région de Donnacona (environ 15 km à l'ouest de la zone du tunnel) a révélé la présence de 2 systèmes de fractures verticales. La première est consistante avec l'orientation et le pendage de la structure majeure de la région (direction nord-est / sud-ouest) alors que l'autre à une direction de 100 à 140 degrés (environ orienté sud-est / nord-ouest). Comme cette caractéristique n'était pas observée souvent lors des forages, elle représente probablement donc une troisième famille de joints dans la région.

L'espacement des fractures dans le roc varient typiquement entre 0.3 et 0.7 m selon les relevés géomécaniques et les données de la géocaméra. Comme mentionné plus tôt, la description géomécanique surestime probablement le nombre de fractures naturelles dues à une mauvaise identification des fractures mécaniques. Une comparaison entre le nombre de fractures (joints, cisaillements, litage et foliation) identifiés par géocaméra et par description géomécanique et présenté dans la Table 4-1. Notez que pour cette comparaison, l'espacement des caractéristiques est prise le long du forage et ne tient pas compte des groupes structurels ou de pendage.

TABLE 4-1 – COMPARAISON ENTRE LE NOMBRE TOTAL DE CARACTÉRISTIQUE NOTÉ DANS LES RAPPORTS DE FORAGES ET LES DONNÉES DE GÉOCAMÉRA.

Forage	Type de forage		Géocaméra		Rapports de forages		
	Taille	Tube double/triple	Nombre de caractéristiques	Espacement moyen (m)	Nombre de caractéristiques	Espacement moyen (m)	Différence d'espacement (%)
QEEP-059	HQ	Triple	75	0.98	109	0.67	145%
QEEP-078	NQ	Double	-	-	118	0.62	-
QEEP-077	NQ	Double	-	-	174	0.42	-
QEEP-076A	NQ	Triple	-	-	205	0.36	-
QEEP-075A	NQ	Triple	-	-	169	0.43	-
QEEP-074	HQ	Triple	-	-	193	0.38	-
QEEP-074A	HQ	Triple	-	-	229	0.32	-
QEEP-073	HQ	Triple	114	0.64	202	0.36	177%
QEEP-072	HQ	Triple	189	0.39	248	0.30	131%
QEEP-070	NQ	Double	-	-	148	0.49	-
QEEP-063	NQ	Double	-	-	-	-	-

Tel qu'illustré par cette comparaison, pour les forages avec des données de géocaméra, le relevé géomécanique a estimé entre 130-180% plus de fractures naturelles que celles présente dans les rapports de géocaméra. À ce propos, l'espacement des fractures est supérieur à ce qui était prédit par la description géomécanique.

4.2.3 MINÉRALOGIE

La pétrographie varie selon les domaines géotechniques rencontrés. Un résumé général des détails majeurs est présenté ci-dessous pour la séquence turbidique (domaine 1A, 1B et 3) et pour la séquence chaotique (domaine 2A et 2B). Ces descriptions ont été fournies lors de l'analyse pétrographique effectuée par Vancouver Petrographics lors de ce programme d'investigation.

4.2.3.1 SÉQUENCE TURBIDIQUE (DOMAINE 1A, 1B, 3)

Le roc est typiquement composé d'une portion variable de 3 unités (typiquement interlité ou interlaminé) d'échelle millimétrique à centimétrique : grès fin, siltstone et mustone. Le grès

à grains fins montre localement des caractéristique telles que stratification entre-croisée, traces d'affouillement à la base reposant sur des traces d'outils du mudstone adjacent et un litage granoclassé peu défini, typique des micro-turbidites. Les grès fins et les siltstones (arbitrairement divisé à 0.1 mm pour les grains détritiques) sont typiquement plus riches en quartz, feldspaths (plagioclase feldspath potassique) et micas détritique et contiennent moins de matrices micacées (surtout de la séricite, probablement étroitement mélangée avec moins de chlorite). Le mudstone est plus riche en matrice micacée (comme plus haut, communément avec limonite variable le long du litage). Des petits agrégats nombreux et généralisés de séricite à grains très fins probablement associé localement avec un peu de chlorite pourraient représenter des « copeaux de boue » arraché à des couches de mudstone. Des agrégats semi-opaques de limonite micro-cristalline possèdent des semblant de lentilles qui ressemblent à des fragments d'argilite. Les micas détritiques comprennent de la biotite brune pale/medium ou rarement verte pale, de la muscovite et des chlorites vertes olives ou vertes claires. La tourmaline et le zircon sont très rares. Accessoirement, la pyrite framboïdale (localement partiellement recristallisé de façon idiomorphe) est de façon générale plus concentrée dans les fractions fines du grès et du siltstone, souvent avec rutile accessoire (mais la pyrite et le rutile se présentent également dans le mudstone, mais a de plus faible concentration).

La dureté de Moh's des échantillons (basé sur la minéralogie modale observée) varie entre un échantillon de musdtone de 4.1 à aussi élevé que 4.7 dans un échantillon de grès à grains fins, cohérent avec les échantillons étant facilement rayable par l'acier. Plusieurs échantillons sont coupés par un système de joints rapproché ouverts, subparallèle ou localement oblique/subperpendiculaire au litage. Le mudstone en particulier est sujet à la séparation des plans des lits rapprochés ou au clivage sur une échelle milimétrique à centimétrique (localement bordé partiellement par une fine et fissile sericite cristalline), produisant une roche friable avec une faible cohésion. Des plis fermé à petites échelles (échelle milimétrique à centimétrique) et des micro-failles peuvent également être observées.

La teneur en sulfure peut être localement significative (abondance estimé visuellement seulement), généralement de 1 jusqu'à autant que 2% par volume de très finement divisé (c'est-à-dire possiblement plus réactive), typiquement disséminé pyrite framboïdale. La chalcopryrite est rare.

4.2.3.2 SÉQUENCE CHAOTIQUE (DOMAINE 2A, 2B)

Le roc de la zone chaotique (principalement les forages QEEP-074, 074A, 073 et 072) peut être grossièrement divisé comme un possible mudstone carboné (bitumineux) (interlité avec un mudstone sericitique), fragmentaire (fragments hétéroclites de siltstone et de mudstone) et interlit de siltstone/mudstone. Certains échantillons sont perturbés, probablement par tectonisme; la majorité des échantillons montrent des coupures et des marques de petite

échelle, des micro-failles ou des fragments de *rip-up* typique des instabilités associés aux turbidites syn-sédimentaires. Un problème d'identification typique de ces échantillons vient du matériel rouge/brun foncé opaque provisoirement appelé limonite, mais qui pourrait être d'origine organique.

La dureté de Moh's des échantillons (basé sur la minéralogie modale observée) varie entre un échantillon de musdtone de 4.3 à aussi élevé que 4.7 dans un échantillon de grès à grains fins, cohérent avec les échantillons étant facilement rayable par l'acier. Le mudstone en particulier est sujet à la séparation des plans des lits rapprochés ou au clivage sur une échelle millimétrique à centimétrique. Des veinules carbonatées surviennent.

La teneur en sulfure peut être localement significative (abondance estimée visuellement seulement), généralement de 1 jusqu'à autant que 2% par volume de très finement divisé, typiquement disséminé de pyrite framboïdale (mais localement nodulaire, autant que 10 %, là où c'est le plus abondant). La chalcopryrite et la sphalérite sont rares.

4.2.4 RÉSISTANCE DU ROC

La résistance en compression du roc le long de l'alignement du tunnel a été évaluée à partir de plusieurs essais de compression uniaxiale (UCS) effectués sur les échantillons de roc. Un histogramme présentant les écarts des valeurs de UCS est présenté à la Figure 4-2 pour tous les essais et organisé selon les domaines géotechniques. Uniquement les échantillons présentant un mode de fracture valide ont été inclus dans cette évaluation. Selon les résultats de l'essai de poinçonnement, un facteur de corrélation entre les essais PLT et UCS de 16-18 semble convenir.

Les résultats des essais de laboratoire montrent un intervalle de valeur entre 10 et 74 MPa, qui se situent dans l'intervalle typique des roches sédimentaires. Les échantillons montrant des valeurs en compression simple plus élevées sont typiquement reliés aux échantillons de turbidites avec un haut pourcentage de grès par rapport aux mudstones et siltstones. L'échantillon avec la plus haute résistance en compression simple (74 MPa) a été pris dans le shale noir durci du forage QEEP-072. Ce matériel est susceptible d'être rencontré le long de l'alignement du tunnel comme un bloc (plutôt que comme une unité continue). Il n'y avait pas de différence notable entre la résistance des échantillons emballés dans la pellicule plastique à la sortie du forage et ceux qui ne l'étaient pas, indiquant que le taux d'humidité en place n'avait pas d'impact significatif sur la résistance en compression simple de ces unités.

Pour les domaines constituant principalement le flysh (domaine 1A, 1B et 3), une valeur de UCS moyenne de 30 MPa a été observée avec un écart entre 10 et 60 MPa pour 24 échantillons. Moins d'échantillons ont pu être testés dans le domaine chaotique (domaine 2A et 2B) dus à un plus petit nombre de forage dans cette région et le manque

d'échantillons appropriés étant donné la présence de plans de faiblesses dans le roc. Selon les 5 échantillons obtenus, un intervalle entre 10 et 75 MPa a été noté.

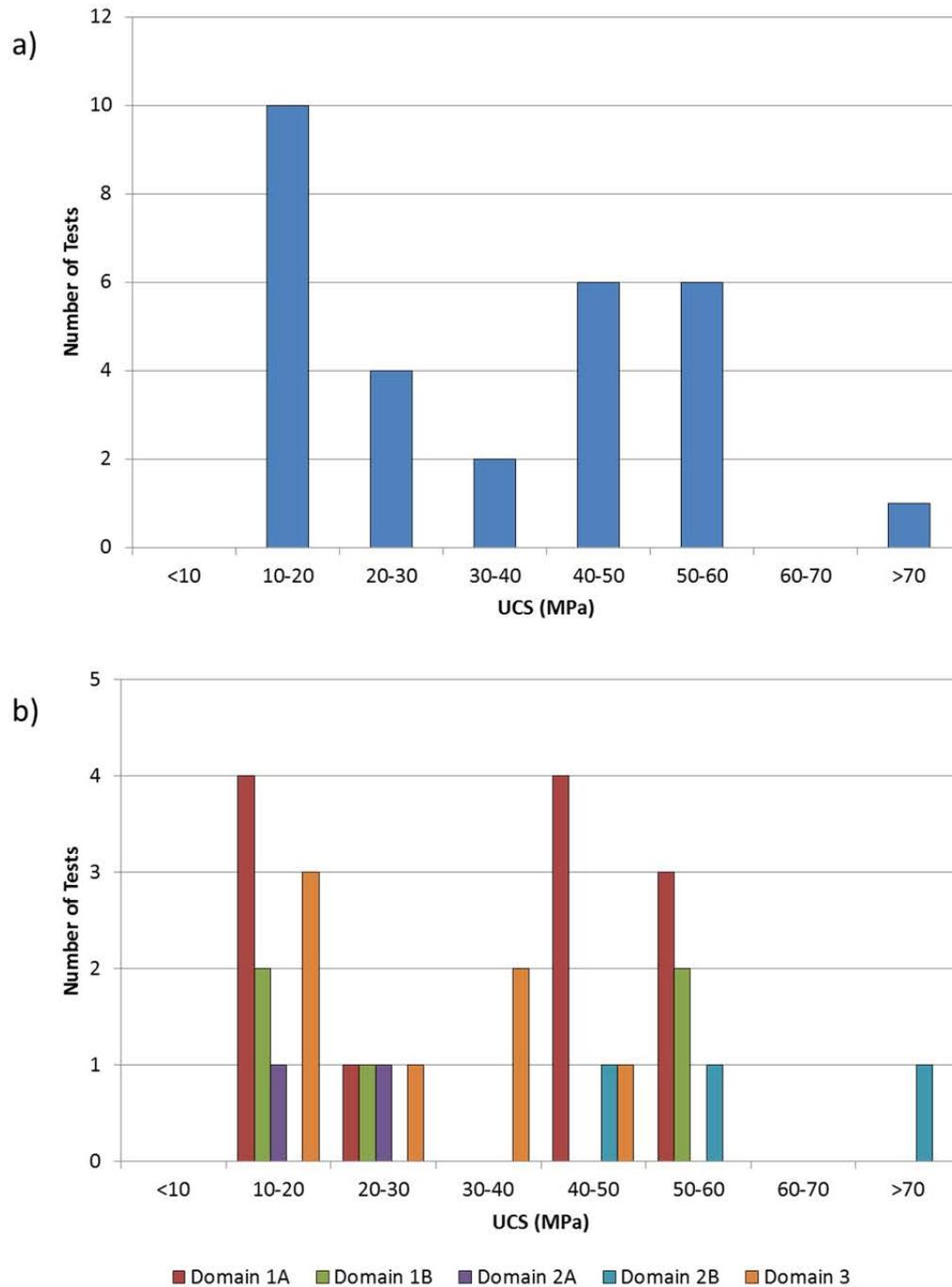


FIGURE 4-2 – RÉSUMÉ DES RÉSULTATS DES ESSAIS UCS (A) POUR TOUS LES ÉCHANTILLONS ET (B) POUR LES DOMAINES GÉOTECHNIQUES.

La résistance en traction du roc a été évaluée indirectement en se basant sur les résultats des essais brésiliens (BTS) réalisés aux laboratoires de Exp à Montréal. Ces tests suggèrent une gamme de résistance à la traction entre -1.2 à -6.9 MPa, avec une valeur moyenne de -3.8 MPa. Il faut noter cependant que les méthodes indirectes surestiment typiquement la résistance en traction réelle du roc. Pour les roches sédimentaires, la résistance en traction directe peut être estimée à 70% de la valeur de résistance en traction brésilienne selon Perras & Diederichs (2014). De ceci, une valeur moyenne de résistance à la traction de -2.7 MPa apparaît plus appropriée.

4.2.5 COMPORTEMENT DES ALTÉRATIONS

Le test de durabilité Slake est utile pour déterminer la résistance du roc, en particulier le roc argileux (p. ex. mudstones, siltstones, quelques grès, ardoises, etc.) combiné à du mouillage et de l'abrasion. Les résultats de l'essai sont exprimés selon l'indice de durabilité Slake, qui est utilisé pour déterminer le comportement de l'altération de l'échantillon. Selon les résultats de l'essai, l'indice de durabilité Slake varie entre 20 et 100%, avec une valeur moyenne de 80%. Ceci indique un fort potentiel d'altération du massif rocheux.

4.2.6 USURE DES OUTILS ET CREUSAGE

Les valeurs de l'indice d'abrasivité Cherchar (CAI) donne des valeurs entre 0.4 et 2.0 avec une moyenne de 1. Les valeurs supérieures à cet intervalle sont typiquement reliées aux échantillons de flysh avec un haut pourcentage de grès relativement au siltstone et au mudstone. Ceci fournit une estimation de l'usure des outils (mineur en continu et couteau sur tunnelier) compris entre faible et moyen.

Les résultats de l'essai de poinçonnement montrent une plage de valeur de pente maximale entre 115 kips/pouce, avec une valeur moyenne de 44 kips/pouce. Ces valeurs sont typiquement associées avec de bon taux de pénétration durant une excavation par tunnelier.

4.2.7 PRÉSENCE DE GAZ

La décomposition de la matière organique dans les roches sédimentaires peut poser un risque durant la construction d'un tunnel s'il n'est pas convenablement atténué. Pour évaluer le potentiel de dégagement gazeux durant la construction du tunnel, des mesures de concentration de CH₄, CO, H₂S et O₂ ont été effectuées aux forages QEEP-059, 075A, 074, 074A et 072.

Une lecture à 17% de la limite inférieure d'explosivité de CH₄ a été enregistrée au forage QEEP-074A et de 4-5% au forage QEEP-059. Des niveaux de CO entre 16 à plus de 500 ppm ont également été observés au forage QEEP-059. Même si le H₂S n'a pas été observé, ceci ne veut pas dire que le H₂S n'est pas présent dans le massif rocheux. La méthode d'échantillonnage de gaz durant la campagne d'investigation était limitée à la section supérieure du forage, cependant le H₂S est plus lourd que l'air, ce qui signifie qu'il pourrait être juste au-dessus de la nappe phréatique. Selon ceci, des méthodes de mitigations

(c'est-à-dire une ventilation adéquate, une surveillance des gaz et la prescription d'utilisation d'appareils électriques surs) devraient être utilisées lors de la construction du tunnel pour réduire les risques à un niveau acceptable.

4.2.8 EAUX SOUTERRAINES

4.2.8.1 CONDITIONS D'EAU SOUTERRAINES ET INFILTRATIONS PRÉVUES

Les conditions d'eau souterraines et les infiltrations d'eau prévues le long de l'alignement du tunnel ont été évaluées selon les conditions de topographie du site, de la géologie le long de l'alignement et l'environnement géologique général. La profondeur de la nappe phréatique est présumée vraiment peu profonde aux portails nord et sud et le long de la traversée du fleuve St-Laurent. Des pressions hydrostatiques pourraient exister et varier selon la topographie et la profondeur du tunnel.

Les données de perméabilité du massif rocheux des essais Packers hydrauliques en simple et en 5 stades exécutés lors de la campagne d'investigation de site de 2014 ont été utilisées pour cette évaluation. Tandis que la majorité des résultats indiquent que le roc était relativement serré (55 des 84 tests n'ont indiqué aucune condition d'écoulement), des valeurs de Lugeon interprétées jusqu'à 17.2 ont été observées (1 Lugeon est l'équivalent d'une conductivité hydraulique de 1.0×10^{-7} m/s). Un résumé de la distribution des valeurs de Lugeon est illustré à la Figure 4-3.

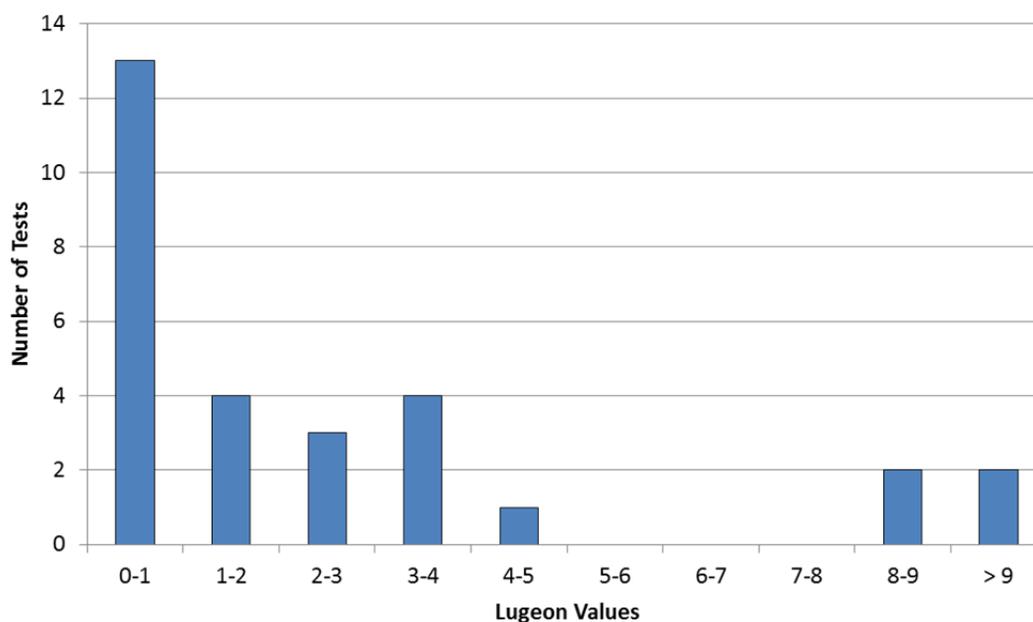


FIGURE 4-3 – RÉSUMÉ DES VALEURS LUGEON INTERPRÉTÉES DES ESSAIS PACKER SIMPLE ET 5 STADES.

La perméabilité du massif rocheux de la zone de la zone de faille majeure possible n'a pas été mesurée durant le programme d'investigation et a été présumée sans confinement et supérieure au massif rocheux avoisinant. Les perméabilités du massif rocheux utilisées pour prédire les infiltrations d'eau souterraines sont présentées dans la Table 4-2.

TABLE 4-2 – PERMÉABILITÉ DU MASSIF ROCHEUX POUR LES PRÉDICTIONS DE VENUES D'EAU SOUTERRAINES.

Roc/Type d'entité	Perméabilité rocheuse (m/s)	
	Non-injecté	Injecté
Massif rocheux – Faible perméabilité	5.0×10^{-8}	(pas nécessaire)
Massif rocheux – Haute perméabilité	2.0×10^{-7}	1.0×10^{-7}
Linéament	1.0×10^{-6}	1.0×10^{-7}
Faille à haute perméabilité – Noyau	5.0×10^{-6}	1.0×10^{-7}
Faille à haute perméabilité – Zone extérieure	3.0×10^{-6}	1.0×10^{-7}
Faille à faible perméabilité – Noyau	3.0×10^{-6}	1.0×10^{-7}
Faille à faible perméabilité – Zone extérieure	1.0×10^{-6}	1.0×10^{-7}

Les infiltrations d'eaux souterraines vont se propager le long des fractures et dans les failles majeures et/ou dans les zones fracturées intersecté sur l'alignement du tunnel existant. Les infiltrations projetées le long de l'alignement du tunnel ont été évalué selon l'approche de Heuer (1995, 2005) pour les conditions de zones de failles injectées et non-injectée et les perméabilités rocheuses assumées sont présentées à la Table 4-2. Malgré les perméabilités supposées pour les prédictions d'infiltration d'eau, il faut noter que des perméabilités de massifs rocheux supérieure peuvent exister selon les conditions de roc le long de l'alignement du tunnel étant donné la présence de fractures ouvertes à des profondeurs qui ne sont pas inhabituelles selon des expériences passées dans des environnements géologiques similaires.

Des conditions non-injectées supposent qu'il n'y a pas d'injection de la zone de faille présumée et des conditions injectées supposent que toutes les zones de faille présumées sont injecté à une perméabilité maximale de 1×10^{-7} m/s. Les prédictions d'infiltrations d'eau souterraines le long de l'alignement du tunnel sont présentées pour la zone nord (tunnel de démarrage de la rive nord) et la zone sud (tunnel de démarrage de la rive sud et excavation du tunnel) à la Table 4-3.

TABLE 4-3 – INFILTRATIONS D'EAU SOUTERRAINES MAXIMALE PRÉDITES.

Section du tunnel	Infiltrations d'eau souterraines maximales prédites (L/s)	
	Non-injecté	injecté
Zone nord	2.3	0.4
Zone sud	28.2	7.0

Les infiltrations d'eau souterraines prédites représentent un débit mineur à moyen qui nécessitera d'être contrôlé par des pompes durant l'excavation du tunnel pour minimiser les délais de la progression. Des venues d'eau supérieures à celles prédites peuvent également être attendue résultant d'une mauvaise injection spécialement aux intersections avec les zones de failles majeures.

Toutes les failles ou zones de fractures présumées seront préforé à l'avant de l'excavation étant donné que le préforage sera obligatoire pour tout la longueur du tunnel. L'injection pré-excavation pour chaque zone fracturée ou de faille majeure doit être effectuée avec le préforage durant les excavations pour minimiser les impacts d'une possible inondations durant les travaux d'excavation ou des infiltrations d'eau à long terme qui nécessiteraient des traitements de la qualité de l'eau avant leur expulsion.

4.2.8.2 QUALITÉ DE L'EAU SOUTERRAINE

Un exercice initial de sélection a été effectué concernant les résultats de la qualité de l'eau obtenus du forage QEEP-059 (résumé dans EE4930-JOV-C-RP-0202) et du tunnel TQM. Cet exercice consiste en:

1. Revue des éléments testés individuellement / des composés ciblés par les règlements provinciaux et fédéraux d'environnement pour les standards d'eau potable et d'eau douce;
2. Identification des traitements particuliers requis / enjeux pour satisfaire aux exigences sur les rejets d'eau (ou autre règlement applicable).
3. Identification des composés chimiques défavorables qui pourraient potentiellement avoir un impact sur les matériaux de constructions et les opérations (par exemple la corrosion de l'acier et du béton).

Sur la base de cette évaluation, les conclusions préliminaires suivantes peuvent être tirées en ce qui concerne la qualité des eaux souterraines:

Évacuation des eaux souterraines

- Les solides en suspension totaux (TSS) sont très élevés pour l'échantillon au forage QEEP-059 (630 mg/L) mais ceci est le résultat de la méthode d'échantillonnage et n'est pas représentatif de l'infiltration. Dans tous les cas, les eaux de constructions avec un fort TSS devront être traitées pour réussir le critère de 15 mg/L (valeur typique) sur une moyenne maximale limite de 30 mg/L (journalière). Les valeurs observées sont environ 20 à 40 fois plus élevées que celles mentionnées ci-dessus.
- Les valeurs des métaux ne montrent pas de valeurs qui semblent présenter un problème pour le traitement et la décharge.
 - L'aluminium et le fer sont en forte concentration mais la plupart sous la forme solide (non dissous) et seront très probablement réduits avec le retrait des TSS.
 - Le plomb et le zinc pourraient être un problème potentiel mais sont pour la plupart solide et non-dissous. Ils seront également probablement retirés avec les TSS.
- L'ajustement du pH ne sera pas requis étant donné qu'il est dans un intervalle typique de critère de décharge (6.5 à 9).

Traitements requis

- Les contaminants doivent être traités selon des processus réglementaires approuvés qui consiste en une procédure de coagulation-floculation. Comme Al, Fe, Pb et Zn sont principalement des solides et que les concentrations des métaux dissous sont faibles, il est prédit que la fraction solide sera retirée par décantation du processus de traitement TSS.
- Le choix du coagulant utilisé doit être pris avec soin, puisque l'utilisation d'un coagulant à base de fer ou d'aluminium pourrait augmenter la concentration résiduelle de métaux dans l'eau.
- La distribution de tailles de particules du TSS doit être effectuée selon la capacité de décantation. Il faut noter qu'une valeur élevée de TSS peut être liée à une erreur d'échantillonnage, et que donc une caractérisation plus poussée doit être effectuée pour confirmer cette valeur.
- Lorsque disponible, les exigences du traitement de l'eau devraient être comparées avec le critère de décharge attendus qui sera exigé dans le certificat d'autorisation du Ministère du Québec (p. ex. le critère de décharge spécifique au projet).

Risque de corrosion des tuyaux en acier ou en béton

- En assumant que des tuyaux revêtu ABR seront utilisés, le risque de corrosion sera considéré comme faible. Ceci serait encore plus vrai si le remplissage en béton était utilisé et/ou avec protection cathodique. Ceci est basé sur :
 - La mesure du pH dans les forages est légèrement alcalin, ce qui est bénéfique pour l'acier.
 - Le niveau de chlorure indique un risque faible de corrosion.
 - Les niveaux de sulfate / sulphures indique un risque faible pour la corrosion ou l'attaque du béton.
- La présence de sulfate réduit la présence de bactérie ou d'espèce telle que les bactéries oxydantes Fe/Mn qui n'auraient pas été écartées. Ces espèces peuvent attaquer les aciers enterrés et le béton. De plus, comme le niveau d'oxygène diminue avec la profondeur, il est possible que différents niveaux d'oxygène dissous le long du chemin établissent des cellules d'air différentielles et accélèrent la corrosion dans certaine région.

4.2.9 CARACTÉRISATION DU MASSIF ROCHEUX

La qualité du massif rocheux a été évaluée par Exp selon les classifications RMR (Rock Mass Rating, Bieniawski, 1984) et l'indice de classification de la qualité du massif rocheux modifié (Q', Barton et al. 1974). Cette évaluation a été complétée par Exp en fonction des inspections des carottes de forages exécutés le long de l'alignement du tunnel. Le système de classification RMR est basé sur 5 paramètres qui décrivent les conditions du roc selon la résistance UCS de la roche intacte, la désignation de la qualité de la roche (RQD), l'espacement des fractures, la condition de la fracturation et les conditions d'eau souterraines. En revanche, la classification du système Q' est basée sur 4 paramètres incluant le RQD, l'ensemble des familles de joints (supposé d'être au moins 3), la rugosité des joints et l'altération.

Un résumé global de la qualité du massif rocheux pour chaque forage est illustré à la Figure 4-4 et à la Figure 4-5 selon le RMR et le Q', respectivement. De façon générale, la majorité des conditions du massif qui devraient être rencontrés le long du tunnel sont décrits comme étant "Fair". La plus faible valeur se trouve dans le domaine 2B (forages QEEP-073 et 072), qui sont décrits comme étant "Poor-Fair", alors que la meilleure qualité a été vue dans le domaine 1A (forages QEEP-059, 078 et 077), qui sont décrits comme étant "Fair-Good".

Alors que Q' est quantifié pour chaque longueur de forages, il est recommandé qu'une évaluation de Q (qui inclut le facteur de réduction de contraintes, le SRF et le facteur de réduction hydraulique des joints, J_w) soit complétée dans un stade futur de la conception pour obtenir une meilleure compréhension des conditions globales du massif rocheux le long de l'alignement du tunnel. Afin de déterminer la faisabilité du tunnel selon les conditions

observées et la revue des informations régionales, le soutènement prescrit et les méthodes d'excavations (discuté dans la section 5) sont considérés acceptables pour les valeurs attendues de SRF et J_w .

Compte tenu de l'évaluation de la qualité du massif rocheux, la petite quantité de familles de joints rapprochés dans le relevé à la géocaméra et les fortes contraintes verticales anticipées de l'information sur les contraintes régionale en place, il est anticipé, à ce stade du projet, que le mode de rupture dominant durant l'excavation du tunnel sera l'effritement avec le risque de compression localisée dans les zones de faiblesse. La pression du soutènement sélectionné devra permettre des pressions internes adéquates pour conserver la forme du tunnel et aussi éviter les blocs de roc de tomber dans l'excavation.

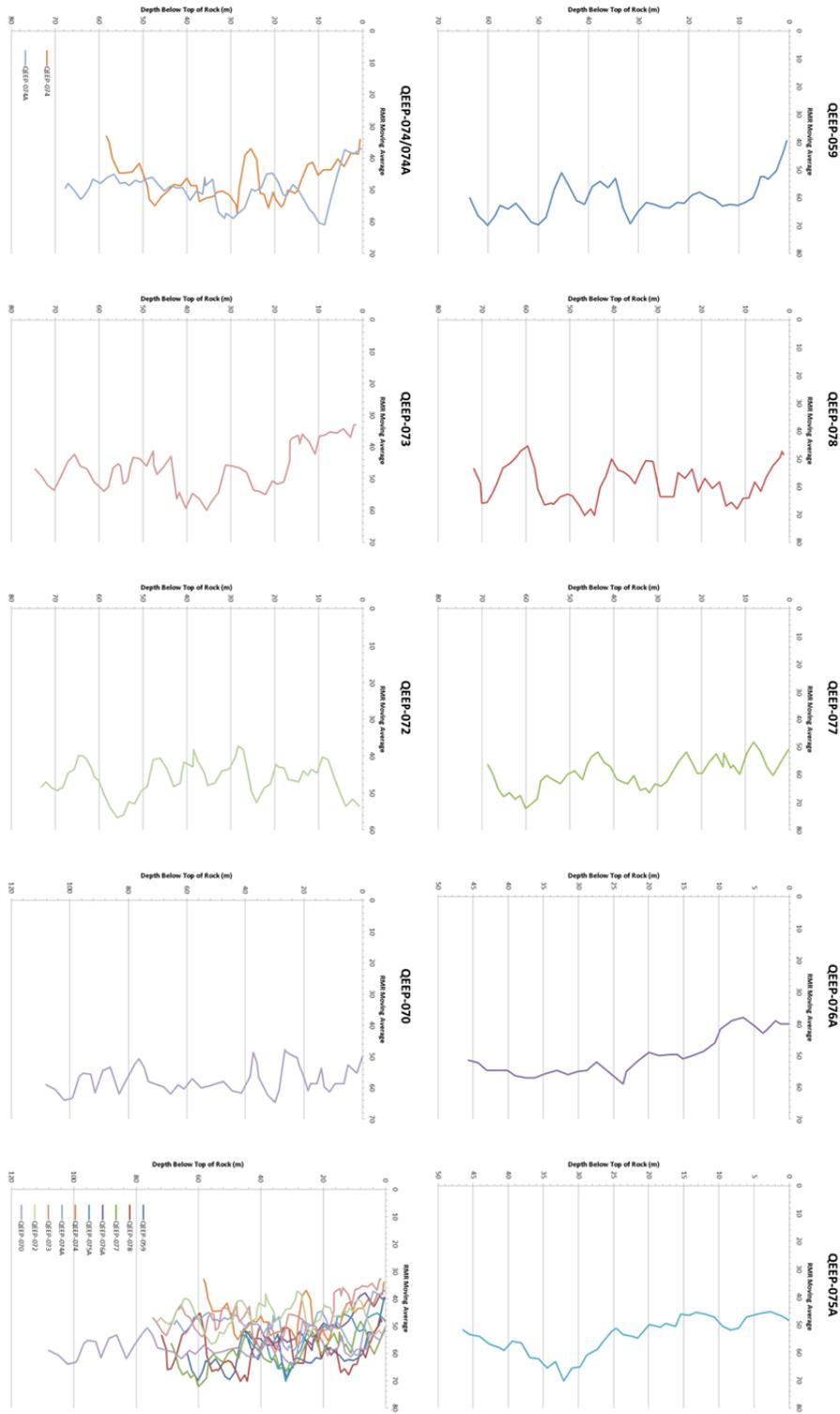


FIGURE 4-4 – RÉSUMÉ DU DÉPLACEMENT DES MOYENNES POUR LE RMR (3 POINTS) POUR TOUS LES FORAGES.

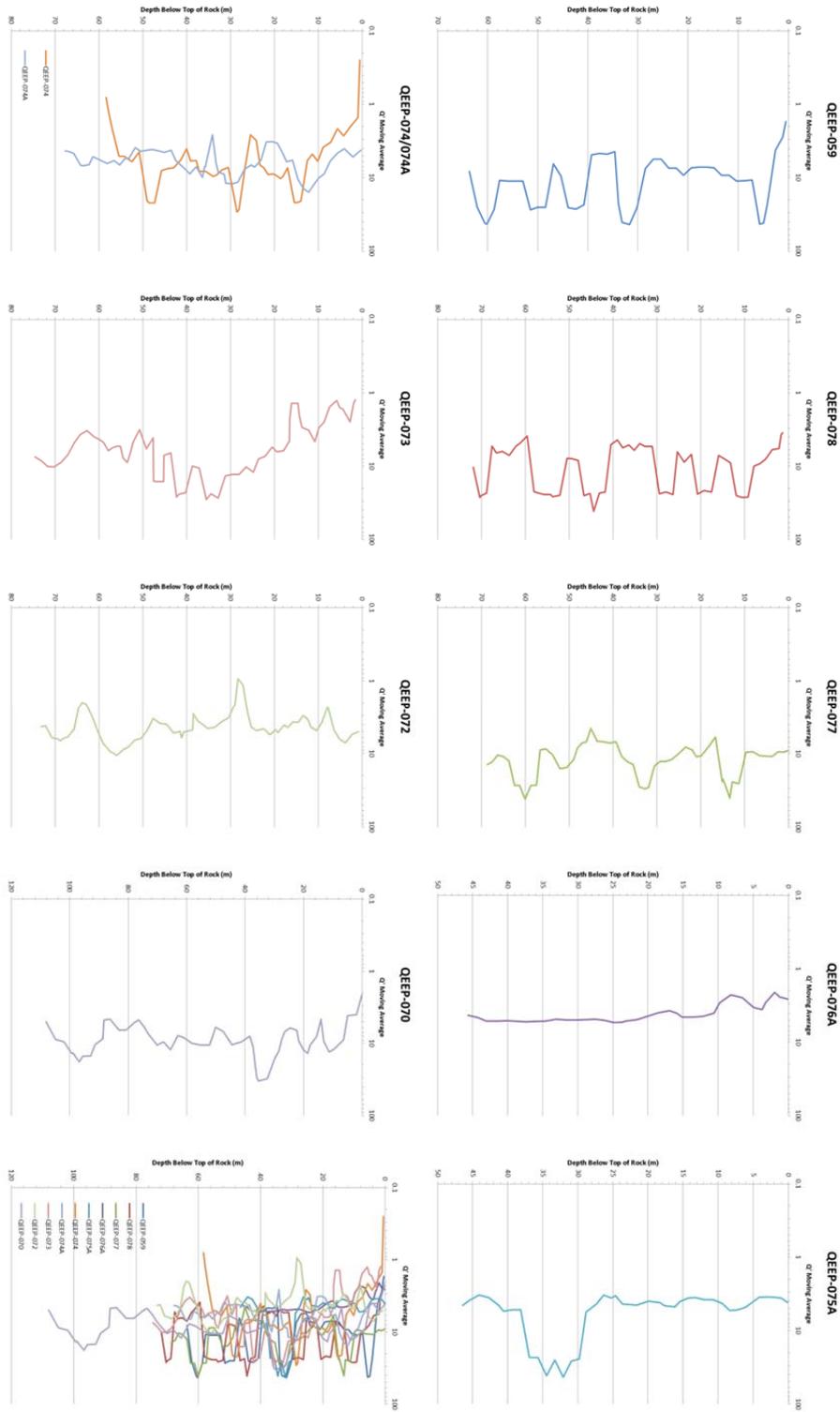


FIGURE 4-5 – RÉSUMÉ DU DÉPLACEMENT DES MOYENNES POUR LE Q' (3 POINTS) POUR TOUS LES FORAGES.

5 CONCEPTION DU PORTAIL ET DU TUNNEL

HMM a été mandaté pour compléter une étude de faisabilité pour le tunnel. L'étude a été basée sur les standards actuels de conception des tunnels et des pipelines en accord avec les règlements applicables.

5.1 CAS DE BASE ET OPTIONS DE CONCEPTION

Le mandat de cette étude de faisabilité comprend une étude comparative pour analyser les avantages et les inconvénients des options de remplissage du tunnel et celle de le laisser ouvert et accessible. La décision sur le type de tunnels (avec remplissage ou accessible) a un impact direct sur l'étude de faisabilité, les activités de construction et l'échéancier de réalisation. Une synthèse sommaire des avantages et inconvénients pour un tunnel avec remplissage par rapport à un tunnel ouvert et accessible, qui permet une entrée d'une personne comme c'est le cas pour le tunnel de TQM situé en aval, est présentée au tableau 5-1.

Après une discussion entre PLC et HMM, il a été décidé que le remplissage du tunnel sera traité comme le scénario de référence pour les besoins de l'étude de faisabilité. Ainsi, ce rapport se concentre sur la discussion des différentes hypothèses pour la conception et des considérations de constructibilités associées au tunnel avec remplissage.

Une brève discussion sur les considérations de conception pour un tunnel accessible est fournie en Section 9.

TABLE 5-1 – AVANTAGES ET DÉSAVANTAGES DU TUNNEL AVEC REMPLISSAGE.

Avantages du tunnel avec remplissage	Désavantages du tunnel avec remplissage
Méthodologie connue et relativement maîtrisée sur plusieurs projets de tunnel pour des pipelines (Se référer à la Section 6.1.1 pour des exemples).	Étant donné qu'il n'y aura pas d'accès (ou très limité) au pipeline dans un tunnel remblayé, les aspects potentiels de constructibilité et de maintenance doivent être considérés et résolus pendant les phases de conception, de construction ou d'opérations. Par exemple, un soin particulier doit être
Ne requiert pas de revêtement final pour les tunnels en roc étant donné que le remblai sert de support permanent autour du pipeline. Le support du tunnel durant l'excavation est temporaire. Dans le tunnel en roc, ceci élimine les exigences d'installation d'un revêtement en béton coulé en place ou des voussoirs en béton préfabriqué.	
Comme le support du tunnel est considéré de nature temporaire, (même si sa capacité peut résister pour un certain temps), il n'y a pas de risque de rupture du revêtement final qui pourrait endommager le pipeline comme dans le cas de configuration de tunnel accessible (même si ce risque est très faible si le revêtement final est bien conçu et construit).	

Avantages du tunnel avec remplissage	Désavantages du tunnel avec remplissage
Ne requiert pas d'installer des systèmes de blocks pour ancrer le pipeline, de support permanent du pipeline ni de boucles d'expansion aux deux extrémités du pipeline dans le tunnel étant donné que le pipeline est restreint par le remblai de la même manière que dans une tranchée couverte et les variations de température sont similairement réduites.	Apporté pour assurer qu'une capacité adéquate du pipeline est suffisante tout au début. Ceci peut se faire par un pipeline supplémentaire ou un diamètre plus grand.
Fourni une protection additionnelle contre la corrosion par le pH du béton de remblayage.	Étant donné que le pipeline ne sera pas accessible, la durée de vie de conception doit être garantie par des mesures telles que spécifier une protection anti-corrosive (enduit aux tuyaux, ou protection cathodique comme requis) et des inspections à l'intérieur des tuyaux faisant partie du programme de maintien et de prévention de la part de TCPL.
Ne requiert pas la construction des ouvertures ou structures permanentes aux deux extrémités du tunnel, incluant le maintien des portails ou puits d'accès.	
Besoins réduits en acquisitions foncières aux portails pour le tunnel remblayé par rapport à l'option du tunnel accessible étant donné qu'il n'y a pas besoins de grandes infrastructures civils, électriques et de communications et d'accès de véhicules, etc.	
Élimine le besoin des équipements de lutte contre incendie, de structures de revêtement final et de structures de surface durant l'opération.	
Réduit le coût d'opération étant donné qu'il n'y a pas d'exigences de visites régulières pour l'inspection des tuyaux, de la structure, des équipements de mesures, etc. qui impliquerait le personnel du propriétaire ou personnel externe.	Comme pour le forage horizontal directionnel ou autres sections de tuyaux enfouis, toutes les inspections régulières devront se faire de l'intérieur du pipeline.
Réduction des travaux permanents associés au remblayage total du tunnel, par peu de conception par le propriétaire, moins coûteux de spécifier et de contrôler un mode de réalisation par conception-construction. La plupart de la conception se fera pour des travaux temporaires qui sont typiquement conçus par l'Entrepreneur.	
Augmentation de la sécurité dans le tunnel étant donné que le tunnel est remblayé et enfouis sans accès aux tuyaux ni au tunnel.	Les tuyaux devront être conçus opérés et maintenus d'une manière qui ne requiert pas de remplacement ni de réparation pour toute la durée de vie du projet.
Les besoins d'opérations et de maintenance (main-d'œuvre, formation, équipement) ne sont pas différents des autres sections du pipeline – pas d'exigences additionnelles concernant le tunnel.	

5.2 AUTRES OPTIONS DE CONSTRUCTION POUR TRAVERSER LE FLEUVE

TCPL a demandé à HMM d'inclure une brève discussion sur d'autres types méthodes de construction pour traverser le fleuve incluant les microtunnels et le forage horizontal directionnel, ainsi qu'une discussion sur leur adaptabilité et limitations comme alternatives viables par rapport à l'option d'excavation du tunnel.

5.2.1 MICROTUNNEL

L'excavation par les techniques de microtunnel consiste en une opération contrôlée à distance, guidé, avec une face pressurisée, et une technique d'avancement par fonçage où les tubes sont enfoncés (typiquement des tuyaux en béton armé préfabriqué ou métalliques) par des vérins hydrauliques qui poussent ou maintiennent en place les tuyaux à partir d'un puits d'accès ou de réception. La caractéristique de face pressurisée réfère à l'habileté de cette méthode sans tranchée d'appliquer une pression positive stabilisante de la face en tout temps dans tous les types de sol et de roc et sous des pressions hydrauliques typiques maximales de 3 barres (environ 30 m). Des machines de plus grand diamètres ont été fabriquées pour gérer des pressions hydrauliques allant à 10 barres (100 m), mais ces machines doivent être équipées des composants spéciaux pour gérer des pressions élevées.

En Amérique du nord, les installations de microtunnels en roc sont typiquement limitées à des tronçons de moins de 300 m de long à cause des risques associés à l'usure des disques de coupes liées à la nature abrasive des matériaux rocheux. Malgré les avancées récentes en disques de coupe et des machines plus grandes qui sont équipées des portes d'accès, de disques changeables depuis l'intérieur et des systèmes de maintien de pression d'air ont étendu les longueurs de tronçons de microtunnel plus grand que 600 m, ce qui reste beaucoup moins long que la longueur de 4.4 km requise. Ainsi, le microtunnelage n'est pas considéré comme une alternative faisable pour traverser le fleuve.

Il faut noter que faisant partie de l'option principale de base d'excavation par tunnel, HMM inclut une distance courte (environ 170 m) de microtunnel à la rive nord pour amener le tuyau depuis la base du puits nord à la surface (discussion détaillée en Section 0).

5.2.2 FORAGE HORIZONTAL DIRECTIONNEL

Cette méthode consiste en une mise en place d'une foreuse de forage horizontal directionnel pour forer un forage pilote suivi par des passes d'un alésage et de pistonnage pour agrandir le forage à un diamètre final qui est typiquement 12 pouces plus grand que le diamètre du tuyau. Les fluides de forages sont pompés dans le trou à travers le tuyau de forage et l'assemblage de fond de trou où ils se mélangent avec les matériaux de mort terrain ou de roc du site pour former une boue. Cette boue coule vers l'entrée ou la sortie du forage horizontal directionnel en réponse à gradient de pression fluide induit qui est généré par le pompage des liquides de forage. Dans le trou de forage, ces fluides servent plusieurs fonctions pour aider à conditionner le terrain et d'enlever une portion de matériaux excavés

et permettre l'installation des tuyaux. Les opérations de forage horizontal directionnel traditionnelles incluent l'installation d'une foreuse à une location et de forer vers l'endroit de sortie.

Pour des installations plus longues ou des traverses où le tube conducteur est requis des deux côtés de l'installation, l'utilisation de forage et d'installation d'une stratégie de système d'intersection est communément employée. Cette méthode consiste à utiliser deux foreuses (une foreuse de chaque bout de l'installation) pour forer des forages pilotes qui sont dirigés l'un vers l'autre de façon qu'ils se croisent à un endroit visé, communément identifié au milieu du croisement.

En Amérique du nord, le forage horizontal directionnel des tuyaux NPS 42 a été complété pour des longueurs d'environ 2,000 m (tableau 5-2). Comme 4.4 km serait la plus grande longueur de traversée pour cette taille de tuyau au monde, les risques de bris pour l'option de forage horizontal directionnel sont considérablement très élevés et difficile à quantifier étant donné qu'il n'y a pas de projet similaire et comparable pour cette longueur pour cette taille diamètre. Les conséquences d'un bris seraient aussi très élevées étant donné que la seule alternative de récupération serait d'excaver un tunnel. Étant donné les jalons d'échéanciers fournis par TCPL, dans le cas d'un bris pour l'option de forage horizontal directionnel, il n'y aura pas de temps nécessaire pour excaver un tunnel et donc la date de « mise en service » sera repoussée. Ainsi, l'option de forage horizontal directionnel est jugé ne pas être convenable pour la traversée du fleuve.

TABLE 5-2 – CAPACITÉ DU HDD SELON LA LONGUEUR DE L'INSTALLATION ET LES DIAMÈTRE DE TUBAGE. LE NUMÉRO DE CHAQUE CASE REPRÉSENTE LE NOMBRE D'ÉTUDE DE CAS DE HDD POUR CES SITUATIONS.

Installation Diameter (Casing Pipe)	Installation Length												
	1,000 m 3,281 ft	1,200 m 3,937 ft	1,400 m 4,593 ft	1,600 m 5,250 ft	1,800 m 5,906 ft	2,000 m 6,562 ft	2,200 m 7,218 ft	2,400 m 7,874 ft	2,600 m 8,531 ft	2,800 m 9,187 ft	3,000 m 9,843 ft	3,500 m 11,484 ft	3,750 m 12,304 ft
200 mm (8 inch)	16	7	14	4	5	9	4	0	0	0	1	0	1
250 mm (10 inch)	9	6	4	11	0	0	3	1	0	0	0	0	0
300 mm (12 inch)	13	10	8	3	2	1	0	1	1	0	0	0	0
350 mm (14 inch)	3	5	3	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0
400 mm (16 inch)	9	4	3	6	4	1	3	0	0	0	2	0	0
450 mm (18 inch)	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
500 mm (20 inch)	6	9	9	1	0	1	2	1	0	0	0	0	0
600 mm (24 inch)	26	29	9	11	8	4	1	1	0	0	1	0	0
750 mm (30 inch)	20	10	9	9	7	3	1	2	0	0	1	0	0
900 mm (36 inch)	22	19	21	5	1	1	0	0	0	0	0	0	0
1050 mm (42 inch)	29	21	11	5	1	1	0	0	0	0	0	0	0
1200 mm (48 inch)	1	2	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

	Within typical capabilities of industry. Multiple experienced contractors.
	Zone of limited industry application. Considered feasible with an experienced contractor and favourable ground conditions.
	Exceeds current capabilities of industry. Considered risky even with an experienced contractor and favourable ground conditions.

5.3 LE PROFIL DU TUNNEL

Le profil préliminaire du tunnel est montré au croquis HMM 343843-TU-120-S0-0001 dans l'annexe A. La section suivante présente une discussion sur les grandes hypothèses associées au tracé. Il faut noter que les courbes verticales le long du tracé ont été conçues avec un rayon de courbure de 1000 m (discuté en détail à la Section 6).

5.3.1 COUVERTURE MINIMALE DU ROC

Pour assurer la stabilité de l'excavation, une profondeur convenable du tunnel doit être garantie le long du tracé. Cette profondeur est typiquement basée sur l'épaisseur minimale acceptable de couverture de roc sain au-dessus du toit du tunnel et dépend donc fortement de la précision à prédire le profil du toit de roc. Des mesures de conservatismes sont typiquement imposées aux tunnels subaquatiques, en particulier pour ce qui concerne la couverture minimum du roc au-dessus du tunnel.

Comme discuté à la Section 3.2.3, un programme extensif de d'investigation géophysique (aussi bien sous-marine que terrestre) n'est pas encore complété le long du tracé. Ce programme est prévu d'être complété au milieu de l'année 2015 en temps opportun pour l'incorporer dans la phase suivante de la conception. Sans élévation du toit du roc depuis ces investigations géophysiques, une ébauche préliminaire du profil géologique vertical a été développé pour cette étude de faisabilité qui assume que le profil du roc est linéaire entre les forages et qu'il n'y a pas de variabilité latérale de l'élévation du roc depuis les forages effectuées à une distance de 100 m du tracé du tunnel proposé. Le niveau d'incertitude associée au profil vertical du roc est grandement réduit pour les endroits où des affleurements presque continus ont été observés le long ou proche du trace pendant les campagnes de relevés géologiques et aux endroits où le tunnel est relativement profond comparé à l'élévation de la surface telle que des différences mineures en profil du roc auront très peu d'effet sur les recommandations de couverture minimum du roc. À ces endroits, il y a une grande flexibilité d'optimiser (si requis) le profil en diminuant la couverture de roc. Le niveau d'incertitude reste élevé, cependant, là où il y a un grand espacement entre forages, là où il n'y a pas d'affleurements rocheux et aux endroits où l'élévation du toit du roc est faible où a une influence significative sur le profil vertical du tunnel. Ceci est particulièrement important aux endroits tels qu'à la réserve naturelle des Battures de Saint-Augustin-de-Desmaures à la rive nord et sous la voie maritime du St-Laurent au milieu du tracé où il y a un espacement de 700 et 740 m entre les forages. Pour réduire le niveau d'incertitude, HMM a augmenté la profondeur minimale présumée entre le toit du roc projeté et l'élévation du tunnel.

Même si les conditions de roc vont certainement changer latéralement et le long du fleuve St-Laurent, la tendance globale peut être projetée depuis les endroits des affleurements rocheux les plus bas et leurs élévations. C'est à cette fin que les conditions géologiques le long du tracé du tunnel TQM ont été revues pour établir la variabilité du profil vertical

proposé en se basant sur les résultats des forages et des investigations géophysiques. En comparant le profil géologique du tunnel de TQM (tiré des plans 1541-WX-002 – Rev 5, date d'août 1995) aux élévations du toit du roc des forages effectués, il en ressort que les toits de roc les plus bas sont situés plus au sud (ou proche de la voie maritime). Une revue plus détaillée de la variabilité du toit du roc le long du tunnel de TQM a montré des fluctuations typiques (qui ne sont pas reliées aux affaissements du roc) de l'ordre de 15 m. Cette variabilité a été utilisée par HMM pour établir le critère de couverture rocheuse (discuté plus bas). En plus, HMM a aussi regardé l'élévation la plus basse du toit du roc sous le fleuve St Laurent le long du tracé du tunnel de TQM. L'élévation la plus basse sur le tracé du tunnel TQM (-60 msnm) correspond de manière très proche à la plus basse élévation du toit du roc rencontrée le long du tracé (à savoir -60.74 msnm dans le forage QEEP-075A). Même si ce n'est pas encore définitif, la proximité de l'information avoisinante et les hypothèses sur le fond historique du fleuve correspondrait à une élévation similaire du radier du tunnel ce qui impliquerait que l'élévation du toit du roc rencontrée dans le forage QEEP-075A n'est pas très haut par rapport aux affaissements auxquels on s'attend le long du tracé proposé.

Pour finir, HMM a utilisé les critères suivant pour la couverture minimale du roc le long du tracé pour les besoins des études de faisabilité:

- Aux portails
 - Accès et sortie: un diamètre de tunnel sous le toit du roc.
- Section du tunnel sous le fleuve
 - 25 m de couverture sous le toit du roc pour tenir compte des incertitudes liées au profil du roc qui sont associées : aux fluctuations de l'élévation du toit du roc, à l'épaisseur du roc altéré et à une épaisseur suffisante de roc compétent situé directement au-dessus du tunnel.
 - 15 m additionnels pour tenir compte de la variabilité de l'élévation du roc aux endroits sans affleurements rocheux ni données géophysiques.

Il est important de noter que cette approche n'adresse pas complètement les risques associés à une couverture insuffisante du roc. HMM recommande vivement que la surface du toit du roc soit mieux définie entre les forages existants (par des investigations géophysiques ou autres) avant de commencer la conception détaillée. Pour les besoins de compléter l'étude de faisabilité, la combinaison de l'information existante et la profondeur proposée du tunnel sont jugées acceptable. Si des informations supplémentaires permettant de réduire le niveau d'incertitude sur la couverture rocheuse sont obtenues plus tard (après que les résultats du programme d'investigations géophysiques seront disponibles), il reste suffisamment de flexibilité dans les composants de la conception pour augmenter la couverture du roc. En particulier, étant donné que les affaissements du roc sont situés dans le secteur du centre de

la voie maritime, la profondeur de la couverture du roc peut être augmentée moyennant des modifications mineures dans les élévations du tunnel foré.

5.3.2 PENTE DU TUNNEL

Une pente maximale du tunnel de 15% a été supposée pour les tunnels d'accès et de sortie (discuté en détail dans les sections ci-dessous), étant donné que cette pente est considérée être une limite supérieure raisonnable pour des engins pneumatiques. La pente de 15% peut être adoucie, mais ceci résulterait en un allongement du tunnel aux deux rives.

L'allongement du tunnel augmentera le coût et la durée des travaux, surtout à la rive sud où on s'attend à ce que l'épaisseur du mort terrain augmente rapidement au sud de l'endroit où le portail est actuellement situé.

Le long du tunnel sous le fleuve St-Laurent, des pentes plus douces sont préférées pour permettre d'utiliser le rail pour transporter les matériaux. Même si des pentes allant jusqu'à 45 degrés ont été utilisées avec succès pour la construction des tunnels hydroélectriques et miniers, HMM s'attend à ce que des pentes plus élevées que 3.5 degrés (6%) vont causer des problèmes pour le déblayage des matériaux excavés (engins pneumatiques ou des véhicules spécialisés sur rail seront requis) en même temps que l'installation des tuyaux. Ainsi, HMM préfère des pentes plus faibles que 6%.

5.4 METHODES D'EXCAVATION DU TUNNEL

L'excavation du tunnel peut être réalisée en utilisant un certain nombre de méthodes variées. Ces méthodes sont typiquement regroupées en méthode conventionnelle de forage et dynamitage et aux méthodes de creusement par fraiseuse ou tunnelier. Les détails de chaque méthode sont présentés dans les sections suivantes.

5.4.1 FORAGE ET DYNAMITAGE

L'excavation souterraine par forage et dynamitage implique la fracturation du roc par l'utilisation d'explosifs. Le cycle commence par forer une série de trous horizontaux parallèles en suivant des patrons et une longueur prédéfinie. Une fois que le forage des trous est complété, chaque trou est bourré d'explosifs et de détonateur de temps de délai, souvent référé comme le détonateur. Pour exploser le volet et donc fracturer le roc, les détonateurs dans chaque trou sont connectés ensemble en utilisant des fils électriques ou des cordons de choc non-électriques. Une fois connectés, tous les patrons ou « volet » sont détonnés depuis une distance de sécurité en utilisant un équipement qui fait déclencher tous les détonateurs dans les trous. Lorsque que le matériau est explosé, le site est ventilé et le roc broyé est enlevé depuis la nouvelle zone excavée, avant d'installer le soutènement temporaire. Le cycle de forage et dynamitage est montré à la Figure 5-1.

Le forage et dynamitage est une méthode d'excavation flexible étant donné que la longueur des volets et la portion de la face qui est excavée pour un volet donné peuvent être changés en fonction des conditions géologiques rencontrées. Dans de bonnes conditions

géologiques, (comme celles qui sont anticipées), une approche d'excaver toute la face est normalement utilisée alors qu'une excavation séquentielle (sections divisées) serait requise pour des conditions géologiques de mauvaise qualité pour assurer la stabilité de l'excavation. Si un revêtement final est requis, un revêtement permanent en béton est installé lorsque l'excavation est terminée.

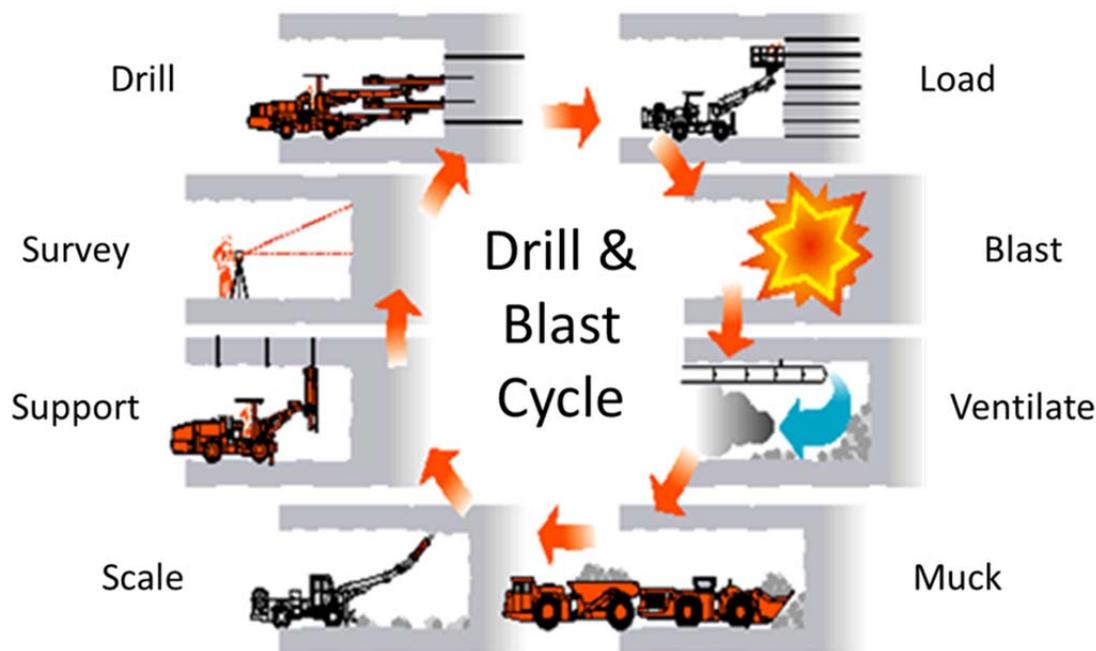


FIGURE 5-1 – CYCLE TYPIQUE D'EXCAVATION PAR FORAGE DYNAMITAGE (COURTOISIE SANDVIK).

5.4.2 FRAISEUSE

Une fraiseuse est un équipement mécanisé qui excave le roc et qui est équipée d'une tête rotative de coupe montée sur une plateforme articulée comme montré à la Figure 5-2. En général, le cycle d'excavation par fraiseuse est plus simple par rapport au forage et dynamitage étant donné qu'il y a moins d'étapes et, à part les éléments de support de chaque cycle (qui sont les mêmes pour les deux méthodes), permet un marouflage continu. Les fraiseuses opèrent dans une gamme réduite de conditions géologiques que les tunnels excavés par forage et dynamitage mais sont applicables aux conditions géologiques qui sont anticipées le long du tracé de ce tunnel. Ainsi, les considérations principales pour choisir une fraiseuse sont si oui ou non la résistance du roc va limiter les taux d'avancement atteignables ainsi que les coûts effectifs qui sont associés à la méthode, étant donné le coût initial élevé de l'équipement. Sans exigences pour le dynamitage, l'utilisation de la fraiseuse résulte en général à une réduction de bruit, vibrations, de la quantité de déblais et

de hors-profil (spécialement dans des roches sédimentaires qui sont tendres et finement laminées).

Pour les deux méthodes d'excavation, par forage et dynamitage et par fraiseuse, le support initial est installé en étapes selon l'avancement de l'excavation. Ce support est typiquement installé à une distance de 4 à 6 m derrière le front de taille dans de bonnes conditions géologiques (boulons, treillis avec du béton projeté si requis) et 1 m derrière le front de taille dans de mauvaises conditions géologiques (cintres métalliques et moises avec du béton projeté si requis). Si le revêtement final est requis, un revêtement permanent en béton est installé lorsque l'excavation est terminée.

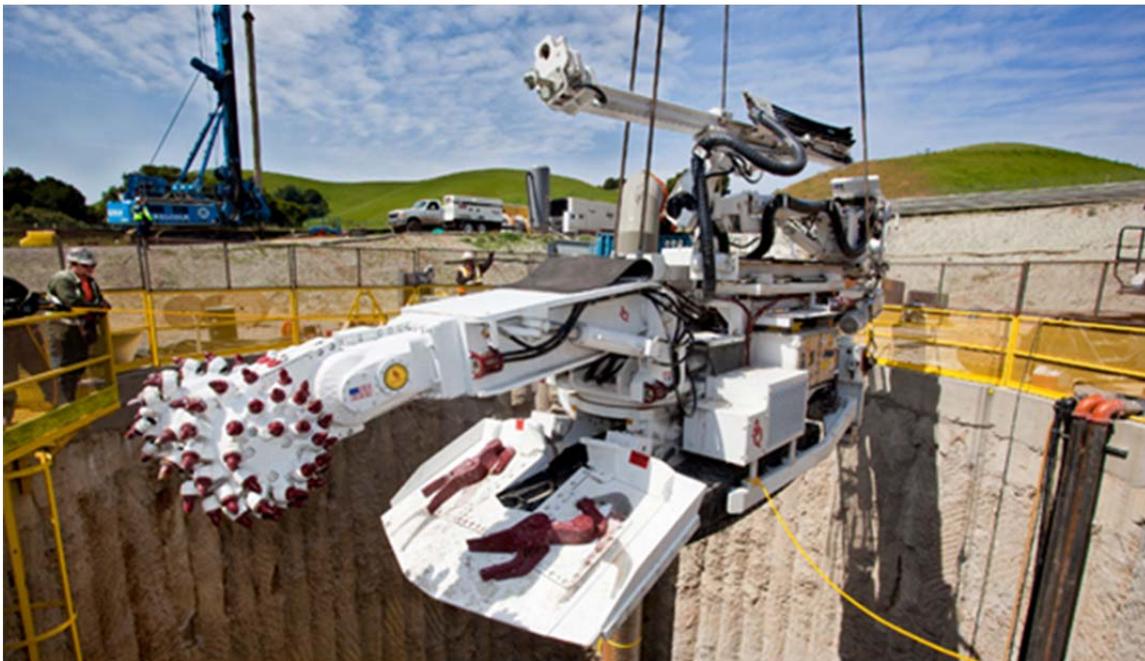


FIGURE 5-2 – FRAISEUSE DU PROJET DE TUNNEL NEW IRVINGTON.

5.4.3 TUNNELIERS

Un tunnelier excave le roc en utilisant des disques de coupe rotatifs conçus pour briser le roc en petits morceaux. Ceci est accompli en appliquant une poussée par la face du tunnelier aux disques de coupes situés sur la face et en appliquant une force de torsion à la face de la machine pour compenser la résistance au roulement des disques de coupe. La magnitude de la force requise à appliquer à la face de la machine pour compenser le roulement des disques de coupe dépend de la taille du diamètre du tunnel, du nombre de disques de coupes, de la forme de ces disques, de la pénétration des disques dans le roc par un tour de rotation de la face du tunnel, des propriétés mécaniques du roc et de l'orientation de la matrice rocheuse ou des discontinuités par rapport à la direction d'avancement du tunnelier. Un exemple de tunnelier est montré à la Figure 5-3.



FIGURE 5-3 – TUNNELIER SIMPLE BLINDÉ EUCLID CREEK (DIAMÈTRE EXCAVÉ 8.2 M).

Il est en général admis que les tunneliers sont le choix préféré pour excaver des tunnels de longueur moyenne à élevée; cependant, ceci doit tenir compte des conditions géologiques anticipées et d'autres facteurs spécifiques au site. Dans ses performances maximales, le tunnelier peut être 4 fois plus rapide que le forage et dynamitage, mais il est typiquement 2 à 3 fois plus rapide. En se basant sur l'information actuelle sur les conditions géologiques anticipées, la qualité du roc le long du trace est anticipée d'être relativement tendre, non-abrasive et en grande partie de qualité moyenne, ce qui est optimal pour une excavation au tunnelier. Dans de pareilles conditions géologiques, l'avancement des travaux d'excavation au tunnelier commence à diminuer dans de mauvaises conditions géologiques et devient comparables aux avancements d'excavation au forage et dynamitage ou à la fraiseuse quand ces conditions se dégradent et deviennent très mauvaises, exigeant l'installation des support avant l'excavation (comme des enfilages ou des injections) et d'autres niveaux de soutènement du roc plutôt que les cintres métalliques et les moises en bois qui sont proposés.

HMM a assumé qu'un tunnelier simple blindé (comme celui du tunnel de TQM) sera utilisé avec un soutènement temporaire consistant de moises de bois installés entre les cintres métalliques. Contrairement au tunnel ouvert (avec gripper) où l'on installe divers types de soutènement temporaires en fonction des conditions géologiques rencontrées, un tunnelier simple blinde est capable de maintenir des taux d'avancement élevés qui sont considérés idéaux pour des conditions géologiques qui sont constamment de bonne à moyenne qualité alors qu'un tunnel ouvert aurait ralenti. Etant donné que le soutènement temporaire est installé dans la partie blindée du tunnelier, le roc n'est jamais exposé, ce qui est particulièrement important dans des mauvaises conditions géologiques où la stabilité et le contrôle des matériaux sont assurés par l'installation de tout le système de soutènement temporaire. Le tunnelier avance en s'appuyant latéralement sur les moises en bois installés entre les cintres métalliques. Contrairement au tunnel blindé avec installation des voussoirs préfabriqués en béton armé avec des joints, le système de cintres et moises proposé n'est pas imperméable et dépendra entièrement des injections avant l'excavation (déterminé par le forage en avant du tunnel) pour réduire la perméabilité du roc autour du tunnel afin de réduire les venues d'eaux.

5.4.4 APPROCHE PRÉFÉRÉE

L'évaluation des méthodes d'excavation est présentée dans le Table 5-3.

TABLE 5-3 – COMPARAISON DES MÉTHODES D'EXCAVATIONS.

Considerations discriminantes	Forage et dynamitage	Fraiseuse	Tunnelier	Méthode Préférée
Procuration / Mobilisation	Équipement facilement disponible, peu d'exigences en infrastructures	Equipment facilement disponible, peu d'exigences en infrastructures	Longs délais pour la commande, la fabrication et la livraison du tunnelier, requiert une puissance importante en électricité, des convoyeurs et autres composants du tunnelier, coût initial important.	Forage et dynamitage ou fraiseuse
Impacts de surface	Les vibrations à la surface peuvent causer des incidences, il faudra prévoir des dispositions de stockage des explosifs autour du site.	Peu d'incidences durant la construction	Peu d'incidences durant la construction	Tunnelier ou fraiseuse
Conditions de construction	Besoins en ventilation pour dégager les fumées, risque élevé lié aux explosifs.	Excavation continue, les poussières peuvent poser des problèmes	Excavation, bonnes conditions de de travail	Tunnelier

Considerations discriminantes	Forage et dynamitage	Fraiseuse	Tunnelier	Méthode Préférée
Taux d'avancement	Souvent utilisés pour de courts tunnels, anticipe d'avoir un taux d'avancement plus court que le tunnelier même avec une deuxième séquence d'excavation séquentielle.	Souvent utilisés pour de courts tunnels, anticipe d'avoir un taux d'avancement plus court que le tunnelier même avec une deuxième séquence d'excavation séquentielle.	Le tunnelier est très adéquat pour des longs tunnels, capable d'atteindre des taux d'avancement élevés	Le tunnelier – la réduction dans la durée des travaux compense le coût initial d'acquisition
Profil excavé	Hors-profil est généralement plus grand pour le forage et dynamitage, augmentation du coût de déblayage des matériaux et du revêtement en béton.	Bon contrôle du profil excavé	Bon contrôle du profil excavé	Tunnelier ou fraiseuse

Même si toutes les trois méthodes (forage et dynamitage, fraiseuse et tunnelier) sont complètement capables d'excaver le tunnel pour ce projet, étant donné les exigences d'échéancier, les conditions géologiques anticipées et la longueur du tunnel, un tunnelier simple blindé est considéré être la méthode préférée. Même si une longue période est requise pour la fabrication, la livraison et l'assemblage de la machine comparé aux deux autres méthodes, l'échéancier de réalisation sera rattrapé par les taux d'avancement que le tunnelier est capable d'atteindre. Comme exemple, des taux d'avancement anticipés dans des conditions géologiques anticipées pour un tunnelier et une fraiseuse sont respectivement de 15 à 20 m par jour et 4 à 5 m par jour. Même si on utilise 2 fronts d'attaques (nord et sud), l'excavation par tunnelier sera complétée 5 à 6 mois avant celle par la fraiseuse.

5.5 CONSTRUCTION DU TUNNEL

5.5.1 PENTE AU PORTAIL DE LA RIVE SUD

L'aménagement du site à la rive sud (montré à la Figure 5-4 – tiré des plans TCPL / JD Barnes 05 Rév. N, datés du 7 janvier, 2015) est localisé au nord de l'autoroute 132 et au sud de la pente vers le fleuve St-Laurent. Il est anticipé que l'aménagement au sud du site sera utilisé pour accéder au le tunnel d'accès qui sera excavé par fraiseuse, pour commencer l'excavation au tunnelier et pour servir comme site de chantier de construction pour la fabrication et l'installation des tuyaux. Il est supposé que l'approvisionnement en électricité se fera par les compagnies d'électricité locales et sera acheminée au site par d'autres. Le site de chantier proposé a été dimensionné pour fournir un espace suffisant pour compléter toutes les activités. Il faut noter que le site de construction montré à la Figure 5-4 est préliminaire et sera finalisé par l'Entrepreneur avant la construction.

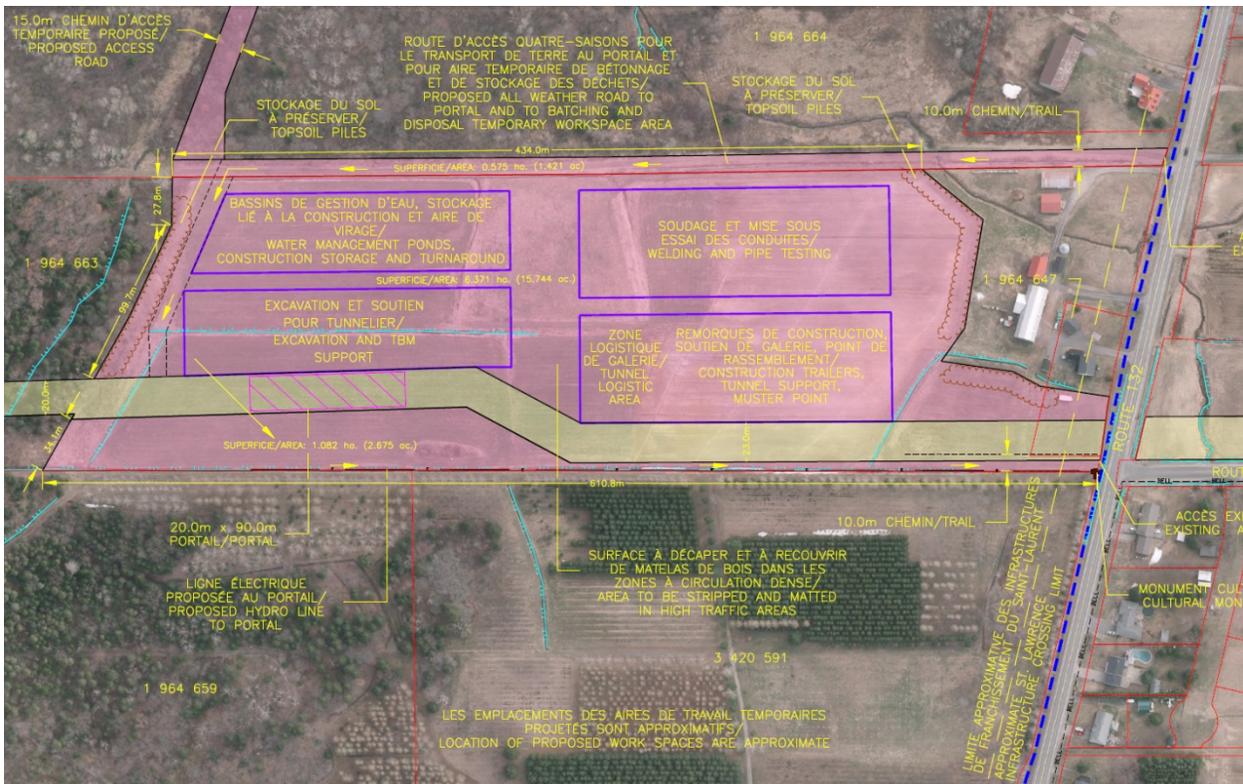


FIGURE 5-4 – ZONE DE CHANTIER AU PORTAIL SUD (TIRE DES PLANS TCPL NUMERO 4721-08-ML-03-513 REV 0N).

Pour l'excavation du tunnel, le tunnelier peut être lancé soit depuis une excavation à ciel ouvert (portail descendante montre à la Figure 5-5 gauche) soit depuis un puits (Figure 5-5 droite). En lançant depuis un puits, il n'y a pas suffisamment d'espace pour tout le tunnelier et le train suiveur pour être préalablement assemblé, ce qui implique que le tunnelier devra être assemblé en plusieurs étapes avec l'avancement de l'excavation. Ceci conduit à des taux d'avancement faible au début, étant donné que l'excavation sera arrêtée pour certains tronçons après une certaine distance le temps que les composants additionnels du tunnelier soient descendus dans le puits et assemblés. Inversement, lancer le tunnelier depuis un portail descendant permettra au tunnelier d'être assemblé au complet avant de commencer l'excavation, éliminant ainsi ces délais. Pour toutes ces raisons, une excavation à ciel ouvert est considérée la méthode préférée pour lancer le tunnelier.

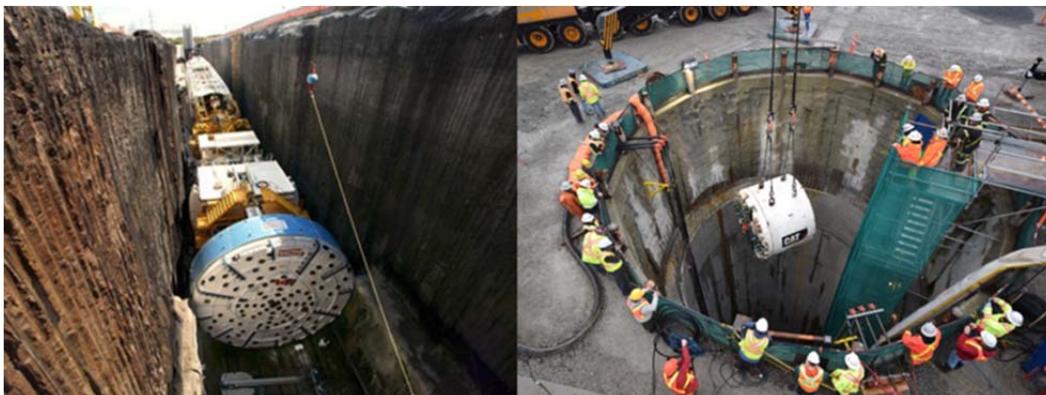


FIGURE 5-5 – BOITE DE LANCEMENT DU TUNNELIER POUR LE TUNNEL HYDROELECTRIQUE DE NIAGARA EN ONTARIO (GAUCHE) ET DESCENTE DU TUNNELIER DANS LE PUITS SUD AU TUNNEL D’APPROVISIONNEMENT EN EAU DE PORT MANN EN COLOMBIE-BRITANNIQUE (DROITE).

Les activités principales suivantes (avec estimation de leurs exigences en espace respectives) sont anticipées être réalisées depuis la rive sud pendant les phases de construction (après que d’autres travaux de préparation de site seront complètes):

- Une route d’accès sera construite depuis l’autoroute 132 jusqu’à la zone de chantier le long des emprises de l’oléoduc. Cette route est temporaire et sera construite pour assurer que les équipements pouvant être amenés depuis et à la zone de portail.
- Une excavation descendante de 15% sera réalisée depuis la surface jusqu’à la profondeur d’environ 10 m (portail sud). Après enlèvement du mort-terrain, le roc au portail sud est anticipé d’être excavé en utilisant la méthode conventionnelle de forage et dynamitage. En se basant sur les hypothèses actuelles en termes de dégagement, des angles de talus à excaver et des pentes du radier, la taille du portail est approximativement 20 m de large sur 90 m de long, centré sur le tracé de l’oléoduc. Il a été supposé que l’excavation au portail sera supportée par une combinaison de béton projeté et d’ancrages pour s’assurer de la stabilité de l’excavation. Le portail a été placé vers le bout nord du terrain, environ 500 m de distance de l’autoroute 132 parce qu’on croit que l’épaisseur de mort-terrain devient plus importante vers le sud. Le portail est situé à environ 450 m des maisons résidentielles et ainsi les incidences potentielles de la construction telles que le bruit, les vibrations, l’éclairage, le trafic et les poussières devront être évaluées (discuté plus bas).
- Après l’excavation du portail, un tunnel de lancement en forme de fer à cheval et de 5.5 m de largeur et 5.5 m de hauteur sera excavé sur une distance d’environ 570 m depuis la fin du portail (headwall) faisant une transition des pentes raides aux pentes plus douces. HMM assume actuellement que l’excavation du tunnel de lancement se fera par fraiseuse ou par la méthode conventionnelle de forage et dynamitage. La

coupe du tunnel de lancement est montrée au croquis HMM 343843-TU-120-S0-0012 (annexe A). Ce travail sera complété pendant l'approvisionnement du tunnelier et utilisera la plupart des zones de chantier pour l'assèchement de l'excavation, le béton projeté ou d'autres installations de boulons d'ancrages, l'entreposage temporaire des déblais, etc. Les classes d'excavation suivantes ont été assumées pour le tunnel de lancement :

- Classe 1: treillis métallique soudé avec des boulons d'ancrages de 2 m de long espacés de 1.5 m au toit du tunnel.
- Classe 2: treillis métallique soudé avec des boulons d'ancrages de 2 m de long espacés de 1.5 m au toit du tunnel et au piédroit.
- Classe 3: treillis métallique soudé avec du béton projeté pour toute l'excavation avec des cintres métalliques (W150x30) espacés de 1.5 m avec des moises en bois au toit du tunnel.
- Actuellement HMM assume que le tunnelier sera assemblé en place en surface à une location située immédiatement au sud du portail descendant permettant d'assembler le tunnelier simultanément avec l'excavation du tunnel de lancement. Des tunneliers et équipements derrière la machine de cette taille sont en général d'une longueur d'environ 100 m et un espace requis aux deux côtes du tunnelier l'accès des travailleurs et des équipements. Après l'assemblage, le tunnelier sera tiré dans le portail et le tunnel de lancement (typiquement par rail).
- Pour alléger l'échéancier global de construction, il est envisageable qu'un espace suffisant soit aussi alloué pour l'approvisionnement et le stockage des tuyaux qui seront préfabriqués sur place en segments plus longs pour augmenter le taux d'avancement des travaux d'installation en préparation pour l'assemblage et l'installation de l'oléoduc. La zone de préfabrication est normalement située proche du portail pour faciliter les manipulations dans le tunnel.

5.5.2 EXCAVATION DU TUNNEL

Pour les besoins de cette étude de faisabilité, il a été assumé que le tunnel sera excavé depuis la fin du tunnel de lancement de la rive sud vers un tunnel de sortie à la rive nord par un tunnelier simple blinde. Étant donné la qualité du roc anticipé et la longueur du tunnel à excaver, nous pensons que cette approche va fournir des meilleurs taux d'avancement des travaux et ainsi la durée d'excavation la plus courte. En utilisant l'approche suggérée par NTNU-Anleggsdrift (1998), des taux de pénétration de 2.5 à 2.9 m par heures sont anticipés dans des rocs de très bonne qualité (domaine 1A), alors que des taux jusqu'à 4.0 m par heures sont anticipés dans des rocs de mauvaises qualités.

Pour ce projet, la taille du tunnel sera dictée par l'espace nécessaire pour compléter les activités d'excavation efficacement, incluant l'excavation et l'installation du soutènement

temporaire, le déblayage des matériaux excavés, l'approvisionnement des équipements au front de taille ainsi que l'installation de l'oléoduc et le remplissage du tunnel. L'enveloppe de transport des tuyaux doit être suffisante pour éviter l'interférence avec les éléments du soutènement temporaire, les équipements temporaires (comme l'éclairage, les câbles électriques, les lignes de remplissage du tunnel qui seront préinstallées, etc.) qui seront dans le tunnel. Une enveloppe en espace minimum de 300 mm a été fourni par TCPL pour permettre les activités d'installation des tuyaux incluant l'inspection visuelle durant les tests hydrauliques et d'autres tâches auxiliaires (comme les essais non destructifs, le sablage et le colmatage des joints dans le tunnel si requis). En se basant sur ces exigences, un diamètre excavé de 4.5 m a été considéré pour cette étude parce qu'il fournit un espace approprié pour les activités de construction et d'installation d'un tuyau simple NPS 42. Une coupe préliminaire du tunnel excavé au tunnelier est montrée au croquis HMM 343843-TU-120-S0-0012 (annexe A).

Durant l'excavation du tunnel, des venues d'eaux sont anticipées principalement dans les zones de roc fracturé et celles affectées par les failles et les zones de cisaillements régionales et localisées. La réalisation des forages de reconnaissance en face de la machine systématiques (réalisé régulièrement depuis le tunnel en avant de la progression du front de taille du tunnel) est recommandée pour fournir une indication en avancé des zones potentielles de venues d'eaux ainsi que d'aider à déterminer la présence de mauvaises conditions géologiques en avant de la machine. Des injections avant excavation (depuis les forages de reconnaissance et des forages d'injection avancés depuis le tunnel) sont aussi requises pour remplir les fissures dans le roc pour ainsi limiter ou éliminer des problèmes de venues d'eaux et de matériaux de remplissages dans ces fissures.

Les tunnels d'oléoduc remplis ne requièrent pas de revêtement final puisqu'ils comptent sur le remplissage pour supporter les matériaux entre les tuyaux de l'oléoduc et l'excavation stabilisé par le soutènement temporaire. Pour un tunnel complètement rempli excavé dans des roches sédimentaires tendres (comme le tunnel de EEST proposé), le support temporaire consiste en général en des cintres métalliques et des moises en bois (comme montré à la Figure 5-6).



FIGURE 5-6 – EXEMPLE D’UN TUNNEL AVEC UN SOUTÈNEMENT TEMPORAIRE DE CINTRES METALLIQUES ET DES MOISES EN BOIS.

Avec ces types de mesures qui sont disponibles pour la construction, il est conclu que l’excavation du tunnel est faisable dans la gamme des conditions géologiques anticipées. La responsabilité finale pour choisir les méthodes de travail pour l’excavation appropriées appartient à l’entrepreneur et des exigences techniques minimales pour gérer les risques associés aux conditions géologiques anticipées seront stipulés dans les documents contractuels.

Après l’excavation et le démantèlement du tunnelier, les supports temporaires des tuyaux seront installés et seront attachés aux cintres métalliques (discuté plus loin en section 6.1.3).

5.5.3 PUIXS DE RECEPTION A LA RIVE NORD ET MICROTUNNEL

La zone de chantier à la rive nord (montrée à la Figure 5-7 – tirée des plans TCPL / JD Barnes 03 Rév. N, datés du 7 janvier, 2015) est située dans un terrain juste au nord de la réserve naturelle de Battures de Saint-Augustin-de-Desmaures près du forage QEEP-059. Comme le tunnelier sera enlevé depuis le puits de sortie jusqu’à la surface, il est anticipé que la zone de chantier sera utilisée pour l’entreposage temporaire et le démantèlement du tunnelier. Comme TCPL a prescrit un angle maximal de 60 degrés (depuis l’horizontal) pour l’orientation des tuyaux, un microtunnel doit être construit depuis la surface jusqu’au radier du puits de sortie pour amener les tuyaux à la surface. Il a été assumé que ce

microtunnel sera excavé depuis le radier du puits jusqu'à la surface en suivant la même pente de 15% que le tunnel d'accès. Il est supposé que l'approvisionnement en électricité se fera par les compagnies d'électricité locales et sera acheminé au site par d'autres.

L'approvisionnement en eau est aussi assumé d'être fourni localement. Le site de chantier proposé a été dimensionné pour fournir un espace suffisant pour réaliser toutes les activités. Il faut noter que le site de construction montré à la Figure 5-7 est préliminaire et sera finalisé par l'Entrepreneur avant la construction.

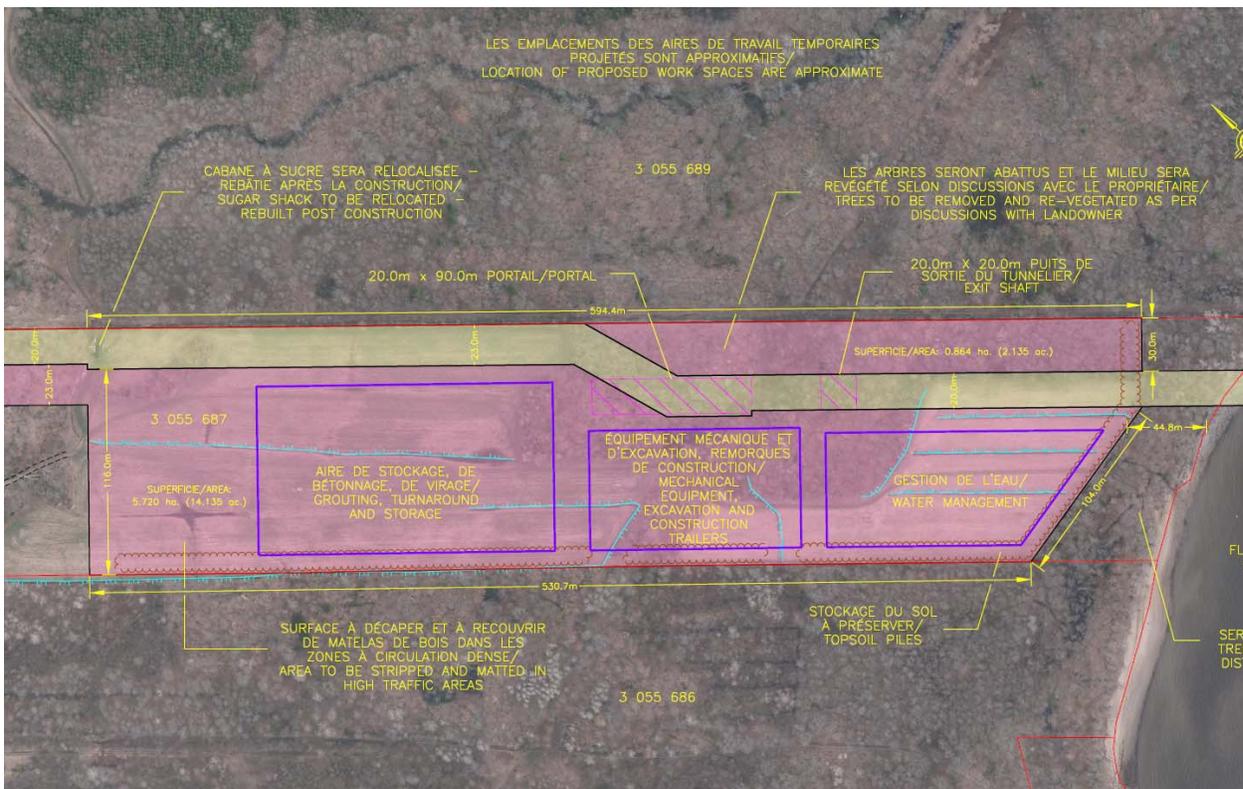


FIGURE 5-7 – ZONE DE CHANTIER AU PORTAIL NORD (TIRE DES PLANS TCPL No. 4721-08-ML-03-511 REV 0N).

Un puits a été choisi à ce site contrairement à un portail incliné (similaire à celui de la rive sud) à cause de l'épaisseur de mort terrain (environ 16 m) et de la présence d'une couche de sables très perméables directement au-dessus du roc, tel que rencontré dans le forage QEEP-059. Pour réduire les venues d'eau dans l'excavation, toute excavation à ciel ouvert requerra la construction d'un mur imperméable pour couper la circulation d'eau dans la couche de sable avec une perméabilité élevée lorsqu'elle est interceptée par une excavation à ciel ouvert. Comme il n'y a pas d'information supplémentaire disponible (par exemple des forages, des puits d'essais, des lignes sismiques, etc.) aux environs du microtunnel, HMM a assumé que les conditions rencontrées dans le forage QEEP-059 sont représentatives de toute la zone de la rive nord. Le choix entre un puits de réception avec un microtunnel et un

portail incliné devra être revalidé à la lumière des nouvelles informations géotechniques qui seront collectées.

Comme discuté plus haut, étant donné la couche de perméabilité élevée au-dessus du roc et le niveau d'eau qui est tout près de la surface rencontrée dans le forage QEEP-059, une méthode de construction sera requise dans le mort terrain pour fournir une barrière relativement imperméable pour supporter l'excavation du puits. Les méthodes considérées incluent les méthodes suivantes:

- Les palplanches;
- Les parois moulées;
- Les murs secants;
- Mixage du sol;
- Les murs en caisson;
- La congélation.

HMM assume actuellement que les murs sécants seront utilisés comme méthode de construction dans le mort-terrain pour leur application robuste, mais d'autres méthodes de construction devraient être examinées durant les phases suivantes de conception pour évaluer leur applicabilité. Les murs sécants sont construits en excavant une série de trous verticaux adjacents et légèrement chevauchants en utilisant une foreuse à grand diamètre avec une tarière. Pour assurer la stabilité de l'excavation les murs sécants vont s'étendre depuis la surface jusqu'à une profondeur de 5 m dans le roc. Après l'excavation un profil métallique ou une cage d'armature est typiquement placé dans le trou foré avant de le remplir avec un mélange en béton. Les trous sont forés en un patron alternés, et les trous chevauchants sont forés après que le béton dans les trous adjacents ait subi une cure partielle. Ce processus est continu le long du périmètre de l'excavation jusqu'à ce que l'emprise totale de l'excavation soit entourée.

À la fin de l'installation des murs sécants, l'excavation du puits se fera depuis la surface. On assume que la méthode conventionnelle de forage et dynamitage sera utilisée pour excaver le roc jusqu'au fond du puits. Le soutènement temporaire dans le roc consistera de béton projeté et de boulons d'ancrages. À la base du puits principal, HMM assume que soit une fraiseuse ou le forage et dynamitage sera utilisé pour excaver les 250 m du tunnel de sortie qui servira de point de percement final du tunnelier ayant commencé depuis le portail sud.

Le risque d'inondation à la rive nord a été évalué par HMM en faisant une revue l'information de débordement du fleuve St-Laurent. Le plus proche indicateur des cas d'inondation pour le tracé du tunnel est la ville de Neuville (située à 50 km du fleuve St-Laurent), ce qui fournit les niveaux suivants d'inondation aux rives nord et sud:

TABLE 5-4 –ELEVATIONS D'INONDATION DU FLEUVE ST-LAURENT BASEES SUR L'INTERVALLE DE RECURRENCE.

Rive	Elévation à la zone de portail (msnm)	Elévation du fleuve durant l'évènement (msnm)			Risque d'inondation
		2 ans de récurrence	20 ans de récurrence	100 ans de récurrence	
Nord	4.49 masl	4.54 masl	5.01 masl	5.19 masl	Élevé
Sud	60.81 masl	4.51 masl	4.99 masl	5.18 masl	Aucune

Comme on peut le voir à la tableau 5-4, il n'y a pas de risque d'inondation au portail et à la zone de chantier à la rive sud étant donné qu'ils sont environ 60 m au-dessus du fleuve St-Laurent. Par contre, pour la rive nord, l'élévation de la zone de chantier est seulement au-dessus du niveau de récurrence d'inondation de 2 ans. Ainsi, la protection contre les inondations a été considérée pour la rive nord pendant la période des travaux de construction. Etant donné qu'il y a seulement environ 0.7 m de différence en élévation entre l'élévation du niveau d'inondation pour les évènements de récurrence de 2 ans et 100 ans, et qu'une durée de vie de 100 ans a été fournie par TCPL, HMM pense qu'il est prudent d'assumer une période de récurrence de 100 ans pour la conception de la protection contre les inondations durant la période des travaux de construction.

Les activités principales suivantes (en fonction de leurs exigences en espace) sont anticipées à être réalisées depuis la zone d'aménagement de chantier à la rive nord pendant la phase de construction (après que les autres travaux de préparation de site soient complétées):

- Une route d'accès sera construite depuis l'autoroute 132 jusqu'à la zone de chantier le long des emprises de l'oléoduc. Cette route est temporaire et sera construite pour assurer que les équipements peuvent être amenés depuis et à la zone de portail. Faisant partie de l'excavation de la route d'accès, un talus sera requis au nord de la zone de chantier, comme indiqué au croquis HMM 343843-TU-120-S0-0017.
- Construire une berne de protection contre l'inondation au autour de la zone de chantier jusqu'à l'élévation 5.5 m.
- Un puits de 10 m de diamètre sera excavé à travers le mort-terrain et le roc depuis la surface jusqu'à une profondeur de 25 m sous le niveau de la surface (puits de sortie). La partie en roc du puits nord est anticipée d'être excavé en utilisant la méthode conventionnelle de forage et dynamitage. Le puits est situé à environ 100 m depuis la rive du fleuve St-Laurent (et de la réserve naturelle) pour minimiser sa profondeur. Le puits est localisé à 800 m de distance de la plus proche maison résidentielle, réduisant considérablement le potentiel d'incidences durant les travaux de construction.

- Après la fin de l'excavation du puits, le tunnel de sortie sera excavé en utilisant une fraiseuse pour creuser un tunnel en forme de fer à cheval sur une longueur d'environ 250 m depuis le fond du puits, en faisant une transition des pentes raides aux pentes plus douces. Ce travail sera réalisé pendant que le tunnelier sera en train d'excaver le tunnel depuis le portail sud et utilisera la plupart des zones de chantier nord pour l'assèchement de l'excavation et le traitement des eaux de chantier, le stockage du béton projeté ou d'autres installations de boulons d'ancrages, l'entreposage temporaire des déblais, la génératrice électrique, etc.
- Un microtunnel d'environ 170 m de long sera creusé au nord du puits pour faciliter l'installation des tuyaux. Le microtunnel sera creusé après la fin d'excavation du puits et du tunnel de sortie, mais il n'est pas sur le chemin critique parce qu'il sera excavé en même temps que l'excavation du tunnel principal par le tunnelier. Le soutènement du microtunnel requerra aussi suffisamment d'espace pour la réalisation des travaux et le stockage des matériaux. La coupe de cette section est montrée au croquis HMM 343843-TU-120-S0-0016 (annexe A).
- Quand le tunnelier percera dans le tunnel de sortie, il sera transporté à travers le tunnel et enlevé depuis le puits. Il est anticipé que certains services (comme le convoyeur et l'électricité, les tuyaux) et les composants à l'arrière de la machine seront aussi amenés à la surface depuis le portail sud. Le tunnelier sera complètement démantelé et stocké temporairement au site jusqu'à ce qu'il puisse être divisé en plus petits composants qui peuvent être transportés par camion en dehors du site.
- L'aménagement du site au nord sera utilisé pour l'installation des tuyaux, plus particulièrement l'installation à rouleau et le tirage des tuyaux depuis le sud vers le nord à travers le tunnel et à travers le microtunnel. Seulement les tuyaux requis pour la connexion du *Segment 1 Québec* principal seront localisés au nord.

Même si HMM assume actuellement que l'installation des tuyaux se fera depuis le portail sud, ceci pourrait changer dans les phases futures de la conception. Si les tuyaux étaient séquencés et installés depuis la rive nord, une zone de chantier considérablement plus importante sera requise au portail nord pour la préfabrication et l'installation des sections des tuyaux.

5.6 REGULATIONS DE LA CONSTRUCTION ET LES IMPACTS POTENTIELS

5.6.1 NORMES ET RECOMMANDATIONS APPLICABLES POUR LA CONSTRUCTION

Les principales normes, lois et recommandations gouvernant la construction des oléoducs aux Québec sont les suivant :

- Code canadien du travail – Règlement canadien sur la santé et la sécurité au travail (COHS), SOR/86-304
- Règlements provinciaux sur la santé et la sécurité au travail
 - Québec S-2.1, s. 223 – code de sécurité pour les travaux de construction
 - Québec S-2.1, ss. 223, 286, 294 and 310 – Règlement sur la santé et la sécurité du travail dans les mines
- Règlement de l'Office national de l'énergie sur les pipelines terrestres
- Code du bâtiment du Québec et du Canada
- Norme CSA Z662 Réseaux de canalisations de pétrole et de gaz
- Guide des mesures d'urgence 2012
- Normes TCPL applicables
- Normes de sécurité incendie telles que:
 - La sécurité incendie du Québec
 - Code national de prévention des incendies
 - NFPA 101 Code de sécurité de la vie
 - « Handbook of Fire Protection Engineering », SFPE *Society of Fire Protection Engineers*
 - Autres document de la NFPA qui fournit des directives de sécurité pour les applications de tunnels

5.6.2 INCIDENCES POTENTIELLES CAUSEES PAR LES TRAVAUX DE CONSTRUCTION

Un nombre d'incidences causées par les travaux de construction peuvent être associées à un certain degré à la construction du tunnel EEST. Les zones avec la plus grande incidence seront les zones de portails nord et sud, étant donné que le tunnel sera excavé sous le fleuve St-Laurent. Pour mitiger ces incidences, une étude d'impact environnementale, un plan de gestion environnemental et de suivi durant les travaux de construction doivent être implémenté pour assurer que les impacts potentiels en termes de bruit, de qualité de l'air et de la faune et flore dans les zones de chantier proposées soient minimisés. En plus, les mesures de mitigation suivantes peuvent être utilisées pour adresser les incidences potentielles de construction:

Bruit et vibrations – Des murs de barrière en béton préfabriqué, des digues en terre et des équipements de réduction de bruit peuvent être utilisés où c'est requis. Les niveaux de bruit et de vibrations seront mesurés durant les travaux de construction pour s'assurer de la conformité à tous les règlements applicables.

Trafic – Le trafic autour des zones de portail va augmenter étant donné l'ajout des véhicules de chantier et des besoins en matériel d'approvisionnement ainsi que le transport des matériaux excavés. Ceci peut augmenter la congestion du trafic aux routes locales. Pour minimiser ces impacts, une zone de stockage temporaire des matériaux devra être aménagée

pour gérer les moments de la journée pour transporter les matériaux. Une maintenance régulière des véhicules et des équipements pour minimiser les émissions et prévenir des fuites d'huiles, d'essence et de graisses. Les poussières peuvent être aussi contrôlées par l'arrosage à l'eau des routes et des déblais entreposés.

Écoulement des eaux souterraines et les contaminations – Pour réduire le potentiel de contamination durant la préparation du site et la construction des structures de portails, toutes les huiles, essences et graisses seront stockées dans des systèmes de confinement qui sont conformes aux lois et normes applicables. Des équipements de mixage de béton doivent être placés dans un système de rétention qui empêche l'infiltration en eaux de chantier dans les sols et l'eau souterraine.

Eau de surface – Pour réduire les incidences potentielles de l'environnement proche des rives du fleuve St-Laurent, toutes les eaux de ruissellement dans les zones de chantier et les eaux de construction seront collectées et traitées au site avant d'être rejetées pour empêcher la contamination des eaux en dehors du site. Le drainage naturel sera maintenu partout où c'est possible et le recyclage de l'eau peut être utilisé. Le dégagement du site sera limité aux zones qui sont requises pour les activités de chantier uniquement. Un plan de contrôle des sédiments et d'érosion sera aussi préparé et implémenté durant les activités de construction.

Flore et faune – Le dégagement et la préparation du site peut amener à l'enlèvement de la végétation et des micro-habitats. Pour minimiser ces incidences, les zones de chantier seront aussi petites que possible et situées loin des zones sensibles dans la mesure du possible. Un plan de gestion environnemental sera implémenté et les effluents seront maintenus en selon les lois et règlements applicables. Si applicable, un programme de compensation peut être implémenté si des micro-habitats existants sont impactés.

6 INSTALLATION DES TUYAUX ET REMPLISSAGE

6.1 INSTALLATION DES TUYAUX

Un simple tuyau NPS 42 sera installé aussi bien en tunnel qu'en surface. Le tuyau s'étend de l'autoroute 132 à la rive sud jusqu'à l'autoroute 138 à la rive nord (Figure 6-1). Les détails suivants relatifs aux caractéristiques du tuyau ont été fournis à HMM par TCPL:

- Tuyau NPS 42 (diamètre extérieur de 1067 mm), grade 483 avec une épaisseur de paroi de 1" (25.4 mm)
- Revêtement résistant à l'abrasion
- Supposant un acier de densité de 7875 kg/m^3 , le poids du tuyau est de 654 kg/m lorsqu'il est vide et de 1465 kg/m lorsqu'il est rempli d'eau (pour les essais hydraulique)
- Pression d'opération maximale (MOP) est de 8450 kPa

- Température maximale de 60 degrés Celsius
- Les tuyaux seront transportés (par d'autres) à la rampe de la rive sud en section de 23 m de longueur tel que demandé par l'Entrepreneur.

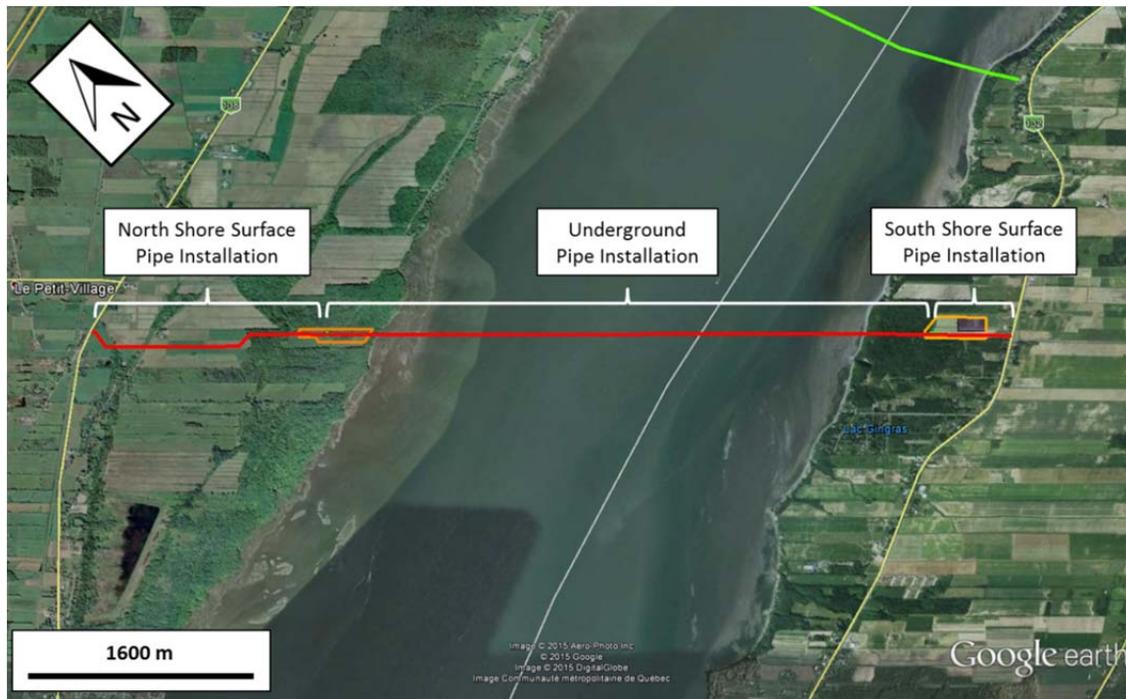


FIGURE 6-1 – ZONES D'INSTALLATIONS DES TUYAUX DE SURFACE ET SOUTERRAINS.

Le rayon de courbure le long du tracé doit être suffisamment grand pour réduire les forces de frottement générées par la courbure des tuyaux qui sont imposées aux support de rouleau, et permettre aux câbles des tuyaux d'être tirés à travers les rouleaux. À ce niveau de la conception, un rayon de courbure minimale de 1000 m a été adopté en se basant sur les caractéristiques des tuyaux et des indications de TCPL. Une analyse plus détaillée des contraintes sur les tuyaux (manutention, installation, essais hydrauliques) et des charges durant l'opération devra être réalisée dans les étapes suivantes de la conception.

6.1.1 EXEMPLES DE TUNNELS REMPLIS

La construction d'oléoduc et la méthodologie d'installation sont basées sur celles qui ont été développées pour des tunnels similaires et implique l'utilisation des supports intermédiaires à intervalles réguliers, un système de rouleaux pour faire entrer et supporter temporairement les tuyaux dans le tunnel et un tirage au bout du pipeline. Ces projets existants sont présentés dans les sections suivantes.

6.1.1.1 LE TUNNEL DE CORRIB–IRELAND

Le tunnel de Corrib est un projet de tunnel peu profond en terrain meuble (sol) (exploité par Shell E&P Ireland Limited) qui a été complété cette année dans un estuaire sur les côtes de l'Irlande. Le tunnel de 4.2 km de long et 3.5 m de diamètre en utilisant le système PCTL a été conçu comme un tunnel complètement rempli pour un oléoduc de 500 mm de diamètre. Des conduits pour des services additionnels temporaires et permanents ont aussi été remplis dans le tunnel. Le tracé du tunnel sous l'estuaire (creusé depuis la gauche vers la droite), et une représentation schématique du tunnel rempli sont montrés aux Figure 6-2 et Figure 6-3, respectivement.



FIGURE 6-2 – TRACE DU TUNNEL CORRIB.

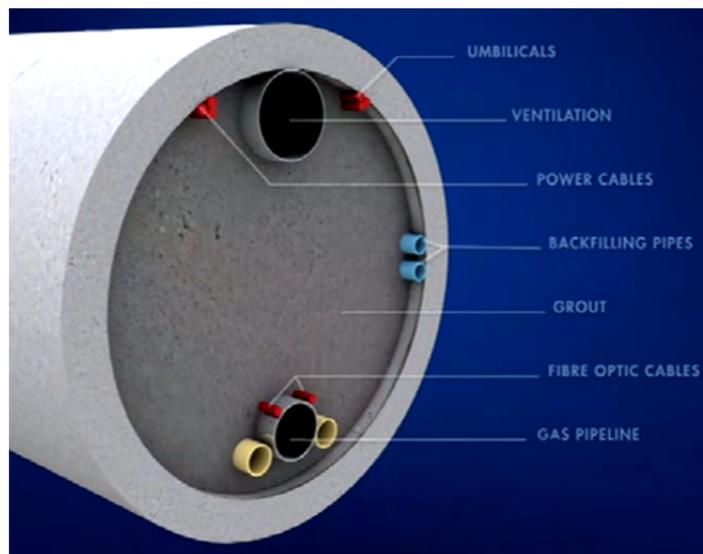


FIGURE 6-3 – COUPE DU TUNNEL CORRIB (SOURCE – SITE INTERNET DU PROJET DE SHELL IRELAND).

6.1.1.2 LE TUNNEL EMS-DOLLARD– HOLLANDE

Le tunnel Ems-Dollard est un projet de tunnel peu profond en terrains meubles (sol) (exploité par N.V. Nederlandse Gasunie) complété en 2010 sous la rivière Ems à la frontière entre l'Allemagne et la Hollande (Figure 6-4). Le tunnel de 4.0 km de long et 3.0 m de diamètre intérieur a été conçu comme un tunnel complètement rempli de 48 po d'oléoduc. Une représentation schématique est montrée à la Figure 6-5.



FIGURE 6-4 – TRACE DU TUNNEL EMS-DOLLARD.

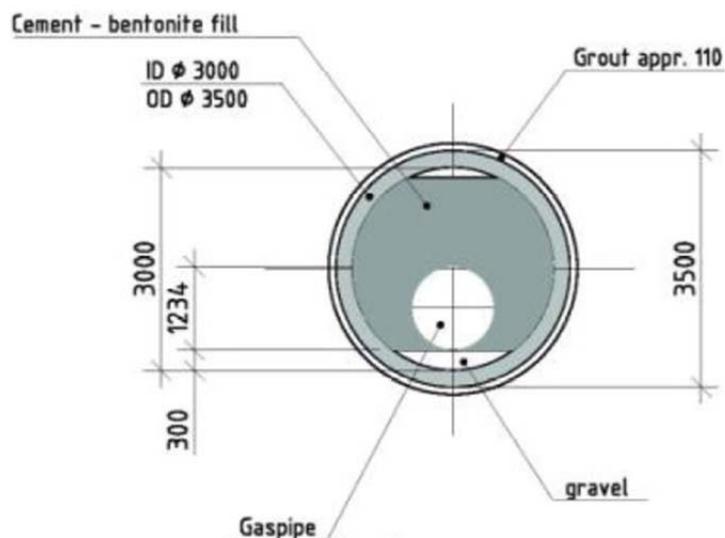


FIGURE 6-5 – COUPE DE LA SECTION FINIE DU TUNNEL EMS-DOLLARD (SOURCE – SITE INTERNET DE WAYSS & FREYTAG INGENIEURBAU AG).

6.1.1.3 LE TUNNEL SOUS LA RIVIÈRE EXE– GRANDE-BRETAGNE

Le projet de tunnel sous la rivière Exe tout près de Devon en Angleterre a été creusé dans des conditions géologiques mixtes (roche sédimentaire avec des sections plus tendres) et complété en 2008 (Figure 6-6). Le tunnel de 1.8 km de long, 2.4 m de diamètre intérieur a été conçu comme un tunnel complètement rempli pour un oléoduc de 48 po de diamètre. Le projet comprend un puits d'accès et de sortie avec un microtunnel pour connecter le puits peu profond et ainsi permettre l'installation des tuyaux complètement soudés depuis un seul endroit à la surface. Les photos du pipeline installé sont montrées à la Figure 6-7.

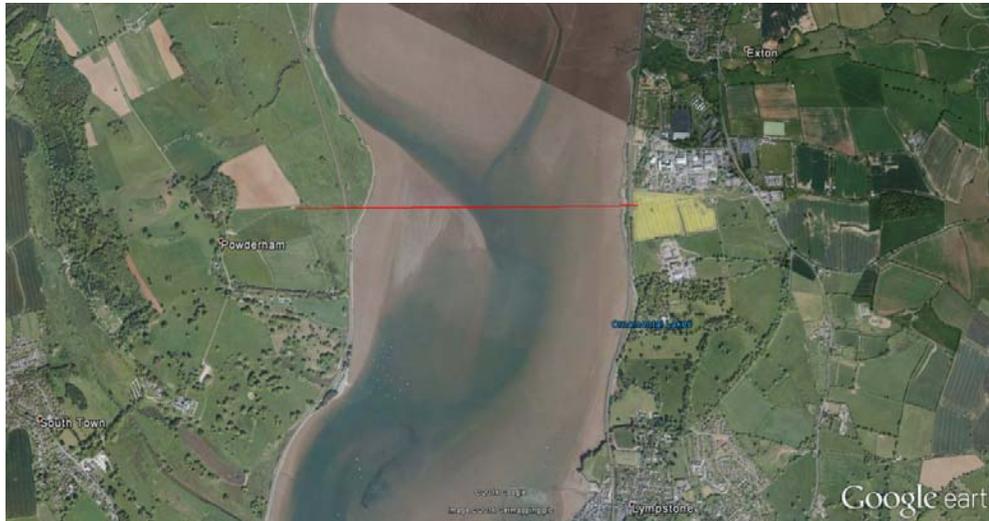


FIGURE 6-6 – TRACÉ APPROXIMATIF DU TUNNEL SOUS LA RIVIÈRE EXE.



FIGURE 6-7 – INSTALLATION DES TUYAUX DANS LE TUNNEL SOUS LA RIVIÈRE EXE (SOURCE – SITE INTERNET DE *BDGSMITH ENGINEERING EXPATRIATES*).

6.1.2 METHODOLOGIE D'INSTALLATION DES TUYAUX DEPUIS LA SURFACE

Les tuyaux de surface se réfèrent aux tuyaux qui sont enterrés entre les limites du site du projet (autoroutes 132 et 138) et les portails du tunnel. Deux équipes seront utilisées en surface pour l'installation des tuyaux, une équipe à la rive sud et une autre à la rive nord. L'installation de surface des tuyaux sera complétée en utilisant une approche standard des tranchées avec des segments de 23 m de long qui sont livrés au site. À chaque rive, les activités suivantes seront réalisées:

- Début de la mobilisation (montré come une date jalon) ;
- Dégagement du site;
- Préparation du site (accès des emprises, marquage et identification des obstacles et localisation des utilités publiques) ;
- Terrassement;
- Déblayage et aménagement du site;
- Courber et préparer les tuyaux ;
- Soudure;
- NDE
- Mise en place des enduits;
- 1h de test de sécurité pour chaque segment de tuyaux
- Excavation des tranchée;
- Descente les tuyaux / appareil de poussée des tuyaux ;
- Traversée forées (Chiemin du Roy) ;
- Soudure de jonction (à chaque segment) ;
- Remplissage (points de jonction aux autoroutes 132 & 138 qui sont laissés comme des trous remplis) ;
- Nettoyage des équipements;
- Tests hydrauliques et jonction finale (de tout le segment au complet);
- Raclage du diamètreur;
- Fin mécanique (montré come une date jalon) ;
- Fin du nettoyage.

Les tuyaux de surface seront installés à la rive sud depuis l'autoroute 132 (limite sud du projet) jusqu'au portail incliné, à une distance d'environ 500 m. Les tuyaux de surface à la rive nord seront installés sur une distance de 1800 m depuis l'autoroute 138 jusqu'au site de chantier pour le microtunnel. L'installation des tuyaux en surface peut être réalisée en même temps que l'excavation du tunnel de façon à ne pas impacter l'échéancier global des travaux de construction.

6.1.3 METHODOLOGIE D'INSTALLATION SOUTERRAINE DES TUYAUX

L'installation souterraine des tuyaux commencera lorsque la construction du tunnel sera terminée, à cause de l'espace de travail restreint dans le tunnel et aux zones de portails. Une fois la construction du tunnel terminée et les services temporaires retirés, les supports des tuyaux et des rouleaux (exemple montré à la Figure 6-8) seront installés systématiquement le long de toute la longueur depuis la rive sud. Les supports des tuyaux (consistant d'étais métalliques et de dispositifs de rouleaux) sont assumés être arrangés à 12 m d'espacement, ce qu'on croit être approprié en se basant sur le poids des tuyaux durant les conditions les plus déterminantes (les tests hydrauliques). La redondance sera incluse dans la conception des supports des tuyaux pour s'assurer qu'une rupture progressive ne se produise pas dans le cas d'un bris d'un seul support. Des relevés seront effectués sur les supports dans leur emplacement final pour un système de réglage de niveau sera intégrée dans l'assemblage des rouleaux pour réduire l'apparition de problèmes d'installation. Un rouleau simple sera utilisé dans les sections rectilignes alors qu'un système de quatre rouleaux sera utilisé dans des sections courbées pour restreindre les mouvements des tuyaux durant l'installation. L'installation des supports des tuyaux et des rouleaux va exiger la mise en place d'un équipement monté sur rail incluant une locomotive et des voitures plates pour le stockage des matériaux (exemple : les supports des tuyaux et les rouleaux) ainsi qu'un bras hydraulique pour manœuvrer les supports des tuyaux. Nous considérons que des locomotives diesel et des équipements standards peuvent être utilisés pour transporter des équipements et des matériaux dans le tunnel.



FIGURE 6-8 – EXEMPLE DE TUYAU QUI SONT TRANSPORTES SUR DES ROULEAUX (COURTOISIE DE RICHMOND PIPE ROLLERS).

Quand les supports des tuyaux sont en train d’être installés, le soudage des segments de tuyaux commencera près du portail sud. Pour les besoins de l’étude de faisabilité, il a été supposé que les segments des tuyaux, mesurant environ 345 m, (en segments de 15 et 23 m de long) pourront être préparés pour l’installation dans le tunnel. Le soudage des segments de tuyaux en conduites de 345 m de long sera complété en utilisant des machines de soudure automatisées. L’arrangement d’installation des tuyaux pour la rive sud est montré dans le dessin HMM 343843-TU-120-S0-0014 (annexe A). Les soudures de chaque segment seront soumises à une évaluation par essais non destructifs avant d’être convenablement revêtues. Pour éviter la congestion, il a été supposé que tous les tests, le sablage et la mise en place du revêtement se feront depuis le portail incliné à la rive sud.

Quand l’assemblage d’un segment de tuyau est complété, il sera inséré dans le tunnel en utilisant un système de rouleaux. La partie avant du tuyau devra avoir un bec réduit pour assurer une bonne orientation à travers les rouleaux suivants. Les rouleaux doivent être dimensionnés et espacés correctement pour supporter le poids au cas où le tuyau ne fait pas un bon contact vertical avec un rouleau et saute au rouleau. La section suivante du pipeline sera soudée à la section précédente et encore une fois poussée ou tirée dans le tunnel. Ce

processus continuera jusqu'à ce que la section entière de l'oléoduc soit installée dans le tunnel. Pour insérer les tuyaux à l'intérieur du tunnel par poussage et/ou tirage l'équipement suivant ou une combinaison de plusieurs équipements peuvent être envisagés:

- Une machine de poussage des tuyaux (exemple :Herrenknecht Direct Pipe thruster), comme montré à la Figure 6-9 et Figure 6-10;
- Un cadre de fonçage des tuyaux (adapté) ;
- Des câbles et un système de poulie ;
- Une foreuse pour forage horizontal directionnel (pour tirer les éléments des tuyaux).



FIGURE 6-9 – INSTALLATION D'UN PIPELINE DANS UN FORAGE EXISTANT PAR "PIPE THRUSTER" EN AUSTRALIE (PFEFF, 2014).



FIGURE 6-10 – EXEMPLE DE "PIPE THRUSTER" INSTALLANT UN PIPELINE AVEC REVÈTEMENT EN BETON DANS UN TUNNEL EXISTANT TUNNEL EN AUSTRALIE (PFEFF, 2014).

Pour les besoins de l'étude de faisabilité, une machine à pousser des tuyaux ou "pipe thruster" (situé à la rive sud) et un système de poulie (situé à la rive nord au-dessus du microtunnel) a été prévue (un tel exemple est montré à la Figure 6-7). L'arrangement de l'installation des tuyaux a été montré sur les dessins HMM 343843-TU-120-S0-0014 et 0015 (annexe A). Après l'installation des segments de 345 m, une jonction soudée sera utilisée pour joindre deux segments adjacents avant de pousser le nouveau segment dans le tunnel. Après le test de la soudure, le revêtement des tuyaux est appliqué.

Des tests hydrauliques pour la perte de pression seront réalisés pour chaque segment de tuyaux et sur le pipeline en entier lorsque l'installation (incluant les soudures et les revêtements) est terminée. Le test final est prévu durer 5 jours et consistera de remplir le tuyau d'eau, de le pressuriser et puis d'évacuer l'eau. Étant donné le volume d'eau requis pour ce test, il a été supposé que l'eau sera amenée au site (par d'autres) pour effectuer le test hydraulique de tout le pipeline.

6.2 EXIGENCES POUR LA PROTECTION CONTRE LA CORROSION

Des pipelines non protégés, enfouis ou exposés à l'air, sont susceptibles à la corrosion. La corrosion peut diminuer l'intégrité structurale d'un pipeline et le rendre non-sécuritaire pour le transport des matériaux potentiellement dangereux. Cependant, la technologie existe pour étendre la vie structurale des pipelines indéfiniment si elle est appliquée correctement et maintenue constamment.

La sélection des matériaux appropriés et les systèmes de protection cathodique sont les principaux outils de protection contre la corrosion et qui fournissent la protection la plus économique des pipelines. Ceux-ci sont discutés ci-dessous:

- La sélection des matériaux se réfère à la sélection et à l'utilisation des matériaux résistants à la corrosion tels que l'acier inoxydable, les plastiques, et des alliages spéciaux qui augmentent la durée de vie d'une structure comme un pipeline. Le personnel impliqué dans la sélection des matériaux doit considérer aussi bien la durée de vie désirée de la structure que l'environnement dans lequel la structure va exister.
 - Les inhibiteurs de corrosion sont des substances qui, une fois ajoutés à un environnement particulier, diminuent le taux d'attaque de cet environnement sur le matériau tel que les tuyaux en métal. Un des mécanismes les plus courants est de s'assurer que le tuyau possède un revêtement extérieur.
- La protection cathodique est une technologie qui utilise directement le courant électrique pour contrecarrer la corrosion externe normale des tuyaux métalliques. Elle est utilisée là où tout ou une partie du pipeline est enfoui ou submergé dans l'eau. Sur des nouveaux pipelines, elle peut aider à prévenir la corrosion au début;

aux pipelines existants, elle peut aider à stopper une corrosion existante et à s'empirer.

Pour le cas du tunnel EEST, on comprend que les tuyaux seront fournis à l'entrepreneur en segments de 23 m avec un revêtement résistant à l'abrasion qui sera appliqué en usine et conforme à tous les standards de TCPL. Les tuyaux incluront des sections à couper à chaque bout où la soudure et la chaleur vont endommager le revêtement. Lorsque les soudures et les tests hydrauliques seront complétés, les revêtements des joints seront appliqués au site et seront conformes à tous les standards de TCPL.

Étant donné que le tunnel sera rempli par du LDCC (ou un béton similaire), on s'attend à ce que le pH dans les sections remplies soit suffisamment élevé pour adresser le risque potentiel de corrosion, mais ceci sera confirmé dans les phases futures de la conception. Un système de protection cathodique sera requis pour les sections de surfaces du pipeline. Il est encore assumé que le système de protection cathodique sera requis dans le microtunnel malgré le fait qu'il sera rempli avec un coulis de ciment à cause de la présence d'un tube métallique continu. Tous les systèmes de protection cathodique seront conçus et installés en accord avec les standards TEP-CP-DD de TCPL.

Les données de conception du système cathodique, à savoir la résistivité du sol le long du tracé en surface, n'était pas disponible au moment de la préparation de ce rapport. Ainsi, il y a des incertitudes significatives sur la conception, la compatibilité des interfaces et la conformité. Ces incertitudes seront adressées durant les prochaines étapes de la conception d'ingénierie.

6.3 LE REMPLISSAGE DU TUNNEL

Après l'installation des tuyaux dans le tunnel, un coulis de ciment ou un béton maigre à faible densité sera pompé dans le tunnel pour le remplir complètement autour du tuyau et remplira tous les vides dans le tunnel.

Le remplissage du tunnel fournira un support et un confinement uniforme du pipeline le long du tracé du tunnel, éliminant le développement des charges concentrées depuis les composantes tels que les rouleaux et/ou les supports. Le matériau de remplissage typique est non compressible et est un coulis de ciment durable ainsi que du béton maigre de faible densité. Dépendamment des propriétés souhaitées et de la logistique de construction, le matériau de remplissage sera soit le béton maigre à faible densité soit un coulis à base de bentonite et de ciment. Le béton maigre a un poids volumique beaucoup moins élevé que le béton conventionnel ou le coulis de ciment et par conséquent a des propriétés assez appropriées pour le pompage et la constructibilité et il est plus économique à utiliser.

Il a été assumé que le remplissage du tunnel commencera suite aux résultats positifs des tests hydrauliques de tout le segment du pipeline (c'est à dire sur 4.4 km de long) installé

dans le tunnel. Il est envisagé que l'opération de remplissage se face depuis le portail sud et le puits nord en pompant le matériau de remplissage dans le tunnel à travers des multiples tubes métalliques rétractables ou qu'on sacrifierait. Le remplissage commencerait par conséquent depuis le centre du tunnel vers les portails. HMM a choisi les dimensions du tunnel pour permettre l'accès au personnel et à la ventilation de façon que durant l'installation le personnel soit capable d'inspecter les opérations de manière sécuritaire tout près de la zone de remplissage. Pour prévenir des impacts à l'intégrité du remplissage (tels que l'entraînement des matériaux fins, la formation et la dilution des vides) pendant les opérations de remplissage, les venues d'eau dans le tunnel devront être ou bien pompées au portail sud ou bien canalisées et collectées dans une conduite (p. ex. une tranchée fermée ou des tubes de drainage au radier du tunnel). À la fin du remplissage du tunnel, le tube sera ou bien rempli ou bien injecté de coulis.

En général, les procédures de supports des tuyaux et de remplissage du tunnel seront préparés pour :

- Restreindre le tuyau de contrôler la flottaison du tuyau due aux forces de flottaison du poids des matériaux de remplissage ;
- Prévenir le flambage des tuyaux dû à la pression excessive d'injection durant le remplissage ;
- Limiter la chaleur générée pendant l'hydratation du ciment pour prévenir le développement des espaces entre le tuyau et le matériau de remplissage ;
- Contrôler l'eau;
- Prévenir des dommages aux tuyaux (incluant le revêtement des tuyaux) ;
- Fournir un support final du tunnel.

Pour assister au contrôle des eaux dans le tunnel et s'assurer que le tunnel est complètement rempli, des cloisonnements temporaires dans le tunnel sont aussi requis à intervalles réguliers.

Le volume de matériau de remplissage est environ 65,000 m³. Ce volume peut être fourni par des installations d'injection portables et continues qui sont capables de fabriquer et injecter à une cadence de plus de 100 m³ à l'heure, à des distances de plus de 3,000 m tout en maintenant un contrôle précis sur la qualité du coulis et de la zone de placement.

Une fois que le tunnel est rempli, la connexion des tuyaux depuis le portail jusqu'à la surface sera réalisée. Après la mise en service, les zones de portail seront remplis en séquences horizontales jusqu'à la surface avec un remblai granulaire approuvé (un mélange des déblais du tunnel et de matériaux préparés). Les travaux finaux de chantier, incluant la démobilisation, le nettoyage, et la remise en état du site seront donc complétés aux deux rives nord et sud.

7 AUTRES CONSIDERATIONS DE CONSTRUCTIBILITÉ

7.1 ENTREPOSAGE DES DEBLAIS

Les déblais dans la forme de débris végétaux, de sol et de roche seront générés depuis les zones de construction en surface et en souterrain. Alors que les débris végétaux seront incinérés ou entreposés dans des sites d'enfouissement, tout le sol agricole qui sera enlevé doit supposément être entreposé localement (dans la zone de chantier) et remis en place durant la restauration du site. Pendant l'enlèvement du mort-terrain, certains de ces matériaux pourraient ne pas être appropriés à la réutilisation et seront donc entreposés au site pour éviter des coûts additionnels liés au transport et à l'entreposage. Tout sol qui ne peut pas être réutilisé sera transporté aux sites d'enfouissement appropriés.

Une portion significative du tunnel sous le fleuve St-Laurent sera excavée à travers une séquence alternative de roches sédimentaires, à savoir du grès, des siltstones et des "mudstones", avec des blocks de schistes et ardoises situés dans une section au sud de la voie maritime du St-Laurent (domaine géotechnique 2). Dans ces roches, des traces de pyrites ont été identifiées et peuvent être sujet au drainage acide de la roche (ADR) et à la lixiviation des métaux (LM). La pyrite a aussi été observée durant les relevés géologiques des affleurements rocheux près du tracé du tunnel et HMM comprend que cette pyrite est courante dans les sédiments rocheux de la région. Des échantillons représentatifs ont été sélectionnés depuis les forages du tunnel et ont été envoyés pour tester leur potentiel au ARD/ML. Ces analyses ont été complétées et les résultats seront fournis séparément par d'autres.

L'entreposage des déblais provenant de l'excavation du tunnel pourrait ainsi exiger d'être disposé à un site particulier. Tous les déblais seront vraisemblablement disposés temporairement au site par l'Entrepreneur et transportés à un site d'entreposage par d'autres.

Un résumé des volumes totaux depuis les sites au nord et au sud (incluant une contingence de 20%) sont montrés dans le tableau ci-dessous.

TABLEAU 7-1 – ESTIMATION DES VOLUMES DE DEBLAIS.

Total Roc (m ³)	Total Sol (m ³)	Matériau réutilisable au site (m ³)	Contingence (m ³)	Déblais totaux (m ³)
145,000	7,000	13,000	28,000	167,000

7.2 EAUX SOUTERRAINES ET TRAITEMENT DES EAUX DE CONSTRUCTION

Étant donné le potentiel pour les venues d'eau durant l'excavation du tunnel (discuté plus loin à la Section 4.2.8), les eaux devront être pompées du front d'excavation jusqu'aux zones de chantier au portail sud. Ces venues d'eaux avec l'eau utilisée pour la construction du tunnel (l'on a supposé qu'ils seront fournis localement par des puits ou autres méthodes) vont se mélanger avec des sédiments depuis le tunnel et aux fluides et matériaux utilisés pendant l'excavation (ciment, graisse, huiles, etc.) et sont donc considérées contaminées.

Toutes les eaux de construction du tunnel seront pompées et traitées aux installations temporaires aux zones de chantier au sud et au nord avant d'être rejetés dans des endroits désignés. Quand les matériaux cimenteux sont utilisés, le pH est souvent légèrement basique, exigeant du CO₂ pour neutraliser le pH. L'entrepreneur doit se conformer aux exigences de toute réglementation des autorités fédérales, provinciales et municipales incluant le département de pêche et océans du Canada et le ministère de l'environnement, pour la protection des poissons et de la faune et la flore pendant les travaux de construction.

7.3 LA STABILITE DES PENTES A LA RIVE SUD

Lorsque l'excavation de tunnel est adjacent à une colline menant au bas à la plage sur la rive sud, il est important de confirmer qu'il n'y a pas de surfaces de glissement profondes aux alentours qui pourraient affecter la stabilité globale du tunnel et celle des pentes. Ainsi, HMM recommande à TCPL qu'une évaluation géotechnique de la colline soit réalisée avant l'excavation du tunnel. Même si il n'y a pas de surfaces majeures de rupture qui ont été observés aux alentours du tracé à la rive sud, il est important de le confirmer par des analyses de niveau approprié dans les étapes suivantes de la conception. Nous comprenons que TCPL s'occupe de ce problème.

8 EXIGENCES D'INVESTIGATIONS GEOTECHNIQUES ADDITIONELLES

Le programme d'investigation géotechnique entrepris à présent est décrit en Section 3.2. Ce programme consistait en un programme initial de relevés géologiques, une étude bathymétrique le long du fleuve St-Laurent, la réalisation de 12 forages (9 sous-marins et 3 terrestre), des relevés géologiques et géotechniques des carottes de roc, des essais in situ variés et un collecte d'échantillons de sol et de roc pour des essais de laboratoire. Le mandat original du programme incluait aussi la réalisation des essais de réfraction sismique le long du tracé du tunnel (incluant la voie maritime et les zones de portails et puits) ainsi que des forages sous-marins près de la zone de pente à la rive sud (QEEP-071). Pour terminer le programme d'investigation de 2014, les essais de laboratoire suivants devront être réalisés:

- Caractérisation environnementale pour comprendre le potentiel de générer des acides des déblais ;

- Échantillonnage additionnel pour la qualité des eaux dans le forage QEEP-059 afin d'obtenir un nombre suffisant d'échantillons pour caractériser les eaux souterraines.

Comme discuté plus haut, un des aspects importants de la conception du tunnel sous le fleuve St-Laurent est la profondeur du roc le long du tracé. Même si les investigations déjà effectuées ont permis de récolter un grand nombre d'informations sur les conditions géologiques, des hypothèses importantes ont dûes être avancées pendant l'étude de faisabilité pour estimer la profondeur du roc entre les forages. Pour pallier à ces limites, un programme d'investigation géotechnique sur le terrain est prévu pour 2015. Ce programme devra inclure la réalisation de relevés géophysiques le long du tracé pour fournir une indication sur les aspects suivants:

- La profondeur du roc pour un niveau de précision acceptable;
- La qualité du roc en fonction de la profondeur;
- La présence des affaissements rocheux sous le fleuve St-Laurent (s'il y en a); et
- Plus d'information sur les grandes caractéristiques du massif rocheux (p. ex. les failles) avec de faibles vitesses sismiques.

Ces relevés devraient être réalisés aux rives nord et sud pour mieux comprendre les tendances des épaisseurs des couches de mort-terrains à ces endroits. Pour les besoins de l'étude de faisabilité, il a été assumé que les résultats de ces investigations ne vont pas révéler d'importantes déviations aux hypothèses admises et qui pourraient remettre en cause la conception. En attendant la réalisation des relevés géophysiques, si des conditions géologiques inattendues sont révélées qui remettent en cause la conception, HMM recommande de rencontrer PCPL pour discuter des options applicable, incluant la réalisation d'investigations supplémentaires pour mieux caractériser ces conditions géologiques et mitiger les incertitudes et les risques à ces endroits. En fonction de la nature du risque en question, ceci pourrait impliquer la réalisation de forages additionnels.

9 OPTION DE CONCEPTION POUR UN TUNNEL ACCESSIBLE

La section suivante inclue une liste de projets de tunnels accessibles ainsi qu'une description additionnelle des considérations de construction si un l'option d'un tunnel accessible est envisagée.

9.1 EXEMPLES DE PROJETS DE TUNNELS ACCESSIBLES

En plus du tunnel de TQM discuté à la section 3.1.5, un nombre de projets de tunnel accessible ont été revu durant l'étude de faisabilité. Ils sont présentés ci-dessous.

9.1.1 LE TUNNEL GASTAU– BRÉSIL

Le tunnel GASTAU, qui est exploité par la compagnie publique Petrobras, a été construit sous un parc national entre 2008 et 2011 (Figure 9-1). Le tunnel a été conçu comme un

tunnel accessible pour un oléoduc de 28 po de haute pression amenant à une raffinerie. Le projet comprend un tunnel sans issu de 5.2 km de long, 5.4 m de diamètre intérieur et un nombre de puits de petit diamètre qui ont 500 m de haut et qui ont été rempli. Le tunnel a été excavé dans une roche métamorphique de grande résistance en utilisant un tunnelier blindé et un système de voussoirs préfabriqués alors que les puits ont été avancés en utilisant des techniques de « blind bore » (foré de puis la surface). Pour raccourcir l'échéancier de réalisation, il a été décidé d'excaver le tunnel un peu plus long et d'abandonner le tunnelier en place juste après la location du puits. D'autres mesures utilisées pour raccourcir l'échéancier incluent l'excavation des puits avant l'avancé du tunnel ainsi que l'installation des supports de tuyaux (complètement avec les rouleaux électriques) en même temps que l'excavation du tunnel.

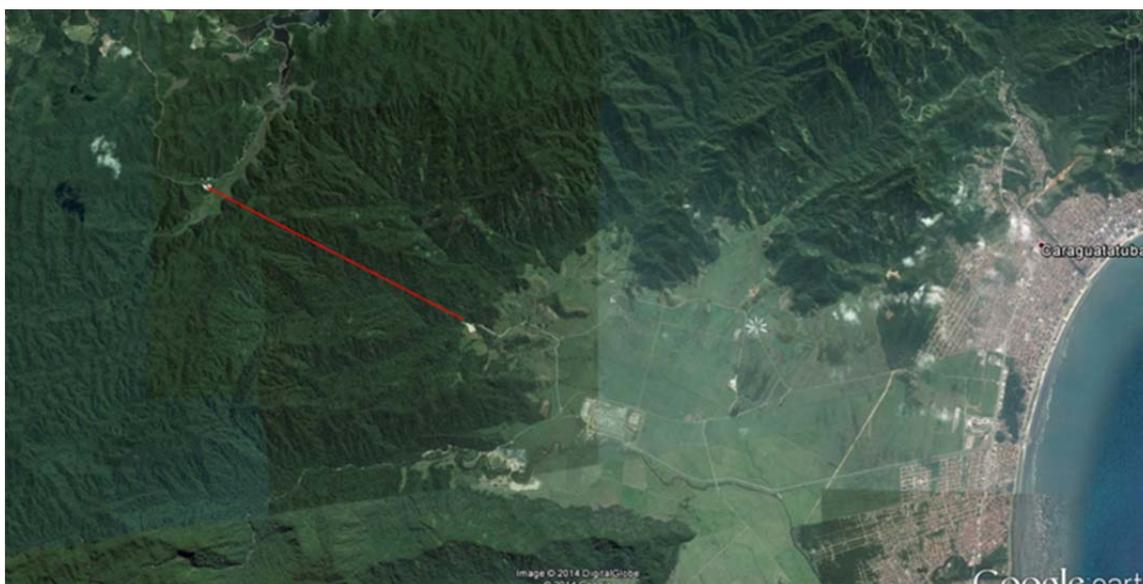


FIGURE 9-1 – TRACE DU TUNNEL GASTAU .

Quand le tunnelier a été abandonné derrière le puits, les supports de tuyaux restants et les rouleaux électriques ont été installés et le pipeline a été tiré dans le tunnel par les rouleaux. Il n'y a pas d'information disponible sur le niveau des équipements de protection contre incendie dans le tunnel. La coupe du tunnel et une photo des tuyaux installés dans le tunnel sont montrées à la Figure 9-2.

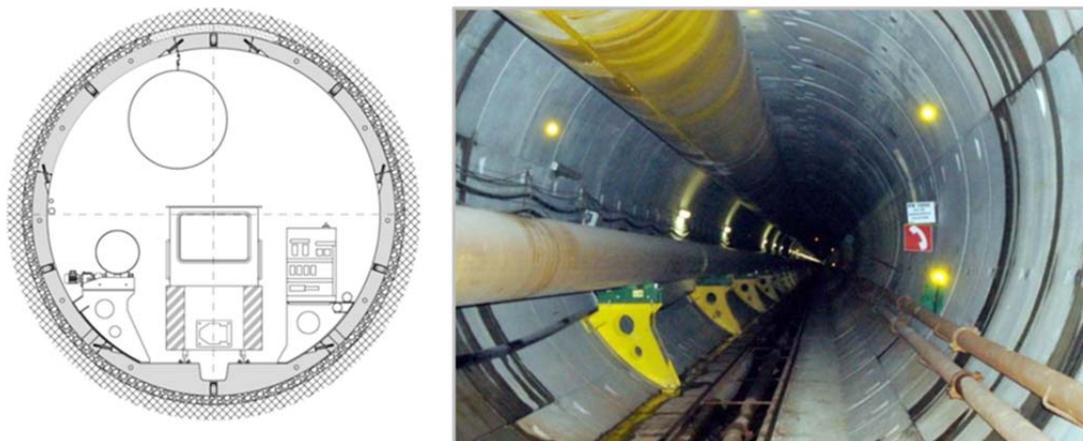


FIGURE 9-2 – COUPE DU TUNNEL GASTAU (GAUCHE) ET PHOTO DES TUYAUX INSTALLÉS (DROITE) (ELSNER, 2012).

9.1.2 LE TUNNEL FELBERTAUERN (TAL)– AUSTRICHE

La compagnie TransAlpine Pipeline (TAL) exploite cinq tunnels d'oléoduc à travers les Alpes faisant partie d'un oléoduc qui passe à travers l'Italie, l'Autriche et l'Allemagne. Les tunnels ont été construits au milieu et vers la fin des années 1960 en utilisant les méthodes conventionnelles de forage et dynamitage. Trois des tunnels ont 7 km de long alors que deux sont plus courts avec 300 m de longueur. Les tunnels sont environ 2.7 m de large par 3.5 m de haut et ont été conçu comme des tunnels ouverts pour permettre les inspections de l'oléoduc de 2 po de diamètre.

Les tunnels ont été originalement conçus pour une durée de vie de 30 ans, mais celle-ci a été allongée au moyen d'entretiens plus fréquents, de réparations et de diverses mises à niveaux. Dans les années 1990, environ 1.8 km de tuyaux ont dû être remplacés à l'extrémité d'un des tunnels à cause d'un défaut détecté pendant des inspections internes régulières. Ce remplacement a exigé l'élargissement du tunnel étant donné que le tunnel était trop petit pour permettre un remplacement qui aurait minimisé les coupures de gaz. Le soutènement du tunnel consistait en une combinaison de boulons d'ancrages, de béton projeté et/ou de treillis avec des sections localisées en revêtement final de béton. Les conditions du soutènement du roc sont évaluées deux fois par an par un consultant externe. Les venues d'eaux sont canalisées dans le tunnel et collectées aux zones de portails.

Le pipeline est monté sur des supports métalliques fondés sur des blocs de béton. Un véhicule d'accès a été spécialement fabriqué pour permettre au personnel d'inspecter tout le tunnel. Le véhicule électrique (vitesses allant jusqu'à 7 km/h) a été conçu pour chevaucher le tuyau sur rail à cause de la largeur du tunnel qui est étroite.

Les activités de maintenance typiques réalisées et qui font partie des activités d'un tunnel accessible incluent les suivantes:

- Revue géologique et géotechnique de la stabilité des murs du tunnel en roc et du soutènement du roc – deux fois par an ;
- Nettoyage et réparation des canalisations de drainage due aux venues d'eaux dans le tunnel ;
- Accès et réparation des tuyaux, du système de protection cathodique, des rails ainsi que les conditions de supports des tuyaux ;
- Surveillance vidéo du tunnel, système de détection de gaz, installations électriques, alimentation en électricité sans interruption, distribution à basse tension, système de signaux de contrôle à distance au système SCADA, débitmètre à ultrasons, système radio dans le tunnel, système de détection de gaz (aux portails du tunnel)
- La maintenance des véhicules d'accès dans le tunnel ainsi que la maintenance aux portails et des routes d'accès (hiver: dégagement de neige)

HMM a visité les tunnels Felbertauern et Hahnenkamm en Autriche au début 2013 dans le cadre d'un autre projet. Une figure montrant la coupe du tunnel est montrée (Figure 9-3) avec des photos du tunnel avec les tuyaux en place et le véhicule de maintenance (Figure 9-4, Figure 9-5 et Figure 9-6).

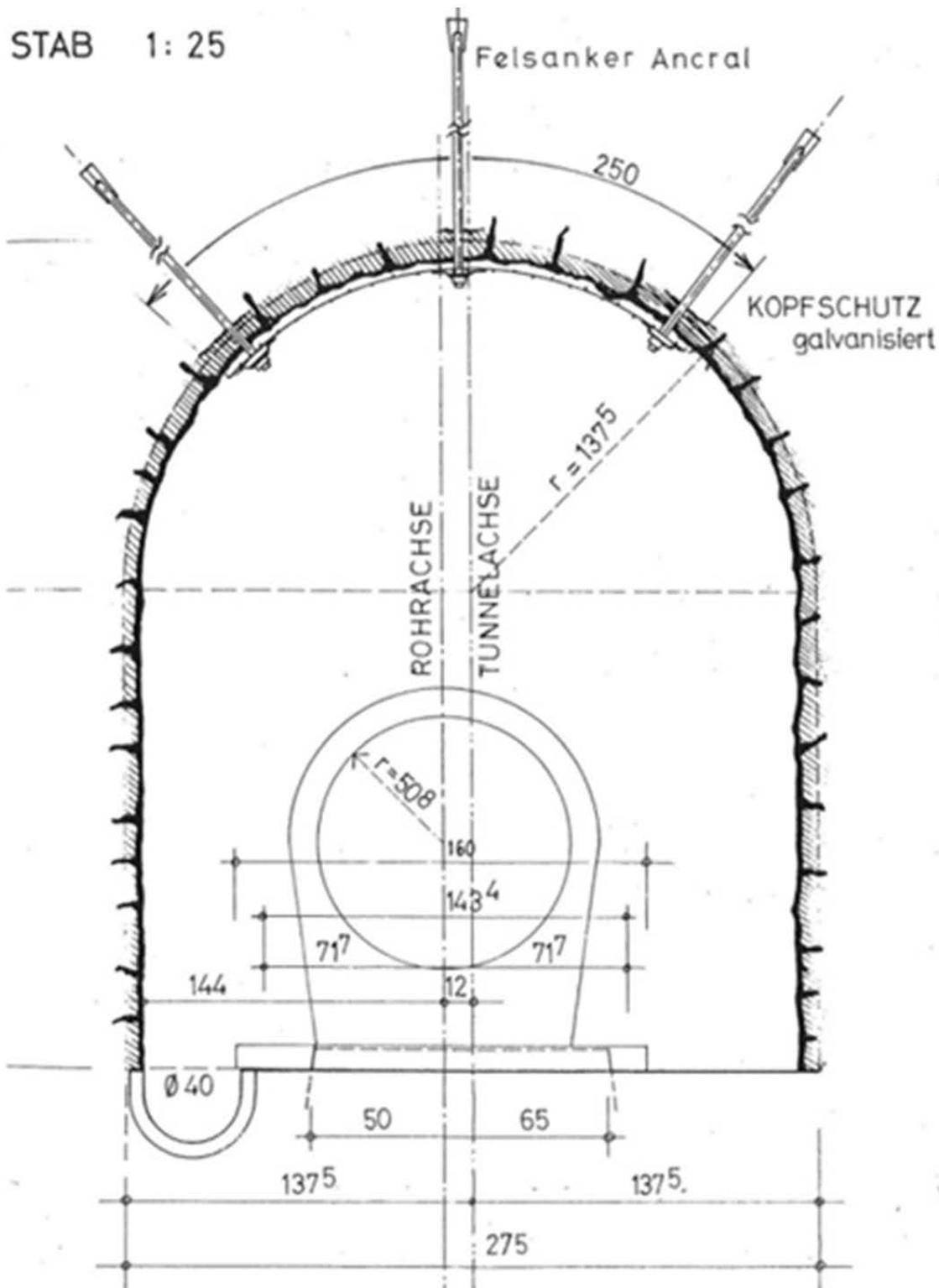


FIGURE 9-3 – COUPE DU TUNNEL TAL (SOURCE – TAL).



FIGURE 9-4 – TUYAU INSTALLE DANS LE TUNNEL TAL (LE VEHICULE DE MAINTENANCE EST EN ARRIERE DE LA PHOTO).



FIGURE 9-5 – PHOTO DU TUNNEL TAL.



FIGURE 9-6 – VÉHICULE D'ACCÈS DU TAL (SOURCE –TAL)

9.2 CONSIDÉRATIONS DE CONCEPTION

9.2.1 CONSTRUCTION DU TUNNEL

Une coupe préliminaire pour l'option d'un tunnel accessible est montrée au croquis HMM 343843-TU-120-S0-0011 (annexe A).

Pour l'option accessible, un tunnel plus large est requis pour fournir un accès suffisant pour toute la durée de la période de durée de vie pour laquelle le tunnel est conçu. Ainsi, 5.5 m de diamètre extérieur a été assumé pour les besoins de l'étude de faisabilité. Ce mètre additionnel donne un espace suffisant pour un système de revêtement final, de ventilation et d'équipement mécaniques et électriques ainsi qu'à un véhicule d'accès au tunnel.

L'approche de construction du tunnel sera très similaire à celui du tunnel rempli. Les tunnels d'accès et de sortie pour un tunnel devront être excavés aux rives sud et nord, respectivement et un tunnelier simple blindé serait utilisé pour excaver le tunnel lui-même. La différence principale sera dans les systèmes de soutènement temporaires utilisés. Les tunnels accessibles requièrent un revêtement permanent pour soutenir la masse rocheuse. Pour un tunnel excavé au tunnelier, ceci peut se faire par un système « single-pass » de voussoirs préfabriqués en béton qui font office de soutènement temporaire et revêtement permanent en un seul système et qui aussi empêche l'eau d'entrer dans le tunnel pour des tunnels peu profonds comme celui de TQM ou celui proposé pour EEST. Des méthodes

alternatives utilisent un système de soutènement temporaire, tel que les cintres et les moises, suivi d'un revêtement final en béton coulé en place une fois le tunnel excavé. Ceci allongerait l'échéancier de construction comparé au système de « single-pass » et est donc considéré non-optimal pour PCTL.

Après la fin de l'excavation du tunnel, un revêtement permanent en béton coulé en place sera installé dans les tunnels d'entrée et de sortie et dans le puits de sortie. Ce revêtement permanent aura une épaisseur appropriée pour supporter les charges de terrains qui seront transférées au revêtement après la dégradation du soutènement temporaire. Des renforcements en fibre ou acier seront utilisés pour contrôler la fissuration dans le béton.

Étant donné la petite taille du microtunnel, cette section va exiger le remblayage et il n'y aura donc pas d'accès aux tuyaux dans cette section. Si l'accès aux tuyaux est requis, un microtunnel de grand diamètre devra être excavé ou une solution de conception alternative (p. ex. un puits plus large, un portail descendant pour permettre aux tuyaux de monter en surface) sera requise.

9.2.2 SUPPORTS DE TUYAUX

Après excavation et extraction du tunnelier, les supports permanents seront installés dans le tunnel. Dépendant du diamètre du tunnel, certains travaux de supports de tuyaux peuvent être réalisés en même temps que l'excavation du tunnel ou avec l'installation des équipements mécaniques et électriques permanents. Étant donné la taille du tunnel EEST proposé qui est relativement petite (empêchant le passage facile dans le tunnel), des travaux concurrents seront difficiles à réaliser efficacement.

Les supports des tuyaux (incluant les rouleaux) seront vissés aux voussoirs à intervalles réguliers. Pour atteindre la durée de vie nécessaire de conception, les supports et les boulons devront être galvanisés pour prévenir la corrosion. Un exemple de ce style de supports de tuyaux qui serait utilisés est montré à la Figure 9-2.

Pour le tunnel de TQM, les tuyaux sont fixés sur le mur au milieu du tunnel et permet de bouger longitudinalement avec des boucles d'extension à la base de la structure du puits. Étant donné la taille des tuyaux (NPS 42), d'importantes boucles d'extension seront requises à chaque bout. En fonction des charges et du type de fixation, des blocs d'appuis peuvent inclure des blocs de béton fortement armés qui sont ancrés dans le roc et attachés au tuyau. Ces blocs (si requis) auront besoin d'être excavé à travers le revêtement dans le roc.

9.2.3 PROTECTION CONTRE INCENDIE

Après installation du pipeline, des équipes vont commencer à installer des équipements mécaniques et électriques liés aux opérations ainsi qu'à la sécurité dans le tunnel. Définir les exigences de la protection contre incendie pour un oléoduc au Canada n'est pas un

processus simple étant donné qu'il implique plusieurs agences gouvernementales, des législations et des règlements applicables, ainsi que le niveau de tolérance du propriétaire basés sur les besoins du personnel d'opération et du processus d'analyse des risques de la compagnie.

L'interprétation des exigences de protection incendie depuis des sources disponibles est plus compliqué pour les conditions non occupées du tunnel et son occupation minimale durant les occasions inféquentées quand l'accès est requis. En plus certaines provisions de la part des règlements pertinents peuvent être adressées en amenant des équipements portables qui sont spécifiques à certaines tâches plutôt que d'installer un équipement fixe durant la construction.

Une option de tunnel accessible avec des équipements complets de lutte contre l'incendie vont également exiger des bâtiments aux portails et aux puits pour abriter les équipements électriques et de communication ainsi que de relayer l'information depuis le tunnel aux différentes locations en surface. Les structures de surface fournissent également les inspections de véhicules, des accès au tunnel et des réparations ainsi que le système de sécurité pour éviter des accès non-autorisés au tunnel. Comme exemple, le tunnel de TQM comprend des grandes structures de puits à chaque bout ainsi que des bâtiments au nord permettant des accès aux véhicules (Figure 9-7). Ces bâtiments de surface sont typiquement localisés au portail ou au puits et donc leur construction doit attendre que l'excavation du tunnel soit terminée de façon qu'ils soient sur le chemin critique.



FIGURE 9-7 – LE BÂTIMENT AU Puits NORD DU TUNNEL TQM (GAUCHE) AND LE BÂTIMENT AU PORTAIL SUD (DROITE).

Après la fin des installations de surface et des équipements de protection contre incendie dans le tunnel, une période de mise en service est requise pour s'assurer que les équipements sont bien installés et sont opérés normalement et d'entraîner le personnel d'exploitation pour pouvoir bien opérer et surveiller les nouveaux équipements. Cette période de mise en service du système de protection incendie peut se faire simultanément avec celle de mise en service de l'oléoduc.

9.2.4 ACCÈS PERMANENT

Comme le tunnel restera dans un état ouvert et est situé à environ 100 m sous le niveau d'eau du fleuve St-Laurent et de l'aquifère, des venues d'eaux dans le tunnel seront à prévoir et devront être contrôlées par une série de pompes de la même manière que le système utilisé au tunnel de TQM. Si un système de voussoirs préfabriqués est utilisé à la place du béton coulé en place (comme celui utilisé au tunnel de TQM), la quantité d'eaux entrant dans le tunnel peut être considérablement réduite, réduisant ainsi la taille des pompes.

Des inspections mensuelles seront requises pendant toute la durée de vie du tunnel. En plus de fournir des opportunités régulières de maintenances, ces inspections vont annuler les exigences de protection cathodique requises le long du pipeline. Ces inspections seront réalisées en utilisant un petit véhicule similaire à celui utilisé au tunnel de TQM (Figure 9-8). En se basant sur la visite de HMM au tunnel TQM, les aménagements et systèmes suivants seront inspectés sur une base mensuelle:

- Bâtiments au puits avec les routes d'accès à chaque portail avec un petit véhicule d'accès d'un côté et au bâtiment de portail. Les deux aménagements seront cloturés avec une porte;
- Ventilateurs avec déshumidificateurs, lumières, détection de fumées, d'oxygène et de méthane, système de communication (SCADA, téléphones cellulaires, lignes téléphoniques fixes, haut-parleur), pompes, chauffage, alarmes de sécurité en surface ;
- Prises électriques (12 V and 24 V), générateurs d'appoint diesel, alimentation électrique sans coupure, transformateurs (tunnel et surface).



FIGURE 9-8 – VUE DU TUNNEL TQM DEPUIS LE VEHICULE D’ACCES .

10 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

Les conclusions et recommandations suivantes sont présentées concernant le tunnel proposé d’Énergie Est pour la traversée du fleuve St-Laurent:

- La construction d’un tunnel le long du tracé proposé est considérée faisable. Le microtunnel et le forage horizontal directionnel ne sont pas considérés être des méthodes applicable étant donné que la longueur du tunnel dépasse les maximums actuels dans l’industrie ;
- Un tunnel complètement rempli avec un tuyau simple NPS 42 a été choisi comme cas de référence ;
- Les investigations géotechniques comprenant une revue des informations existantes, des relevés de surfaces préliminaires et des forages (incluant des essais in situ et en laboratoire) ont été réalisées dans cette étude de faisabilité. Il existe des informations géotechniques adéquates pour confirmer la faisabilité d’un tunnel à l’endroit proposé pour la traversée à cette étape du projet. Cependant, des informations additionnelles

sont requises pour la conception finale du profil et la production des plans et devis pour construction (discuté plus bas) ;

- Le massif rocheux consiste en grande partie de sédiments tectoniquement perturbés incluant des grès, des siltstones et des mudstones. La qualité du roc est considéré comme bonne sur la majorité du tracé proposé, ce qui est convenable pour une méthode d'excavation au tunnelier. La résistance et l'abrasivité des échantillons de roc intact collectés jusqu'à présent appuient cette conclusion ;
- Des conditions d'excavation difficiles pourront être rencontrées dans les zones de failles majeures et mineures. Les localisations approximatives des zones de failles au sud de la voie maritime ont été déterminées à travers des relevés de surface extensifs réalisés par Comeau et al. (2004) et autres;
- Les mesures de gaz durant le programme d'investigations indiquent que la présence de monoxyde de carbone et de méthane est un risque qui devra être adressé durant la construction. Ce risque peut être mitigé par une ventilation adéquate, l'utilisation de détecteur de gaz et de l'isolation des équipements électriques isolés ;
- Les dimensions et la géométrie de la coupe du tunnel a été choisie en fonction des équipements standards de construction de tunnel pour faciliter l'excavation. À ce stade du projet, HMM a assumé que le soutènement du tunnel consistera en cintres métalliques et moises en bois. Ceci sera confirmé durant la conception détaillée;
- Les venues d'eaux (sans injection) d'environ 30 L/s au maximum peuvent être rencontrées à cause des perméabilités moyennes estimées dans les unités de roc sédimentaire. Ainsi, des forages de reconnaissance et des injections en avant du front de taille seront requis durant l'excavation. Il est anticipé que les injections réduiront les venues d'eaux à environ 7.0 L/s. Une capacité adéquate de pompage sera aussi requise d'être maintenue durant la construction pour minimiser les interruptions ;
- Le traitement des eaux de construction et des venues d'eaux sera requis pendant l'excavation du tunnel et avant d'être relâchées dans l'environnement ;
- Toutes les soudures devront être réalisées depuis la surface et le nombre de soudures de jonctions devra être minimisé. Pour y arriver, l'installation des tuyaux s'effectuera en utilisant une machine de poussée des tuyaux et un système de poulie pour pousser et tirer les tuyaux le long des rouleaux installés dans le tunnel. L'expérience montre que cette approche est réalisable. Ceci sera confirmé en conception détaillée;
- Des tâches d'investigations géotechniques additionnelles sont requises pour la conception détaillée. Elles incluent:
 - Échantillonnage additionnels dans le forage QEEP-059 pour caractériser la qualité des eaux souterraines;

- Caractérisation environnementale des déblais pour compléter l'évaluation géo-environnementale des déblais; et
- Des relevés de réfraction sismique le long du tracé pour investiguer la profondeur du roc entre les forages.

11 RÉFÉRENCES

TCPL Normes et procédures d'ingénierie

- TEP-COAT-ABR External Liquid Coating Systems for Abrasive Conditions (CDN-US-MEX) Rev 04
- TEP-CP-DD Cathodic Protection Design Directive (CDN-US-MEX) Rev 02
- TEP-WELD-DEMAG Demagnetization of Pipe Ends for a Tie-in Weld (CDN-US-MEX) Rev 02
- TEP-WELD-PLS Pipe Lowering-In Stress Check Procedure (CDN) Rev 00
- TES-COAT-FBE External Fusion Bond Epoxy for Steel Pipe (CDN-US-MEX) Rev 06
- TES-CP-CR Cathodic Protection Criteria Specification (CDN-US-MEX) Rev 06
- TES-HYDRO-CDN Hydrostatic Testing Specification Rev 01
- TES-HYDRO-HT4 Hydrostatic Test Specification for Integrity Testing of Existing Pipelines (CDN) Rev 03
- TES-NDT-RT Radiographic Examination of Welds (CDN) Rev 05
- TES-NDT-UT1 Mechanized Ultrasonic Examination of Pipeline Girth Welds (CDN) Rev 03
- TES-NDT-UT2 Manual Ultrasonic Examination of Welds (CDN) Rev 02
- TES-WELD-PL Welding of Pipelines and Tie-ins (CDN) Rev 04

Projets de références

- EE4930-JOV-C-RP-0202: Energy East – St. Lawrence Crossing Geotechnical Investigation Geotechnical Data Report, final version in preparation by Exp.
- TransCanada Energy East Pipeline Alignment Rev N, received December 11, 2014.

Références externe

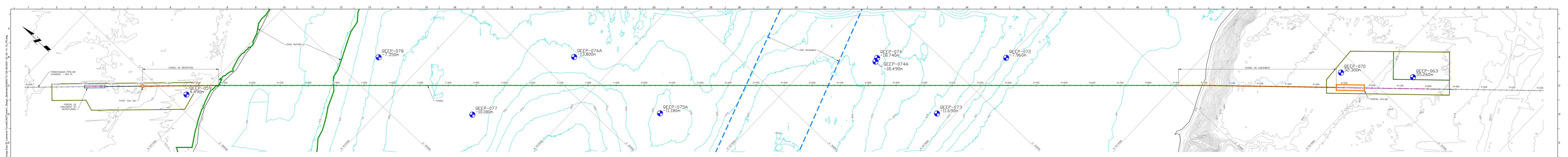
- Adams J & Bell JS. 1991. Crustal stresses in Canada. In: Slemmons, D.B., et al. (Ed.), Neotectonics of North America: Geol. Soc. of Am. , pp. 367–386. Boulder, Colorado, Decade Map Volume 1.
- Baird AF, McKinnon SD & Godin L. 2010. Relationship between structures, stress and seismicity in the Charlevoix seismic zone revealed by 3-D geomechanical

models: Implications for the seismotectonics of continental interiors. *Journal of Geophysical Research*, 115 B11402.

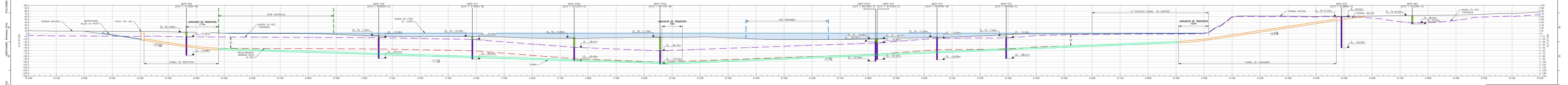
- Barton N, Lien R & Lunde J. 1974. Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support, *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 6(4): 189-239.
- Bieniawski, Z.T. 1984. *Rock mechanics design in mining and tunneling*. Rotterdam: Balkema Publishers.
- Bolduc AM. 2003 *Géologie des formations superficielles*, Charny, Quebec. Commission géologique du Canada, Dossier public 1776.
- Brodylo J-YC, Matton G & Rheault M. 2011. The stability of fault systems in the south shore of the St. Lawrence Lowlands of Québec: Implications for shale gas development. Society of Petroleum Engineers (Presentation).
- Castonguay S, Tremblay A & Lavoie D. 2002. Carte de compilation géologique, Québec-Chaudière Les ponts géologiques de l'est du Canada Transect 2, Québec. Commission géologique du Canada, Dossier public 4314.
- Chen Z, Lavoie D & Malo, M. 2014. Geological characteristics and petroleum resource assessment of Utica Shale, Quebec, Canada. Geological Survey of Canada, Open File 7606.
- Comeau F-A, Kirkwood D, Malo M, Asselin E & Bertrand R. 2004. Taconian melanges in the parautochthonous zone of the Quebec Appalachians. *Canadian Journal of Earth Sciences*, 41(12): 1473-1490.
- Comeau F-A. 2006. *Structure et stratigraphie de la zone parautochthone des appalaches taconiennes dans la région de Québec*. Master's thesis, Université Laval.
- Elsner P. 2012. A major step for a pipeline: crossing the Serra do Mar State Park in Brazil. In: 7th Pipeline Technology Conference, Hanover, Germany (March 28-3, 2012).
- Heuer RE. 1995. Estimating Rock Tunnel Water Inflow. In: *Proceedings of the Rapid Excavation and Tunnelling Conference*. Ed. J. D. Hutton and W.D. Rogstad; pp. 394-407.
- Heuer RE. 2005. Estimating Rock Tunnel Water Inflow – II. In: *Proceedings of the Rapid Excavation and Tunnelling Conference*. Ed. G. Williamson and I.M. Gowring; pp. 41-60.
- Konstantinovskaya E, Malo M & Castillo DA. 2012. Present-day stress analysis of the St. Lawrence Lowlands sedimentary basin (Canada) and implications for caprock integrity during CO₂ injection operations. *Tectonophysics*, 518-521: 119-137.
- Lavoie D, Malo M & Tremblay A. 2002. The Cambrian–Ordovician successions along the ancient continental margin of Laurentia — recent advances. *Canadian Journal of Earth Sciences*, 40: 131-133.

- Lavoie D, Hamblin AP, Thériault R, Beaulieu J & Kirkwood D. 2008. The Upper Ordovician Utica Shales and Lorraine Group flysch in southern Québec: Tectonostratigraphic setting and significance for unconventional gas. Geological Survey of Canada, Open File 5900.
- Lavoie D. 2011. The Upper Ordovician Utica and Lorraine Shales in southern Quebec: A regional overview. Search and Discovery Article #80165.
- Ministère des Ressources naturelles. 2012. Compilation géologique – CHARNY. Map CG-21L11-2012-01.
- Mousseau N. 2011. Shale gas: the Québec situation. AVGLSL (Presentation).
- National Energy Board (NEB). 2009. A primer for understanding Canadian shale gas. Briefing note, November 2009.
- Natural Resources Canada (NRCAN). 2013. Earthquake zones in Eastern Canada. Accessed online, January 14, 2014.
- NSAI. 2009. Assessment of unrisks prospective gas resources to the Questerre Energy Corporation interest in the Utica Shale for certain acreage located in St. Lawrence Lowlands of Quebec, Canada. Resource assessment document.
- Perras MA & Diederichs MS. 2014. A review of the tensile strength of rock: concepts and testing. Geotechnical and Geological Engineering, 32(2): 525-546.
- Pfeff D. 2013. Pipe Thruster: different applications for the installation of pipelines. In: 9th Pipeline Technology Conference, Berlin, Germany (May 12-14, 2014).
- Pinet N. 2011. Deformation in the Utica Shale and Lorraine Group, St. Lawrence Lowlands, Quebec. Geological Survey of Canada, Open File 6952.
- Plumb RA & Cox JW. 1987. Stress directions in eastern North America determined to 4.5 km from borehole elongation measurements. Journal of Geophysical Research, 92: 4805-4816.
- Power MS, Rosidi D & Kaneshiro J. 1996. Volume III Strawman: Screening, evaluation, and retrofit design of tunnels. Report prepared for National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, New York.
- St-Julien P & Hubert C. 1975. Evolution of the Taconian Orogen in the Quebec Appalachians. American Journal of Science, 274-A: 337-362.

ANNEXE A – DESSINS HMM



PLAN
ECH: 1:2000



PROFIL
ECH: 1:2000

PRÉLIMINAIRE
10-11-2014

- NOTES:
1. TOUTES LES COORDONNÉES SONT EN UTM (NAD83 ZONE 19) ET LES ÉLEVATIONS SONT GÉODÉSIQUES.
 2. TOUTES LES PENTES SONT EN POURCENTAGE, SAUF INDICATION CONTRAIRE.
 3. TOUTES LES DIMENSIONS SONT EN MÈTRES, SAUF INDICATION CONTRAIRE.
 4. LE PROFIL DU FOND ROCHÉUX THÉORIQUE EST CONSIDÉRÉ UNIFORME ENTRE LES DIFFÉRENTS SONDAGES. LA DIFFÉRENCE D'ÉLEVATION ENTRE LES SONDAGES EST PRÉSUMÉE NÉGLIGEABLE.
 5. LE PROFIL ENTRE LES SONDAGES EST PRÉSUMÉ LINÉAIRE.
 6. LE PROFIL DU TUNNEL SERA VALIDÉ ET CONTRÔLÉ AVEC DES RELEVÉS ET BATHYMETRIE.
 7. TOUTES LES COURBES VERTICALES DU TUNNEL SONT PRÉSUMÉES AVOIR UN RAYON DE 1000m.
 8. POUR DES DÉTAILS SUPPLÉMENTAIRES, SE RÉFÉRER AU DESSIN 343843-TU-120-S0-0001

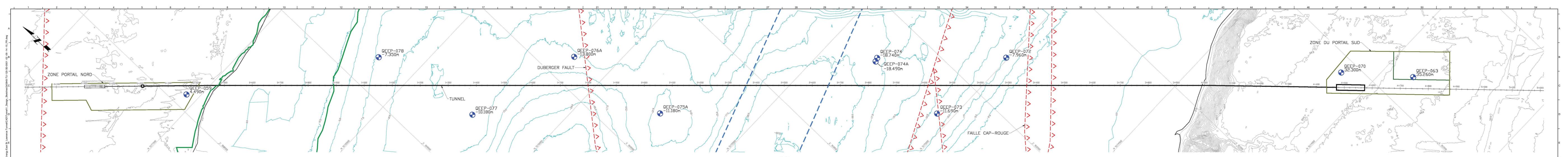
REF.	DRAWING NUMBER	DRAWING TITLE

NO.	DESCRIPTION	BY	DATE	SCALE	INITIALES	SIGNATURE	YYYYMMDD

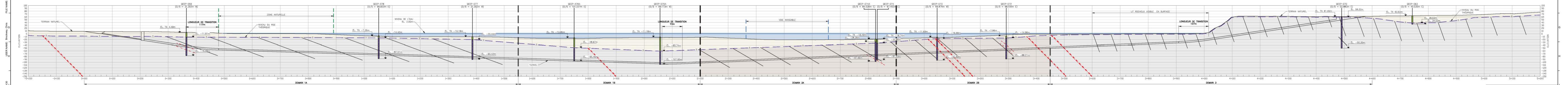
INDIQUÉE	INDIQUÉE

CLIENT REF. DWG. No.: -
CLIENT: TransCanada Pipelines Ltd.
Tunnel sous le fleuve St-Laurent d'Énergie Est
DISPOSITION GÉNÉRALE
PLAN ET PROFIL
PROJECT/DWG. No.: 343843-TU-120-S0-0001
REV. No.: A

PLOT DATE: Tuesday, March 17, 2016 15:13:23
USER NAME: Brockway, Chris
FILE NAME: P:\343843 - Energy Est St-Laurent Tunnel\CAD\Tunnel\Design\Sketch\343843-TU-120-S0-0001-02-00-14-11-FR.dwg



PLAN
ECH: 1:2000



PROFIL
ECH: 1:2000

LEGEND

	FAILLE REGIONALE DE CHEVAUCHEMENT (PLAN)		FLEUVE SAINT-LAURENT
	FAILLE REGIONALE DE CHEVAUCHEMENT PRESUME (PROFIL)		MORTS-TERRAINS (OVERBURDEN)
	ZONE DE DISAJUSTEMENT / ZONE FRACTUREE		SEQUENCE DES TURBIDITES (ALTERNANCE DE GRES, SILTE ET D'ARGILE / ROCHE SEDIMENTAIRE)
	LITAGE GENERAL / FOLIATION (VOIR NOTE ?)		ROCHE SEDIMENTAIRE, AVEC DES TRACES DE SILTE ET DE GRES
	LIMITE DU TUNNEL PROJETE		

- NOTES:
1. TOUTES LES COORDONNEES SONT EN UTM (NAD83 ZONE 19) ET LES ELEVATIONS SONT GEODESIQUES.
 2. TOUTES LES PENTES SONT EN POURCENTAGE, SAUF INDICATION CONTRAIRE.
 3. TOUTES LES DIMENSIONS SONT EN METRES, SAUF INDICATION CONTRAIRE.
 4. LE PROFIL DU FOND ROCHUEUX THEORIQUE EST CONSIDERE UNIFORME ENTRE LES DIFFERENTS SONDAGES. LA DIFFERENCE D'ELEVATION ENTRE LES SONDAGES EST PRESUMEE NEGLIGEABLE.
 5. LE PROFIL ENTRE LES SONDAGES EST PRESUME LINEAIRE.
 6. LE PROFIL DU TUNNEL SERA VALIDE ET CONFIRME AVEC DES RELEVES ET BATHYMETRIE.
 7. TOUTES LES COURBES VERTICALES DU TUNNEL SONT PRESUMES AVOIR UN RAYON DE 1000M.
 8. POUR DES DETAILS SUPPLEMENTAIRES, SE REFERER AU DESSIN 343843-TU-120-S0-0001

REFERENCE DRAWINGS

REF.	DRAWING NUMBER	DRAWING TITLE

REVISIONS

NO.	DESCRIPTION	BY	DATE

CLIENT REF. DWG. No. -

CLIENT: **TransCanada Pipelines Ltd.**

PROJECT: **Tunnel sous le fleuve St-Laurent d'Énergie Est**

INDUSTRY: **GEOLOGIE**

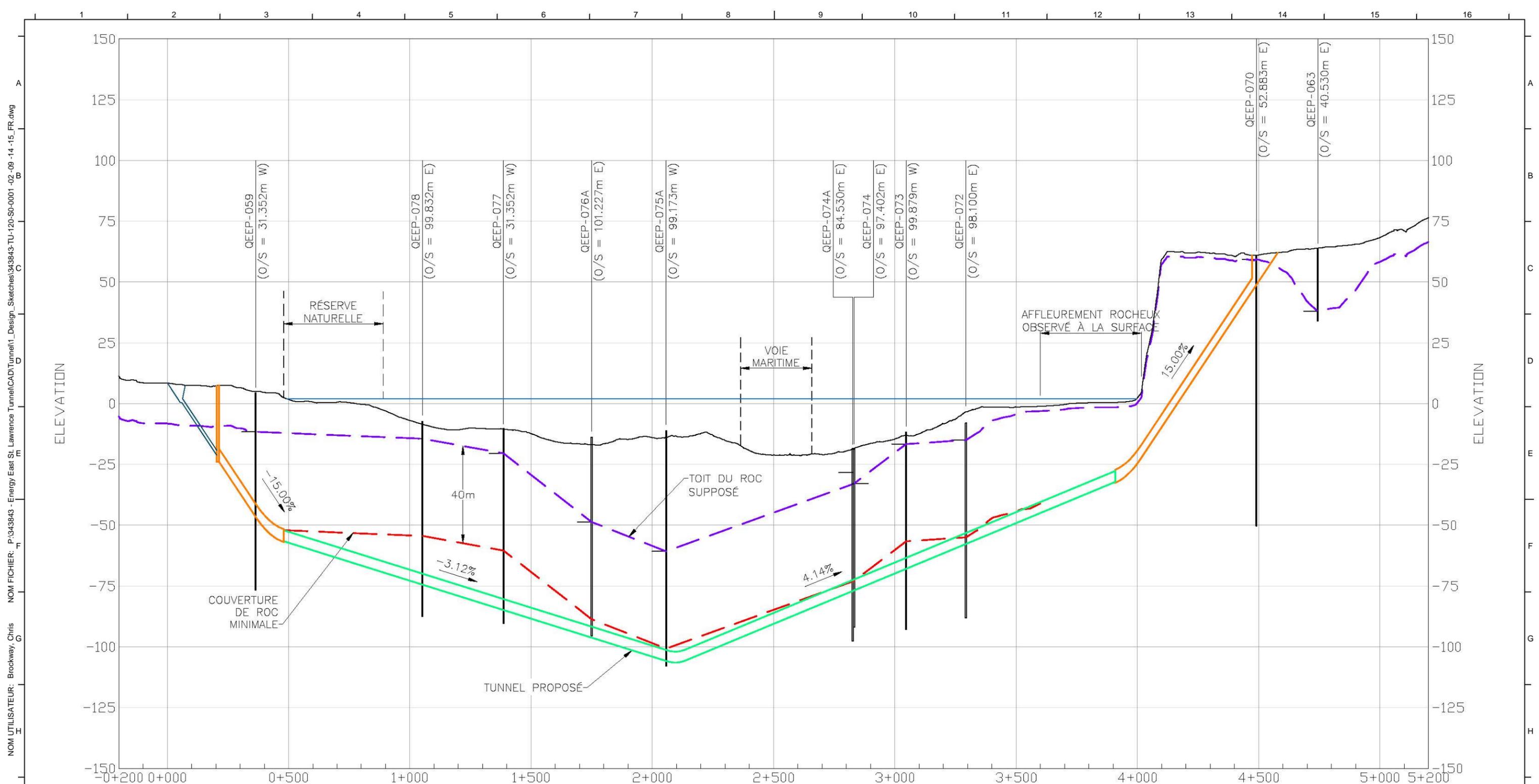
DRAWING: **PLAN ET PROFIL**

PROJECT NO.: **343843-TU-120-S0-0002**

DATE: **18-11-2014**

INDIQUÉE

FILE NAME: P:\343843 - Energy East St-Laurent Tunnel\CAD\Tunnel\Design\343843-TU-120-S0-0001.dwg
USER NAME: Brockway, Chris
PLOT DATE: Tuesday, March 17, 2016 15:08:30



PROFIL
 ECHELLE: 1:7500
 EXAGÉRATION: 10V:1H

PRELIMINARY
 DATE: Wednesday, November 19, 2014, 9:48 AM

REF.	NUMÉRO DE RÉFÉRENCE	TITRE DE LA RÉFÉRENCE
DESSINS EN RÉFÉRENCE		
<small>CE DOCUMENT, SES ANNEXES AINSI QUE LES INFORMATIONS QU'ILS CONTIENNENT SONT CONFIDENTIELS ET SECRETS, PROTÉGÉS À CE TITRE PAR LES DISPOSITIONS DES CODES DE LA PROPRIÉTÉ INTELLECTUELLE ET INDUSTRIELLE. ILS NE DOIVENT PAS ÊTRE DIFFUSÉS À D'AUTRES PARTIES SANS LE CONSENTEMENT DE HATCH MOTT MACDONALD ET DE LA PARTIE QUI L'A COMMANDÉ. HATCH MOTT MACDONALD NE PEUT ÊTRE TENUE RESPONSABLE POUR LES CONSÉQUENCES DE L'UTILISATION DE CE DOCUMENT PAR UNE AUTRE PARTIE, QU'À D'AUTRES FINS, OU À D'AUTRES FINIS, OU POUR UNE ERREUR OU UNE OMISSION DUE À UNE ERREUR OU OMISSION DANS LES DONNÉES FOURNIES À HATCH MOTT MACDONALD PAR D'AUTRES PARTIES.</small>		

- NOTE:
- TOUTES LES COORDONNÉES SONT EN UTM (NAD83, ZONE 19) ET TOUTES LES ÉLEVATIONS SONT EN DONNÉES GÉODÉSQUES.
 - TOUTS LES GRADIENTS SONT EN POURCENTAGE, SAUF SI INDIQUÉ DIFFÉREMMENT.
 - TOUTES LES DIMENSIONS SONT EN MÈTRES, SAUF SI INDIQUÉ DIFFÉREMMENT.
 - LE PROFIL DU ROC EST SUPPOSÉ COMME LATÉRALEMENT CONFORME. À CE PROPOS, LA DIFFÉRENCE ENTRE L'ÉLEVATION DU TOIT DU ROC LE LONG DE L'ALIGNEMENT PAR RAPPORT À CELUI DES FORAGES DÉCALÉS DE CELLE-CI EST CONSIDÉRÉE COMME NÉGLIGEABLE.
 - LE TOIT DU ROC ENTRE LES FORAGES EST CONSIDÉRÉ COMME LINÉAIRE.
 - LE PROFIL DU TUNNEL SERA CONFIRMÉ SUITE AUX RELEVÉS GÉOPHYSIQUES TERRESTRES ET SOUS-MARINS.
 - TOUTES LES COURBURES VERTICALE DE L'ALIGNEMENT DU TUNNEL ONT UN RAYON DE 1000 M.

SCEAU:

--	--	--	--

NO.	DESCRIPTION	PAR	AAAA/MM/JJ
RÉVISIONS			

DESSINÉ: CSB	14/09/23
CONÇUE: -	-
VÉRIFIÉE: -	-
APP.: -	-
INITIALES	SIGNATURE
	AAAA/MM/JJ
ECHELLE: INDICUÉE	

No RÉF. CLIENT: -

CLIENT: TransCanada PipeLines Ltd

Tunnel sous le fleuve St-Laurent d'Énergie Est

DISPOSITION GÉNÉRALE
PROFIL

PROJET/DESSIN No: D	343843-TU-120-S0-0009	REV No: A
----------------------------	-----------------------	------------------

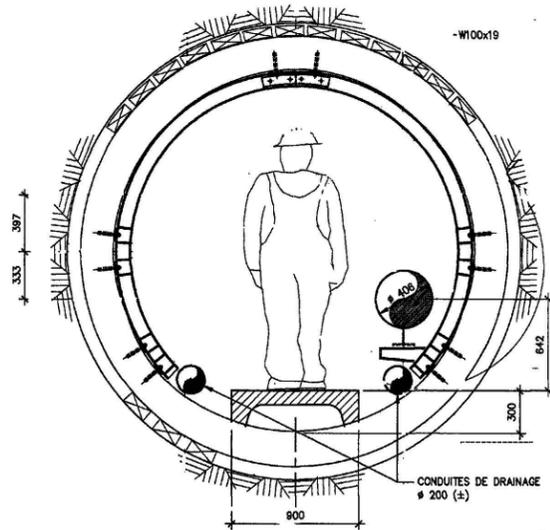
DATE IMPR.: Tuesday, March 17, 2015 15:06:49

NOM UTILISATEUR: Brockway, Chris
 NOM FICHIER: P:\343843 - Energy East St. Lawrence Tunnel\CAD\Tunnel1_Design_Sketches\343843-TU-120-S0-0001-02-09-14-15_FR.dwg

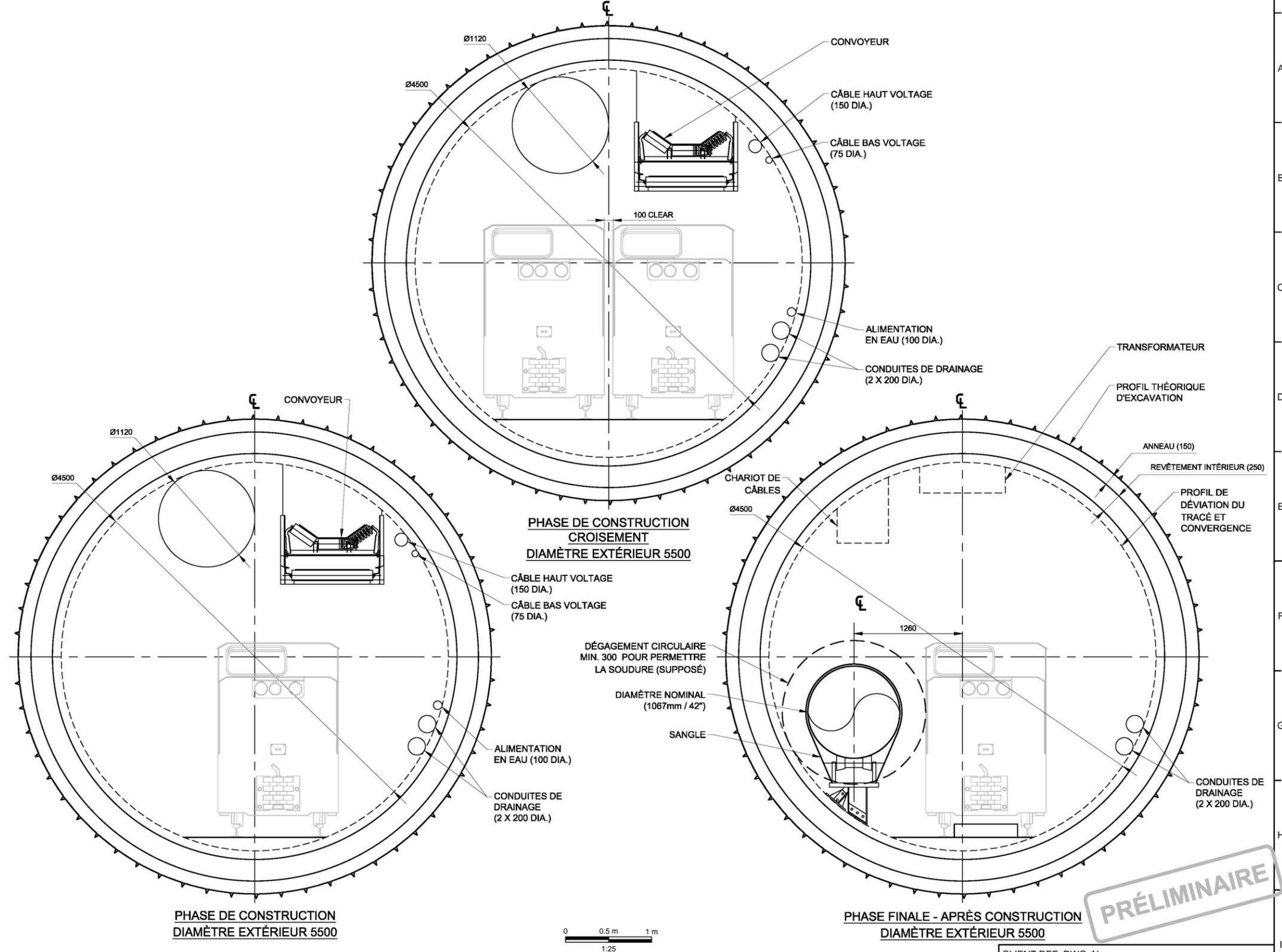
FILE NAME: P:\343843 - Energy East St. Lawrence Tunnel\CAD\Tunnel\1_Design_Sketches\343843-TU-120-S0-0011-0012_FR.dwg
 USER NAME: Brockway, Chris
 PLOT DATE: Tuesday, March 17, 2015 15:18:31



PHOTOGRAPHIE DU TUNNEL TQM



SECTION DU TUNNEL TQM



PRÉLIMINAIRE

REF.	DRAWING NUMBER	DRAWING TITLE
REFERENCE DRAWINGS		
<small>This document is issued for the party which commissioned it and for specific purposes connected with the captioned project only. It should not be relied upon by any other party or used for any other purpose. We accept no responsibility for the consequences of this document being relied upon by any other party, or being used for any other purpose, or containing any error or omission which is due to an error or omission in data supplied to us by other parties. This document contains confidential information and proprietary intellectual property. It should not be shown to other parties without consent from us and from the party which commissioned it.</small>		

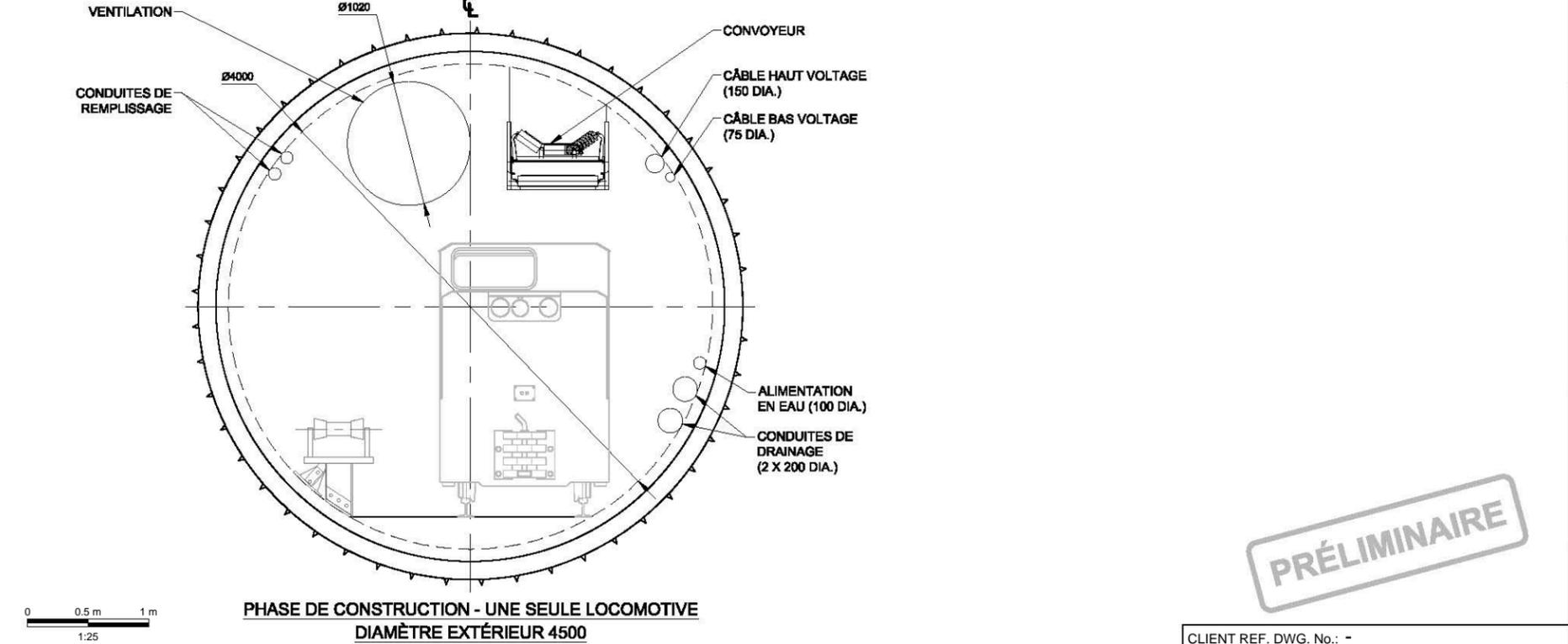
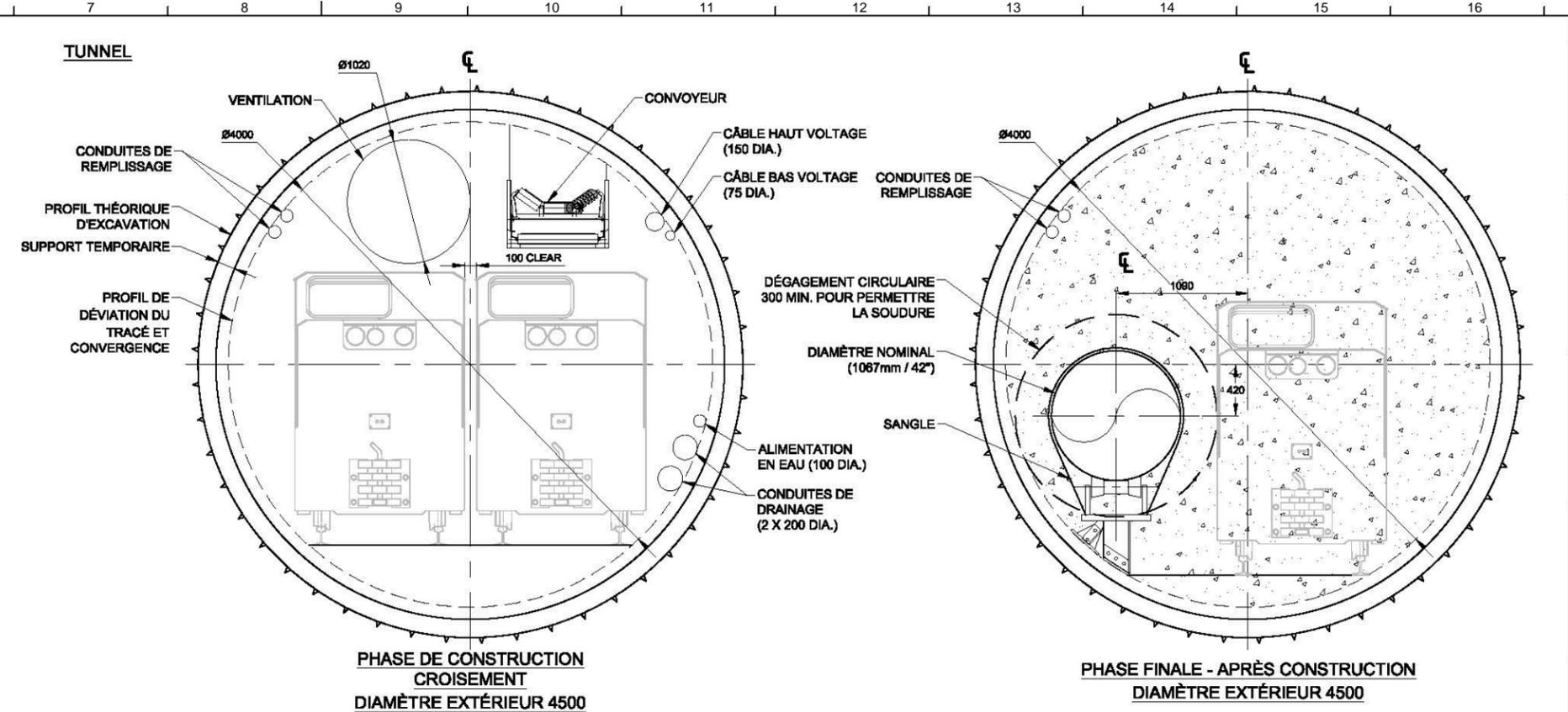
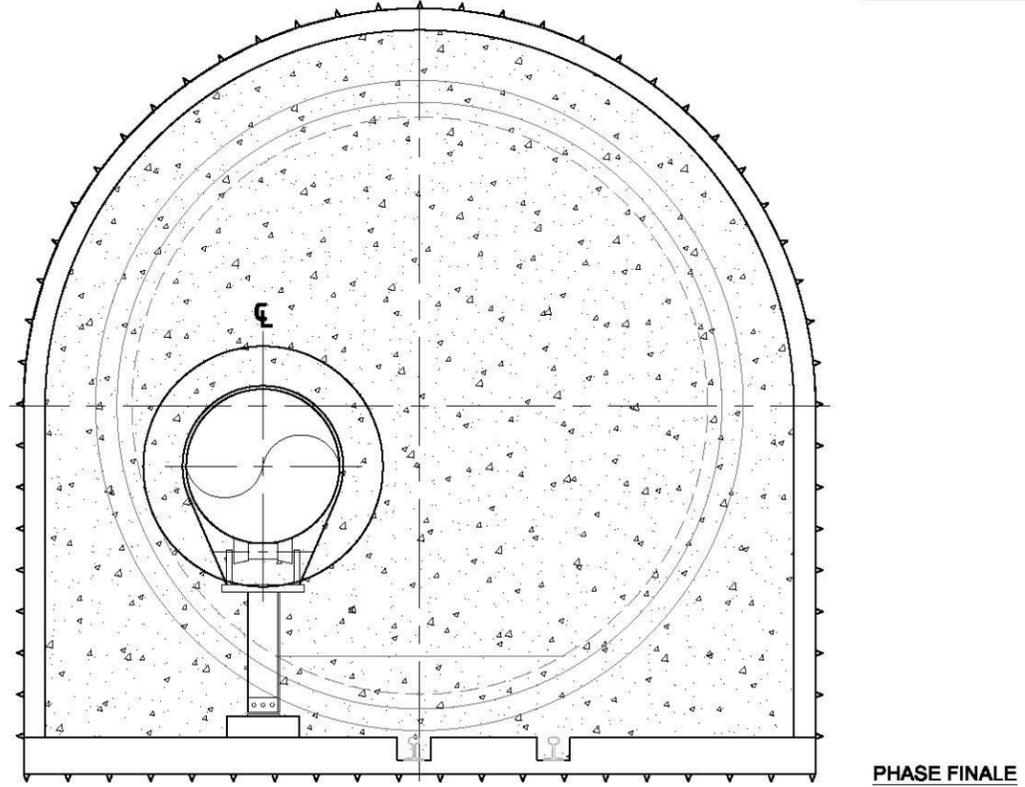
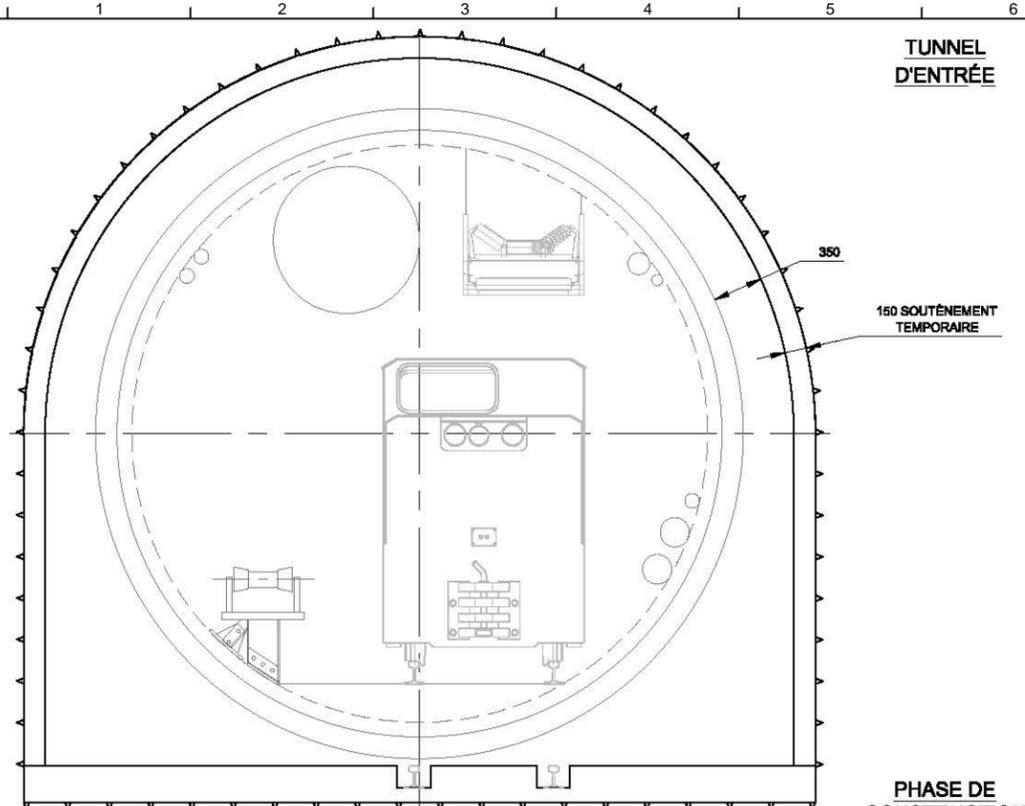
ENGINEER STAMP:	

NO.	DESCRIPTION	BY	DATE
A	POUR DISCUSSION	PJP	2014/11/20
REVISIONS			

Hatch Mott MacDonald	
DRAWN: CSB	2014/11/20
DESIGN: JCL	2014/11/20
CHECK: PJP	2014/11/20
REVIEW: -	-
SCALE: INITIALS SIGNATURE	YYYYMMDD
INDIQUÉE	

CLIENT REF. DWG. No.: -
CLIENT: TransCanada TransCanada PipeLines Ltd
Tunnel sous le fleuve St-Laurent d'Énergie Est
COUPES TUNNEL ACCESSIBLE
PROJECT/DWG No.: D 343843-TU-120-S0-0011
REV No: A

FILE NAME: P:\343843 - Energy East St. Lawrence Tunnel\CAD\Tunnel\1_Design_Sketches\343843-TU-120-S0-0011-0012_FR.dwg
 USER NAME: Brockway, Chris
 PLOT DATE: Tuesday, March 17, 2015 15:17:25



PRÉLIMINAIRE

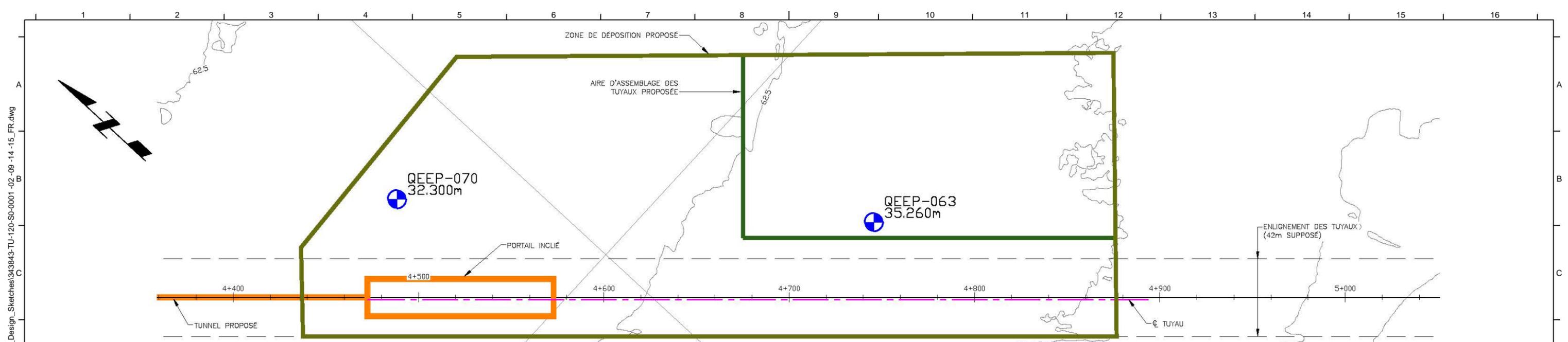
REF.	DRAWING NUMBER	DRAWING TITLE
REFERENCE DRAWINGS		
This document is issued for the party which commissioned it and for specific purposes connected with the captioned project only. It should not be relied upon by any other party or used for any other purpose. We accept no responsibility for the consequences of this document being relied upon by any other party, or being used for any other purpose, or containing any error or omission which is due to an error or omission in data supplied to us by other parties. This document contains confidential information and proprietary intellectual property. It should not be shown to other parties without consent from us and from the party which commissioned it.		

ENGINEER STAMP:	

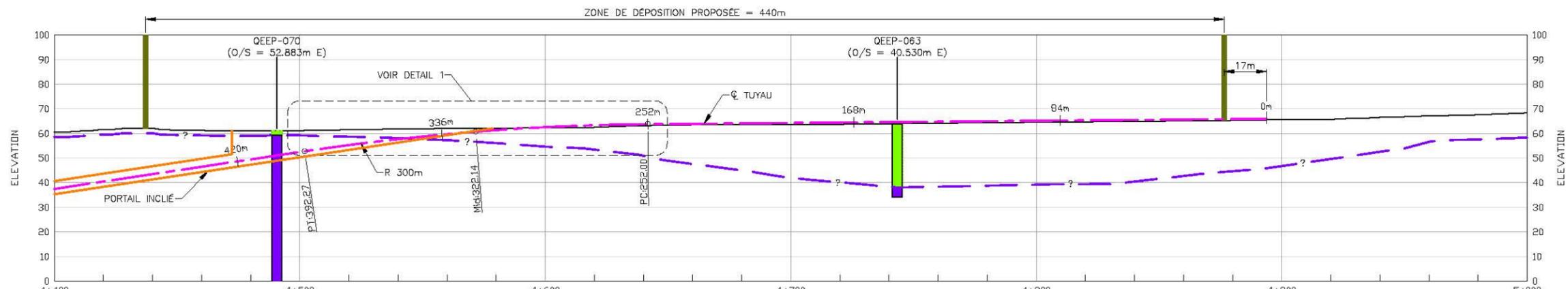
NO.	DESCRIPTION	BY	DATE
A	POUR DISCUSSION	PJP	2014/11/20
REVISIONS			

DRAWN: CSB	2014/11/20
DESIGN: JCL	2014/11/20
CHECK: PJP	2014/11/20
REVIEW: -	-
SCALE: INDICÉE	INITIALS SIGNATURE YYYYMMDD

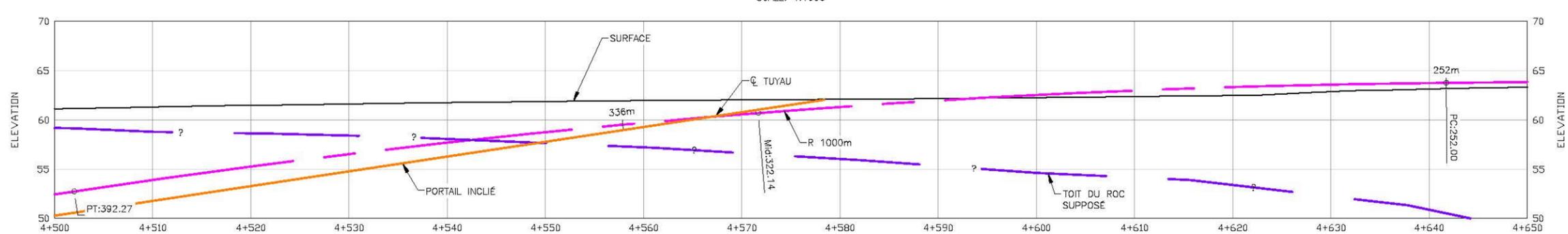
CLIENT REF. DWG. No.: -
CLIENT: TransCanada PipeLines Ltd
Tunnel sous le fleuve St-Laurent d'Énergie Est COUPES REMPLISSAGE DU TUNNEL
PROJECT/DWG No.: 343843-TU-120-S0-0012
REV No: A



PLAN
SCALE: 1:1000

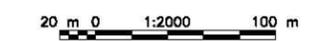


PROFIL
SCALE: 1:1000



DETAIL-1
SCALE: 1:250

PRELIMINARY
DATE: Wednesday, November 19, 2014, 9:48 AM



REF.	NUMÉRO DE RÉFÉRENCE	TITRE DE LA RÉFÉRENCE
DESSINS EN RÉFÉRENCE		
<small>CE DOCUMENT, SES ANNEXES AINSI QUE LES INFORMATIONS QU'ILS CONTIENNENT SONT CONFIDENTIELS ET SECRETS, PROTÉGÉS À CE TITRE PAR LES DISPOSITIONS DES CODES DE LA PROPRIÉTÉ INTELLECTUELLE ET INDUSTRIELLE. ILS NE DOIVENT PAS ÊTRE DIFFUSÉS À D'AUTRES PARTIES SANS LE CONSENTEMENT DE HATCH MOTT MACDONALD ET DE LA PARTIE QUI L'A COMMANDÉ. HATCH MOTT MACDONALD NE PEUT ÊTRE TENUE RESPONSABLE POUR LES CONSÉQUENCES DE L'UTILISATION DE CE DOCUMENT PAR UNE AUTRE PARTIE, OU À D'AUTRES FINS, OU POUR UNE ERREUR OU UNE OMISSION DUE À UNE ERREUR OU OMISSION DANS LES DONNÉES FOURNIES À HATCH MOTT MACDONALD PAR D'AUTRES PARTIES.</small>		

- NOTE:
- TOUTES LES COORDONNÉES SONT EN UTM (NAD83, ZONE 19) ET TOUTES LES ÉLÉVATIONS SONT EN DONNÉES GÉODÉSIQUES.
 - TOUTS LES GRADIENTS SONT EN POURCENTAGE, SAUF SI INDIQUÉ DIFFÉREMMENT.
 - TOUTES LES DIMENSIONS SONT EN MÈTRES, SAUF SI INDIQUÉ DIFFÉREMMENT.
 - LE PROFIL DU ROC EST SUPPOSÉ COMME LATÉRALEMENT CONFORME. À CE PROPOS, LA DIFFÉRENCE ENTRE L'ÉLÉVATION DU TOIT DU ROC LE LONG DE L'ALIGNEMENT PAR RAPPORT À CELUI DES FORAGES DÉCALÉS DE CELLE-CI EST CONSIDÉRÉE COMME NÉGLIGEABLE.
 - LE TOIT DU ROC ENTRE LES FORAGES EST CONSIDÉRÉ COMME LINÉAIRE.
 - LE PROFIL DU TUNNEL SERA CONFIRMÉ SUITE AUX RELEVÉS GÉOPHYSIQUES TERRESTRES ET SOUS-MARINS.
 - TOUTES LES COURBURES VERTICALE DE L'ALIGNEMENT DU TUNNEL ONT UN RAYON DE 1000 M.

NO.	DESCRIPTION	PAR	AAAA/MM/JJ
RÉVISIONS			

Hatch Mott MacDonald	
DESSINÉ: CSB	14/09/23
CONÇUE: -	-
VÉRIFIÉE: -	-
APP.: -	-
INITIALES	SIGNATURE
AAAA/MM/JJ	AAAA/MM/JJ
ECHELLE: INDICUÉE	

No RÉF. CLIENT: -

CLIENT: TransCanada Pipelines Ltd

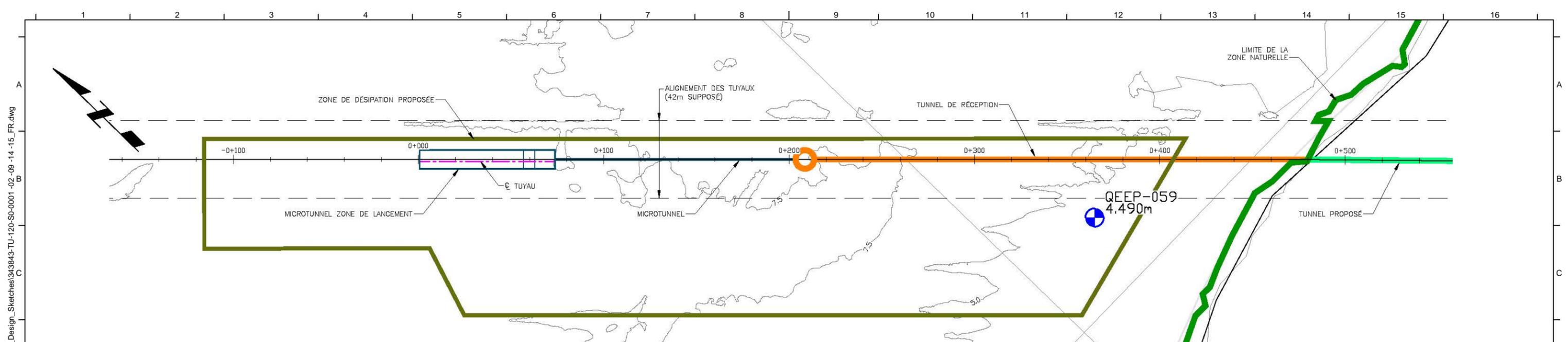
Tunnel sous le fleuve St-Laurent d'Énergie Est
INSTALLATION DES TUYAUX PROPOSÉE
ZONE DE LA RIVE SUD
PLAN ET PROFIL - 4+400 TO 5+000

PROJET/DESSIN No: 343843-TU-120-S0-0014

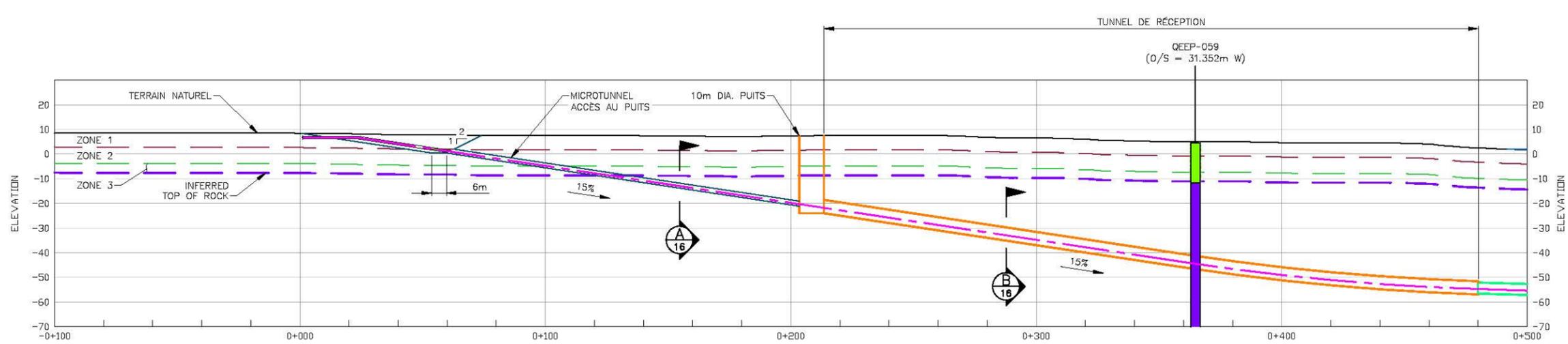
REV No: A

DATE IMPR.: Tuesday, March 17, 2015 15:05:14

NOM UTILISATEUR: Brockway, Chris
NOM FICHIER: P:\343843 - Energy East St. Lawrence Tunnel\CAD\Tunnel\1_Design_Sketches\343843-TU-120-S0-001-02-09-14-15_FR.dwg



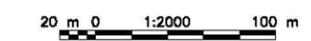
PLAN
Echelle: 1:1000



PROFIL
Echelle: 1:1000

LÉGENDE
 ZONE 1 - SABLE ET SILT, UN PEU DE GRAVIER ET BLOC
 ZONE 2 - SILT, TRACES DE SABLE
 ZONE 3 - SABLE SILEUX, TRACÉ DE GRAVIER

PRELIMINARY
 DATE: Wednesday, November 19, 2014, 9:48 AM



REF.	NUMÉRO DE RÉFÉRENCE	TITRE DE LA RÉFÉRENCE
DESSINS EN RÉFÉRENCE		

CE DOCUMENT, SES ANNEXES AINSI QUE LES INFORMATIONS QU'ILS CONTIENNENT SONT CONFIDENTIELS ET SECRETS, PROTÉGÉS À CE TITRE PAR LES DISPOSITIONS DES CODES DE LA PROPRIÉTÉ INTELLECTUELLE ET INDUSTRIELLE. ILS NE DOIVENT PAS ÊTRE DIFFUSÉS À D'AUTRES PARTIES SANS LE CONSENTEMENT DE HATCH MOTT MACDONALD ET DE LA PARTIE QUI L'A COMMANDÉ. HATCH MOTT MACDONALD NE PEUT ÊTRE TENUE RESPONSABLE POUR LES CONSÉQUENCES DE L'UTILISATION DE CE DOCUMENT PAR UNE AUTRE PARTIE, OU À D'AUTRES FINS, OU POUR UNE ERREUR OU UNE OMISSION DUE À UNE ERREUR OU OMISSION DANS LES DONNÉES FOURNIES À HATCH MOTT MACDONALD PAR D'AUTRES PARTIES.

NOTE:

- TOUTES LES COORDONNÉES SONT EN UTM (NAD83, ZONE 19) ET TOUTES LES ÉLEVATIONS SONT EN DONNÉES GÉODÉSIQUES.
- TOUTS LES GRADIENTS SONT EN POURCENTAGE, SAUF SI INDIQUÉ DIFFÉREMMENT.
- TOUTES LES DIMENSIONS SONT EN MÈTRES, SAUF SI INDIQUÉ DIFFÉREMMENT.
- LE PROFIL DU ROC EST SUPPOSÉ COMME LATÉRALEMENT CONFORME. À CE PROPOS, LA DIFFÉRENCE ENTRE L'ÉLEVATION DU TOIT DU ROC LE LONG DE L'ALIGNEMENT PAR RAPPORT À CELUI DES FORAGES DÉCALÉS DE CELLE-CI EST CONSIDÉRÉE COMME NÉGLIGEABLE.
- LE TOIT DU ROC ENTRE LES FORAGES EST CONSIDÉRÉ COMME LINÉAIRE.
- LE PROFIL DU TUNNEL SERA CONFIRMÉ SUITE AUX RELEVÉS GÉOPHYSIQUES TERRESTRES ET SOUS-MARINS.
- TOUTES LES COURBURES VERTICALE DE L'ALIGNEMENT DU TUNNEL ONT UN RAYON DE 1000 M.

SCEAU:

--	--	--	--	--	--

NO.	DESCRIPTION	PAR	AAAA/MM/JJ
RÉVISIONS			

Hatch Mott MacDonald	
DESSINÉ: CSB	14/09/23
CONÇUE: -	-
VÉRIFIÉE: -	-
APP.: -	-
INITIALES	SIGNATURE
AAAA	MM/JJ
Echelle: INDICUÉE	

No RÉF. CLIENT: -

CLIENT: TransCanada Pipelines Ltd

Tunnel sous le fleuve St-Laurent d'Énergie Est
 INSTALLATION DES TUYAUX PROPOSÉE
 ZONE DE LA RIVE NORD
 PLAN ET PROFIL - 0-100 TO 0+500

PROJET/DESSIN No: 343843-TU-120-S0-0015

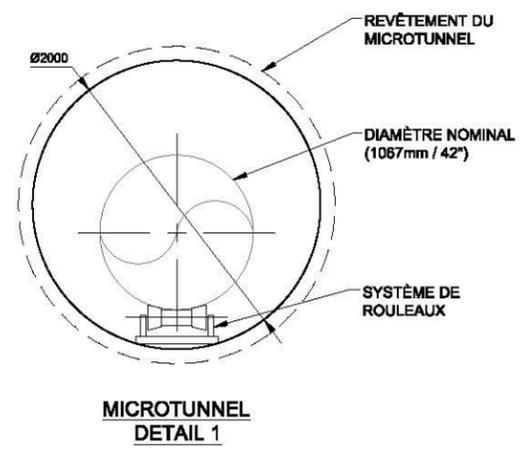
REV No: A

DATE IMPR.: Tuesday, March 17, 2015 15:02:26

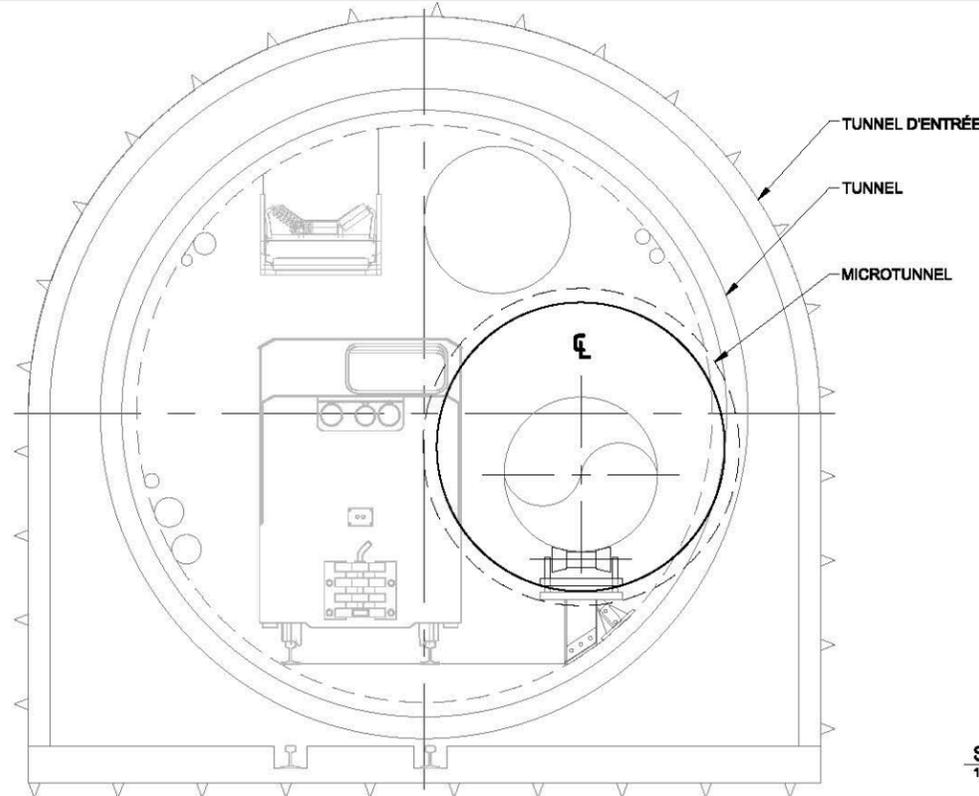
NOM UTILISATEUR: Brockway, Chris
 NOM FICHIER: P:\343843 - Energy East St. Lawrence Tunnel\CAD\Tunnel1_Design_Sketches\343843-TU-120-S0-001_02-09-14-15_FR.dwg

FILE NAME: P:\343843 - Energy East St. Lawrence Tunnel\CAD\Tunnel1_Design_Sketches\343843-TU-120-S0-0016_FR.dwg
 USER NAME: Brockway, Chris
 PLOT DATE: Tuesday, March 17, 2015 15:20:05

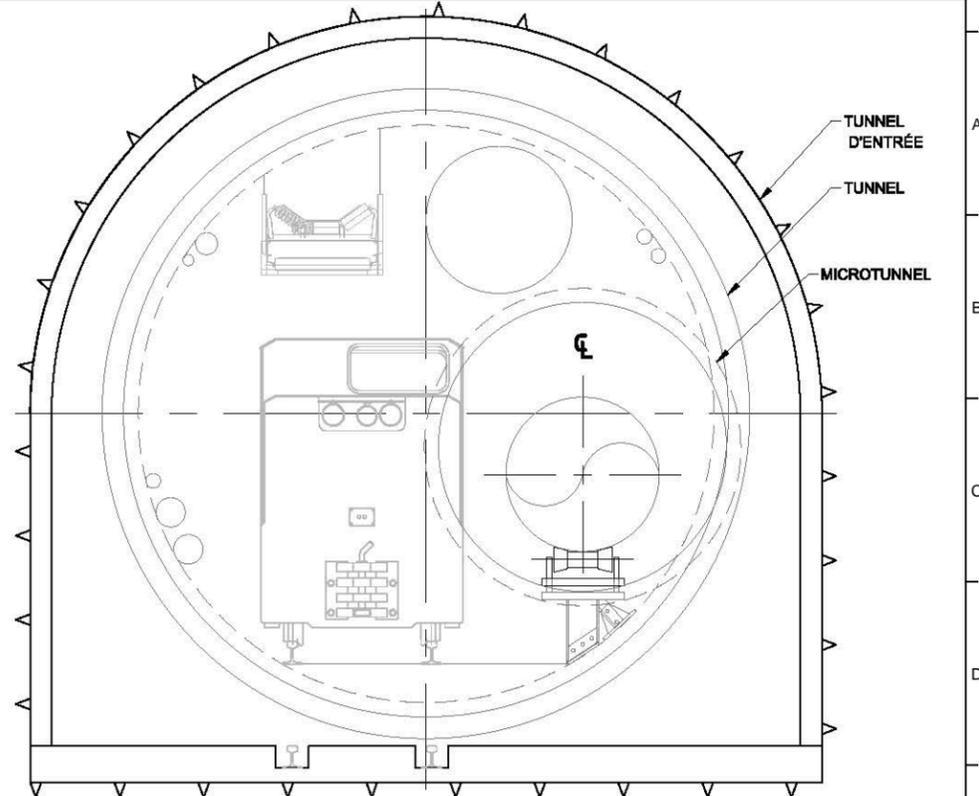
PHASE DE CONSTRUCTION



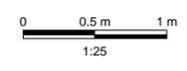
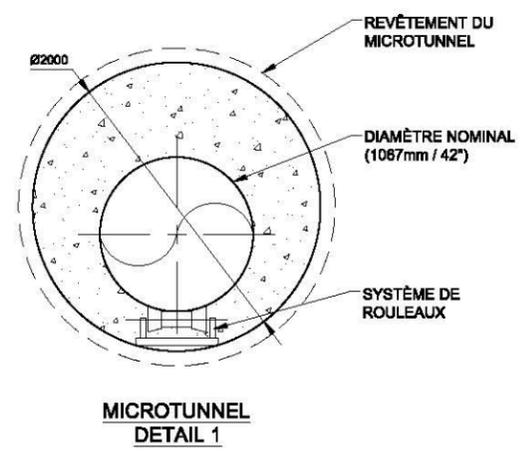
SECTION A
1:25



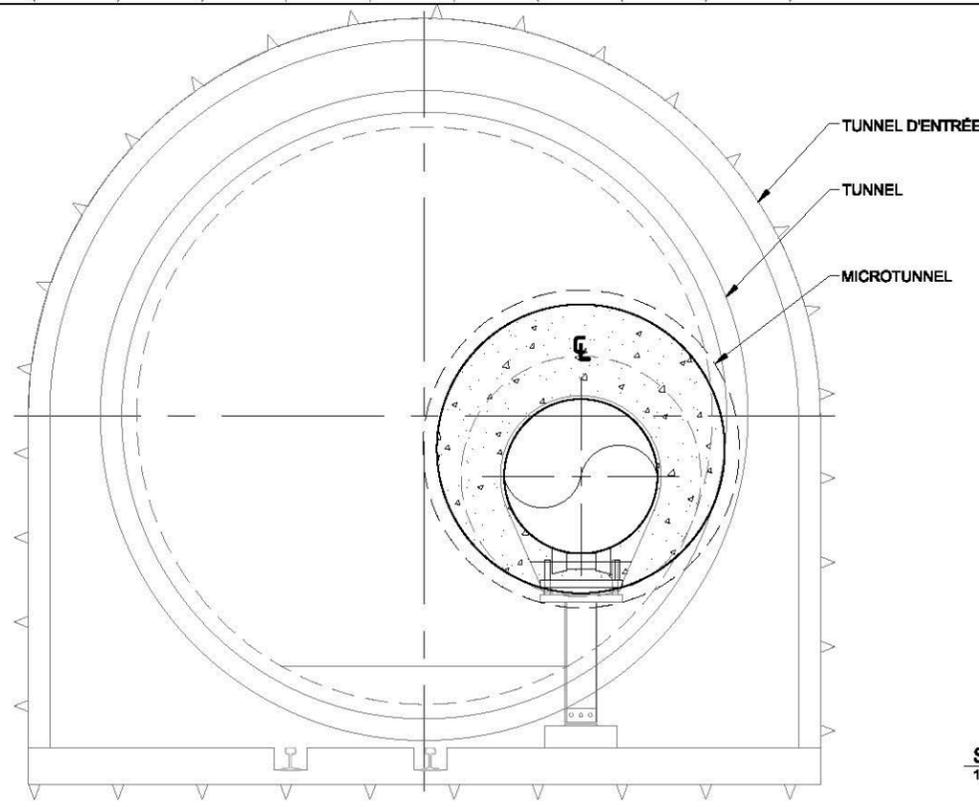
SECTION B
1:25



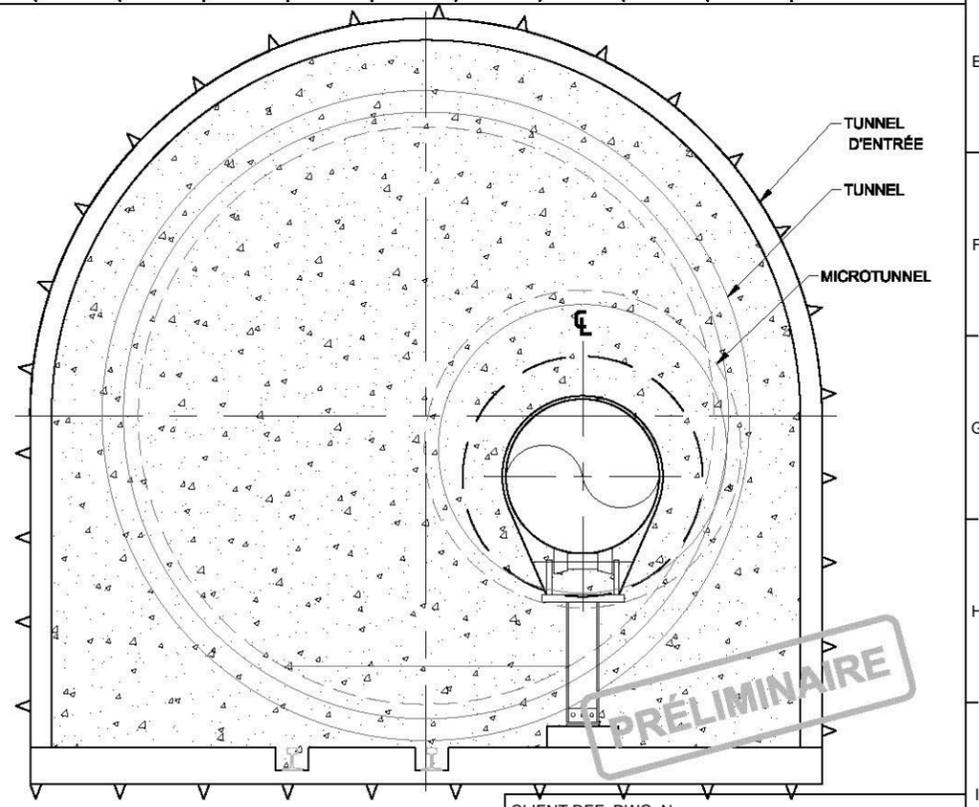
PHASE FINALE



SECTION A
1:25



SECTION B
1:25



REF.	DRAWING NUMBER	DRAWING TITLE
REFERENCE DRAWINGS		
<small>This document is issued for the party which commissioned it and for specific purposes connected with the captioned project only. It should not be relied upon by any other party or used for any other purpose. We accept no responsibility for the consequences of this document being relied upon by any other party, or being used for any other purpose, or containing any error or omission which is due to an error or omission in data supplied to us by other parties. This document contains confidential information and proprietary intellectual property. It should not be shown to other parties without consent from us and from the party which commissioned it.</small>		

ENGINEER STAMP:

NO.	DESCRIPTION	BY	DATE
A	POUR DISCUSSION	PJP	2014/12/03
REVISIONS			



DRAWN:	CSB	2014/12/03
DESIGN:	JCL	2014/12/03
CHECK:	PJP	2014/12/03
REVIEW:		
SCALE:	INITIALS	SIGNATURE
	INDIQUÉE	YYYYMMDD

CLIENT REF. DWG. No.: -

CLIENT:

TransCanada
PipeLines Ltd

Tunnel sous le fleuve St-Laurent d'Énergie Est

COUPES

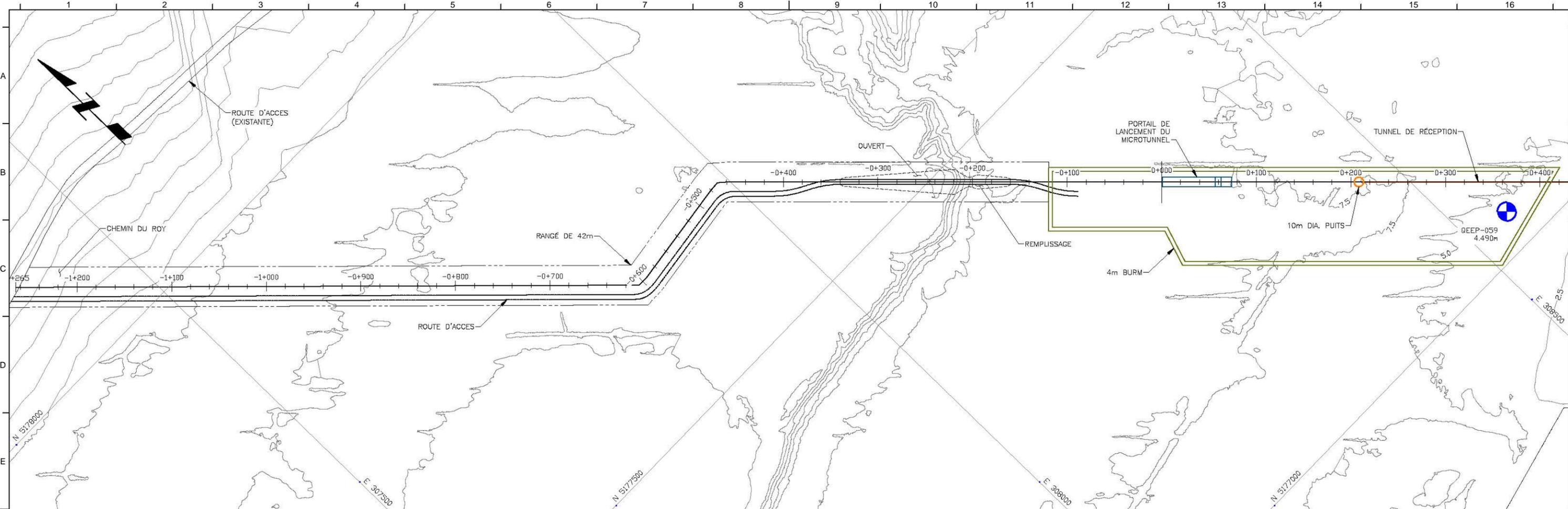
INSTALLATION DE LA CONDUITE

SUR LA RIVE NORD

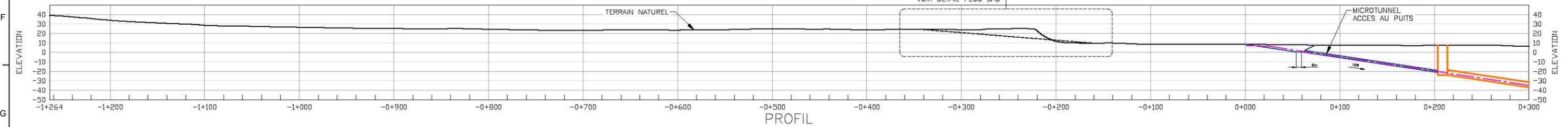
PROJECT/DWG No.:
343843-TU-120-S0-0016

REV No:
A

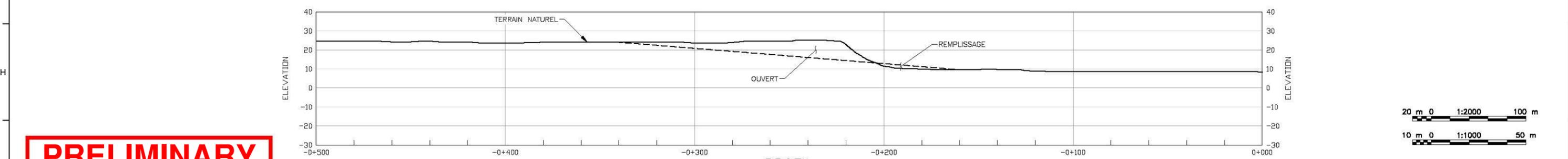
FILE NAME: P:\343843 - Energy East St. Lawrence Tunnel\CAD\Tunnel1_Design_Sketches\343843-TU-120-S0-0017_FR.dwg
 USER NAME: Brockway, Chris
 PLOT DATE: Tuesday, March 17, 2015 15:23:39



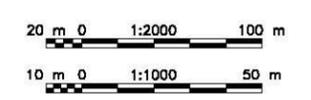
PLAN
 ECHELLE: 1:2000



PROFIL
 ECHELLE: 1:2000



PROFIL
 ECHELLE: 1:1000



PRELIMINARY
 DATE: Wednesday, November 19, 2014, 9:48 AM

- NOTE:
- TOUTES LES COORDONNÉES SONT EN UTM (NAD83, ZONE 19) ET TOUTES LES ÉLÉVATIONS SONT EN DONNÉES GÉODÉSQUES.
 - TOUS LES GRADIENTS SONT EN POURCENTAGE, SAUF SI INDIQUÉ DIFFÉREMMENT.
 - TOUTES LES DIMENSIONS SONT EN MÈTRES, SAUF SI INDIQUÉ DIFFÉREMMENT.
 - LE PROFIL DU ROC EST SUPPOSÉ COMME LATÉRALEMENT CONFORME. À CE PROPOS, LA DIFFÉRENCE ENTRE L'ÉLÉVATION DU TOIT DU ROC LE LONG DE L'ALIGNEMENT PAR RAPPORT À CELUI DES FORAGES DÉCALÉS DE CELLE-CI EST CONSIDÉRÉE COMME NÉGLIGEABLE.
 - LE TOIT DU ROC ENTRE LES FORAGES EST CONSIDÉRÉ COMME LINÉAIRE.
 - LE PROFIL DU TUNNEL SERA CONFIRMÉ SUITE AUX RELEVÉS GÉOPHYSIQUES TERRESTRES ET SOUS-MARINS.
 - TOUTES LES COURBURES VERTICALE DE L'ALIGNEMENT DU TUNNEL ONT UN RAYON DE 1000 M.

ENGINEER STAMP:

REF.	DRAWING NUMBER	DRAWING TITLE
REFERENCE DRAWINGS		
This document is issued for the party which commissioned it and for specific purposes connected with the captioned project only. It should not be relied upon by any other party or used for any other purpose. We accept no responsibility for the consequences of this document being relied upon by any other party, or being used for any other purpose, or containing any error or omission which is due to an error or omission in data supplied to us by other parties. This document contains confidential information and proprietary intellectual property. It should not be shown to other parties without consent from us and from the party which commissioned it.		

NO.	DESCRIPTION	BY	YYYY/MM/DD
REVISIONS			

DRAWN: CSB	14/12/05
DESIGN: -	-
CHECK: -	-
REVIEW: -	-
INITIALS	SIGNATURE
YYYYMMDD	YYYYMMDD
SCALE: INDIQUÉ	

CLIENT REF. DWG. No.: -

CLIENT:

TransCanada
 Pipelines Ltd

Tunnel sous le fleuve St-Laurent d'Énergie Est
 INSTALLATION DES TUYAU PROPOSÉE
 ROUTE D'ACCES DE LA RIVE NORD

PROJECT/DWG No.:
343843-TU-120-S0-0017

REV No:
A